

PAR COURRIEL

Rimouski, le 15 novembre 2024

Madame Isabelle Nault, directrice
Direction de l'évaluation environnementale des projets hydriques
Ministère de l'Environnement, de la Lutte contre les
changements climatiques, de la Faune et des Parcs
isabelle.nault@environnement.gouv.qc.ca

N/Réf. : Projets numéro 154-23-0340 et 154-18-0645

Objet : Demande de soustraction des projets de protection contre l'érosion
côtière et de la procédure d'évaluation et d'examen des impacts sur
l'environnement
Municipalités : Saint-Siméon de Bonaventure et Gaspé (secteur de
L'Anse-aux-Cousins)

Madame,

Le ministère des Transports et de la Mobilité durable doit réaliser des travaux d'urgence afin d'assurer la sécurité des usagers et des biens de la route 132 à Saint-Siméon de Bonaventure et à Gaspé dans le secteur de L'Anse-aux-Cousins.

L'objectif de cette demande est de permettre la soustraction de la procédure d'évaluation et d'examen des impacts sur l'environnement, en vertu de l'article 31.7.1 de la Loi sur la qualité de l'environnement (chapitre Q-2), pour la réalisation de ces deux projets de protection contre l'érosion côtière.

Il est à noter que le début des travaux à Saint-Siméon de Bonaventure est prévu en 2025 et le début des travaux à Gaspé est prévu en 2026.

... 2

Pour toute information supplémentaire concernant la demande de décret de soustraction, vous pouvez communiquer avec madame Nathalie St-Hilaire, biologiste, à l'adresse courriel nathalie.st-hilaire@transports.gouv.qc.ca.

Je vous prie d'agréer, Madame, l'expression de mes sentiments les meilleurs.

Le directeur de la coordination
et des relations avec le milieu,


Original signé électroniquement, s'y référer pour authenticité

Gabriel Simard-Johnson

GSJ/NSH/kt/ig

p. j. Demande de décret de soustraction

c. c. MM. Thomas Fortin-Chevalier, chargé de projets
Frédéric Ste-Croix, chargé de projets
M^{mes} Justine Drolet, chargée d'activités en environnement
Sophie Moisset, chargée d'activités en environnement
Nathalie St-Hilaire, chargée d'activités en environnement



MINISTÈRE DES TRANSPORTS ET DE LA MOBILITÉ DURABLE

**Demande de soustraction des projets de protection
contre l'érosion côtière et de la procédure
d'évaluation et d'examen des impacts sur
l'environnement à Saint-Siméon de Bonaventure et à
Gaspé, secteur de L'Anse-aux-Cousins**

TABLE DES MATIÈRES



SAINT-SIMÉON DE BONAVENTURE	4
Mise en contexte.....	4
Solution retenue.....	6
Calendrier de mise en œuvre	7
ANSE-AUX-COUSINS (GASPÉ)	8
Mise en contexte.....	8
Solution retenue.....	10
Calendrier de mise en œuvre	11
ANNEXE 1 : PHOTOGRAPHIES DU SECTEUR, SAINT-SIMÉON DE BONAVENTURE	
ANNEXE 2 : NOTE TECHNIQUE DU MTMD, SAINT-SIMÉON DE BONAVENTURE	
ANNEXE 3 : PHOTOGRAPHIE DU SECTEUR DE L'ANSE-AUX-COUSINS À GASPÉ	
ANNEXE 4 : NOTE TECHNIQUE DU MTMD, GASPÉ, SECTEUR DE L'ANSE-AUX-COUSINS	

Mise en contexte

Le ministère des Transports et de la Mobilité durable (MTMD) a obtenu en 2019, un décret de soustraction à la procédure environnementale pour certains sites côtiers aux Îles-de-Madeleine (1060-2019 - modifié par le décret 1476-2021). La condition 5 de ce décret indique que le MTMD devra développer une vision intégrée des enjeux associés à ses actifs en zone côtière. Ainsi, conformément à cette condition, le MTMD a déposé le 29 juillet 2021, un avis de projet pour un Programme décennal d'intervention pour la protection des infrastructures du ministère des Transports face aux aléas côtiers au Bas-Saint-Laurent et en Gaspésie-Îles-de-la-Madeleine, dans le contexte des changements climatiques (PIAC) (dossier 3211-02-322), afin d'entreprendre la procédure d'évaluation et d'examen des impacts sur l'environnement (PÉEIE). Cette démarche a pour objectif principal de produire une étude d'impact à une échelle régionale afin de favoriser les interventions préventives et intégrées et de limiter celles à réaliser en contexte d'urgence. Le PIAC sera déposé au ministère de l'Environnement, de la Lutte contre les changements climatiques, de la Faune et des Parcs (MELCCFP) en novembre 2024.

Le MTMD est véritablement engagé dans cette démarche responsable et intégrée de la gestion de ses actifs vulnérables aux aléas côtiers. Le programme d'intervention viendra à terme donner l'encadrement nécessaire aux interventions d'adaptation et de protection des axes de mobilité essentiels pour les citoyens. Cependant, entre-temps, les aléas côtiers continuent régulièrement d'affecter la sécurité des usagers et des biens circulant sur la route 132. Les interventions minimales requises à court terme prévues à Saint-Siméon-de-Bonaventure et à L'Anse-aux-Cousins permettront d'assurer l'intégrité dans ces secteurs de la route nationale qui longe la côte en Gaspésie ainsi que la sécurité de ses usagers. Les travaux à réaliser n'excèdent pas le seuil d'assujettissement de 500 mètres linéaires ou 5 000 m² sous la limite d'inondation de récurrence de deux ans, du règlement sur l'évaluation et l'examen des impacts sur l'environnement, pour chacun des secteurs. Toutefois, ces deux secteurs sont actuellement compris dans le territoire du programme décennal d'intervention. Les informations présentées ci-dessous détaillent les éléments qui ont été considérés par le MTMD pour définir l'importance de soustraire et réaliser ces deux projets d'ici la fin de l'analyse de la PÉEIE pour le programme décennal d'intervention.

Le type d'intervention choisi pour chacun des secteurs soit, Saint-Siméon de Bonaventure et L'Anse-aux-Cousins, est validé via des avis/études hydrauliques et géotechniques afin de choisir la meilleure intervention pour chacun des sites. La nature, la portée et les impacts environnementaux des interventions seront précisés à l'étape des autorisations ministérielles.

Ainsi;

- Considérant que ces tronçons de la route 132 et les usagers de celle-ci sont actuellement vulnérables et que la sécurité est compromise;
- Considérant que le Programme décennal d'intervention pour la protection des infrastructures du ministère des Transports face aux aléas côtiers au Bas-Saint-Laurent et en Gaspésie-Îles-de-la-Madeleine, dans le contexte des changements climatiques (dossier 3211-02-322) est actuellement engagé dans la procédure d'évaluation et d'examen des impacts sur l'environnement;

Il est demandé au ministre de l'Environnement et de la Lutte aux changements climatiques de la Faune et des Parcs de recommander au gouvernement la soustraction des interventions à réaliser à Saint-Siméon et à L'Anse-aux-Cousins, de la procédure d'évaluation et d'examen sur l'environnement en vertu de l'article 31.7.1 de la LQE et ce jusqu'à l'aboutissement de la démarche du programme d'intervention en cours qui est prévue d'ici 2027.

SAINT-SIMÉON DE BONAVENTURE

Mise en contexte

Numéro de projet : 154-23-0340

Le site de suivi côtier A0901 est localisé dans la paroisse de Saint-Siméon de Bonaventure (Figure 1).



Figure 1 : Localisation du site des travaux à Saint-Siméon de Bonaventure

Dans le cadre du programme d'intervention aux aléas côtier (PIAC) qui sera déposé d'ici la fin novembre 2024, le site de Saint-Siméon de Bonaventure est identifié comme un secteur d'intervention. Les travaux d'urgence de protection côtière prévus en 2025 et qui devront être soustraits couvrent les segments 3 et 4 du site A0901, localisé à Saint-Siméon de Bonaventure. Les travaux seront réalisés entre les chaînages 1+850 à 1+980. (Coordonnée centrale, longitude, latitude : -65.560913, 48.069116). Ces segments ont été identifiés comme ayant une vulnérabilité élevée (Figure 2). Le segment 3 va du chaînage 1+780 à 1+902 et le segment 4 va du chaînage 1+902 à 1+965. À l'intérieur du segment 4, une section d'environ 15 mètres linéaires devra être retravaillée de manière à uniformiser la géométrie de l'ouvrage et assurer un raccordement adéquat (Annexe1).

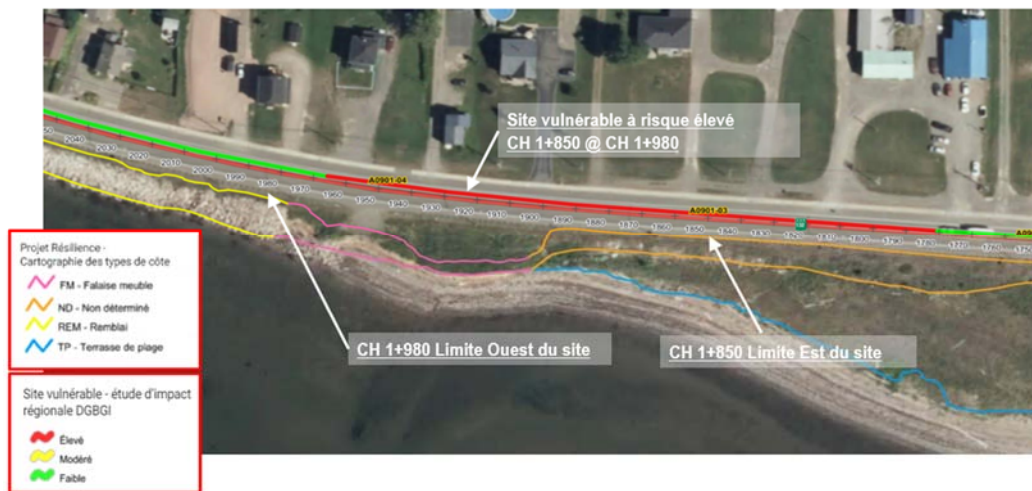


Figure 2 : Localisation des segments et de leur vulnérabilité identifiée dans le PIAC pour le site A0901

Depuis 2015, le site A0901 est suivi par le MTMD. Un taux de recul moyen d'environ 1,75 m/an est observé (2015-2024), avec une augmentation depuis 2022. En effet, le taux moyen entre 2022 et 2024 a augmenté à 2 m/an faisant en sorte qu'en 2024, la marge de recul entre le haut de talus de la côte et la glissière de la route 132 est de 3,8 mètres (Annexes 1 et 2). Noter que cette marge de recul combinée au taux de recul de 2m/an n'est pas sécuritaire pour les usagers de la route et des travaux correctifs doivent être réalisés rapidement. Sans compter que des infrastructures (lampadaire, filage enfoui et poteau d'Hydro-Québec) sont situées à moins de 3,8 m du haut de talus et que leur dégradation occasionnerait une augmentation évitable des coûts de travaux.

Un premier avis hydraulique a été produit en 2017, lequel considérait que malgré l'érosion active dans ce secteur de la route 132, celle-ci n'était pas à risque de nuire à la sécurité des usagers. Rappelons toutefois qu'une intervention d'entretien a été réalisée par le MTMD en 2017, consistant à déposer de la pierre sur le talus exposé dans le but de le stabiliser. Aussi, en 2024, à la suite de la dégradation rapide du site (tempêtes hivernales, dégel printanier, etc.), l'avis hydraulique a été mis à jour. Les conclusions sont que la route est en danger imminent face à l'érosion côtière et une intervention est nécessaire dans les plus brefs délais. De plus, l'impact sur la côte, dû aux changements climatiques impliquant la hausse du niveau de la mer, ne fera qu'amplifier la vulnérabilité de la route 132 dans ce secteur.

Concernant l'enrochement mis en place à l'automne 2017 entre les chaînages 1+935 et 1+965, il n'avait fait l'objet d'aucune conception au préalable, ce qui explique que sa géométrie n'a pas intégré les règles usuellement prises en compte à l'étape de conception d'un projet (axe ne suivant pas celui de la côte, pierres de carapace sous-dimensionnées, absence de sous-couche et de clé, etc.). Ainsi, malgré sa construction récente, cet ouvrage semble s'être affaissé et induit un effet de bout considérable sur le secteur adjacent à l'est. Sa crête est également trop basse et ses pierres non imbriquées. Pour ces raisons, dans le cadre des travaux qui seront réalisés en 2025, le MTMD prévoit la réfection de cet enrochement afin d'adapter sa géométrie et sa constitution aux sollicitations hydrodynamiques (axe, calibre, élévation, pente, sous-couche, clé), ce qui permettra un réel arrimage

avec les nouveaux ouvrages requis pour les secteurs adjacents, du côté ouest et est, où l'érosion est active (Annexe 2).

Le MTMD se doit d'agir avec diligence afin de limiter, autant que possible, l'exposition au risque des usagers de la route 132. En 2023, il a été décidé d'inclure dans la programmation (liste de travaux réalisés annuellement par la MTMD), la construction d'un ouvrage de protection côtière, soit un enrochement, sur une longueur de 130 mètres couvrant les segments 3 et 4 du site A0901 à Saint-Siméon de Bonaventure. L'élévation de la crête a été majorée de 0,5 m de manière à tenir compte des changements climatiques. Aucun impact visuel n'est envisagé pour les usagers de la route.

La route 132 est une route nationale stratégique et elle représente le seul lien régional dans ce secteur. Bien que des chemins secondaires existent, ils sont de moindre importance et pourraient difficilement contenir les débits de circulation observés sur la route 132. Le recours à ces voies de contournement occasionnerait un délai pour les usagers en cas de fermeture de la route et pourrait être moins sécuritaire pour les véhicules plus longs.

Pour toutes ces raisons, le MTMD souhaite réaliser le plus rapidement possible les travaux sur l'ensemble du tronçon vulnérable.

Solution retenue

Le scénario retenu par le MTMD est celui de construire un ouvrage de protection côtière (Annexe 2). Ceci dans le but de freiner l'érosion et protéger la route 132 d'un sinistre appréhendé en raison de l'exposition aux aléas côtiers et ainsi assurer la sécurité des usagers de la route. Cet ouvrage est le plus adéquat au site étant donné la nature très localisée de la problématique d'érosion et la présence d'un enrochement continu déjà existant sur plusieurs kilomètres à l'ouest.

Le choix du scénario retenu permet de :

- Protéger les infrastructures du MTMD et assurer la sécurité des usagers de la route 132;
- Procéder à des travaux de stabilisation de talus par enrochement afin de préserver la pérennité de la route 132.

Cette solution présente les avantages suivants :

- Prévenir tout dommage que pourrait causer un sinistre appréhendé (qui pourrait survenir lors du prochain événement de tempête);
- Diminuer le stress et l'insécurité associés aux risques et à la sécurité des usagers de la route;
- Optimiser les coûts du projet, notamment en évitant la construction d'ouvrages en situation d'urgence;
- Éviter des interventions supplémentaires urgentes puisque le projet est actuellement en processus de conception faisant en sorte que les travaux pourront se réaliser de manière permanente en 2025. De plus, cette solution va tenir compte des changements climatiques.

La solution retenue minimise les impacts en milieu humide et hydrique de manière à ne pas dépasser le seuil d’assujettissement présenté dans le Règlement relatif à l’évaluation et l’examen des impacts de l’environnement sur certains projets. D’autres informations seront transmises dans le cadre du dépôt de la demande d’autorisation environnementale.

Calendrier de mise en œuvre

Les travaux débuteraient à l’été 2025, pour une durée d’environ 6 semaines. Ils devraient se terminer avant le 31 décembre 2025. Les périodes sensibles pour protéger la faune présente dans ce secteur des travaux seront respectées ou des mesures d’atténuation seront mises en place afin de ne pas nuire aux individus.

ÉTAPES DES TRAVAUX	Durée (semaines)					
	1	2	3	4	5	6
Mobilisation au chantier, mise en place de la signalisation						
Construction du chemin d'accès temporaire						
Construction des enrochements de protection						
Démantèlement du chemin d'accès temporaire						
Correction au pavage (si requis)						
Nettoyage final						
Démobilisation						

ANSE-AUX-COUSINS (GASPÉ)

Mise en contexte

Numéro de projet : 154-18-0645

Le site de travaux de protection côtière B0512 est localisé à L'Anse-aux-Cousins dans la ville de Gaspé (Figure 3).

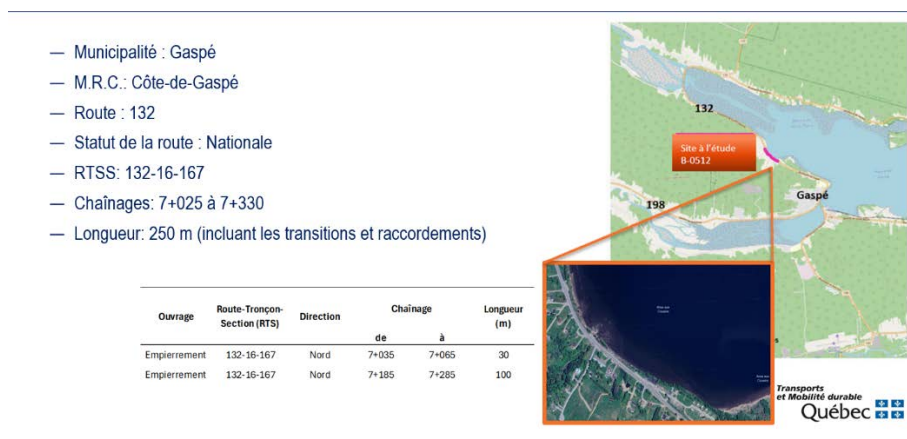


Figure 3: Localisation du site B0512 à L'Anse-aux-Cousins

Dans le cadre du programme d'intervention aux aléas côtier (PÉEIE) qui sera déposé d'ici la fin novembre 2024, les travaux de protection côtière requis à court terme sont prévus en 2026. Ces travaux couvrent en partie les segments 2 et 3 du site B0512, localisé à L'Anse-aux-Cousins. Les travaux seront réalisés entre les chaînages 7+025 à 7+330. (Coordonnée centrale, longitude, latitude : -64.50734, 48.848918). Ces segments ont été identifiés comme ayant une vulnérabilité élevée dans le cadre du PIAC (Figure 4). Le segment 2 va du chaînage 6+920 au chaînage 7+322 et le segment 3 va du chaînage 7+322 à 7+391.



Figure 4 : Localisation des segments et de leur vulnérabilité identifiée dans le PIAC pour le site B0512

La route 132, dans le secteur de L'Anse-aux-Cousins, est affectée par l'érosion du talus adjacent, ce qui a un impact réel sur la sécurité des usagers de la route dans ce secteur. Les problématiques observées au site sont causées par l'érosion du pied de la falaise et de sa géologie structurale, la pente naturelle abrupte des sols de la partie sommitale du talus et la gestion inadéquate des eaux de ruissellement de la route (Annexe 4). Ces problématiques distinctes, jumelées ensemble, provoquent une instabilité sur l'entièreté de la falaise naturelle. Une étude d'instabilité a d'ailleurs été réalisée par le MTMD en 2021. Étant donné la complexité des problématiques observées dans ce secteur, veuillez prendre connaissance de la note technique à l'Annexe 4 qui explique plus en détail chacune d'entre elles.

Noter que depuis 2013, le site B0512 est suivi par le MTMD. En 2019, le MTMD a constaté de l'érosion au pied de la falaise ainsi que dans la partie sommitale de celle-ci. Il y avait du décrochement de matériel sédimentaire de plus en plus près des glissières le long de la route 132. D'ailleurs un glissement de terrain a eu lieu dans ce secteur au printemps 2020 (Annexe 4). Suivant ce glissement de terrain, le MTMD a dû procéder, à l'automne 2020, à des travaux de déplacement de la route ainsi qu'à l'installation de glissière en béton afin d'assurer temporairement la sécurité des usagers de la route dans ce secteur (Annexe 4).

Au fil des ans, plusieurs segments de talus se décrochent, exposant ainsi de plus en plus le talus et la falaise à l'érosion. Les changements climatiques ne feront qu'exacerber la problématique d'instabilité de la falaise.

À la suite de ces événements d'importance affectant la sécurité de la route 132, le MTMD a décidé, en 2023, d'inclure dans sa programmation, la réalisation de 2 interventions distinctes soit 1) la construction d'un ouvrage de protection à la base du talus en 2026 et 2) le déplacement de la route incluant la correction du drainage des eaux de ruissellement afin d'empêcher la concentration d'eau vers le sommet du talus en 2027.

La construction d'un ouvrage de protection à la base du talus a été choisie comme première intervention (2026) étant donné la nécessité de stabiliser d'abord la base de l'ouvrage associé au déplacement de la route 132 (phase 2). La distance requise du déplacement de la route est influencée, entre autres, par la mise en place de la protection au pied de la falaise. Il est recommandé que le déplacement minimal de la route soit d'environ 3,3 m vers le sud (Annexe 4). Les travaux associés au déplacement de la route sont prévus en 2027. De plus, dans le cadre de la phase 2, le drainage de la route sera corrigé afin de réduire de manière significative l'érosion dans la partie sommitale de la falaise par le ruissellement de l'eau provenant de la route.

La route 132 est une route nationale stratégique et elle représente le seul lien régional dans ce secteur. Pour les quartiers nord de la ville de Gaspé, cette route est le seul lien pour accéder au centre hospitalier, Hôpital de Gaspé, et au CHSLD, centre d'hébergement Monseigneur-Ross de Gaspé. Il n'existe aucun chemin secondaire faisant en sorte qu'aucune voie de contournement de la route n'est possible advenant la fermeture de celle-ci.

Solution retenue

Dans le cadre du site de L'Anse-aux-Cousins, trois solutions ont été étudiées au départ, soit :

- Déplacement local de la route 132
- Protection en bas de talus
 - Recharge de plage
 - Protection en enrochement
- Combinaison du déplacement local de la route et protection en bas de talus

Le scénario retenu par le MTMD est celui de déplacer la route 132 dans ce secteur et construire un ouvrage de protection côtière au pied de la falaise, soit un enrochement. Étant donné les enjeux géotechniques dans ce secteur, la mise en place d'une recharge de plage ne permettait pas de répondre adéquatement à la problématique de décrochement du talus. De plus, étant donné la hauteur de la falaise dans ce secteur et l'accessibilité difficile au littoral, la mise en place de matériel sédimentaire sur le littoral était plus difficile à réaliser que la construction d'une protection en enrochement, avec un chemin d'accès intégré à l'enrochement projeté.

Le choix du scénario retenu permet de :

- Minimiser les coûts associés aux travaux ainsi que les investissements requis à long terme par la mise en place d'une recharge de plage;
- Protéger les infrastructures du MTMD et assurer la sécurité des usagers de la route 132;
- Procéder à des travaux de stabilisation de talus par enrochement afin de préserver la pérennité de la route 132.

Cette solution présente les avantages suivants :

- Diminuer le stress et l'insécurité associés aux risques et à la sécurité des usagers de la route;
- Optimiser les coûts du projet, notamment en évitant la construction d'ouvrages urgents;
- Éviter des interventions supplémentaires urgentes puisque le projet est actuellement en processus de conception faisant en sorte que les travaux en bas de talus pourront se réaliser de manière permanente en 2026. De plus, cette solution va tenir compte des changements climatiques.

La solution retenue minimise les impacts en milieu humide et hydrique de manière à ne pas dépasser le seuil d'assujettissement présenté dans le Règlement relatif à l'évaluation et l'examen des impacts de l'environnement sur certains projets. Le concept actuel de l'enrochement consiste à encasturer le chemin d'accès dans l'enrochement de manière à diminuer les empiétements en milieu humide et hydrique. Plus d'informations seront transmises dans le cadre du dépôt de la demande d'autorisation environnementale.

Calendrier de mise en œuvre

Les travaux débuteraient à l'été 2026, pour une durée d'environ 60 jours. Ils devraient se terminer avant le 31 décembre 2026. Les périodes sensibles pour protéger la faune présente dans ce secteur des travaux seront respectées ou des mesures d'atténuation seront mises en place afin de ne pas nuire aux individus.

Étapes des travaux	Nombre de jours ouvrables
Mobilisation au chantier, mise en place de la signalisation	3 jours
Construction du chemin d'accès temporaire	18 jours
Construction des enrochements de protection	30 jours
Démantèlement du chemin d'accès excédentaire	5 jours
Protection sommitale du talus du petit enrochement	2 jours
Nettoyage final	1 jour
Démobilisation	1 jour



ANNEXE 1 :

**PHOTOGRAPHIES DU SECTEUR,
SAINT-SIMÉON DE BONAVENTURE**

Site en 2010



Site en 2021



Site en 2023

Photo du 13 oct. 2023



Photo du 11 janv. 2024



Photo du 15 fév 2024



Site en 2023



ANNEXE 2 :

NOTE TECHNIQUE DU MTMD
SAINT-SIMÉON DE BONAVENTURE



MINISTÈRE DES TRANSPORTS ET DE LA MOBILITÉ DURABLE

Note technique

Secteur de Saint-Siméon de Bonaventure, route 132

8 novembre 2024

GESTIONNAIRE D'ACTIFS ♦ LEADER EN MOBILITÉ

TABLE DES MATIÈRES

1.	MISE EN CONTEXTE	3
2.	HISTORIQUE.....	3
2.1	Avis hydraulique de 2017	3
2.2	Intervention d'entretien à l'automne 2017	5
2.3	Résultats du monitoring	5
2.4	Avis hydraulique de 2024	6
3.	IMPORTANCE DE LA ROUTE	6
4.	ÉTAT DE LA SITUATION.....	7
5.	INTERVENTION PLANIFIÉE	9
6.	CONCLUSION ET RECOMMANDATION	10
7.	SIGNATURE	11

ANNEXES

1. MISE EN CONTEXTE

La présente note technique a pour objectif de dresser un portrait de la vulnérabilité de la route 132 dans le secteur de Saint-Siméon de Bonaventure (RTS 132-18-135-000C), entre les chaînages 1+850 et 1+980, au droit du site A0901. La *Figure 1* présente la localisation du site.

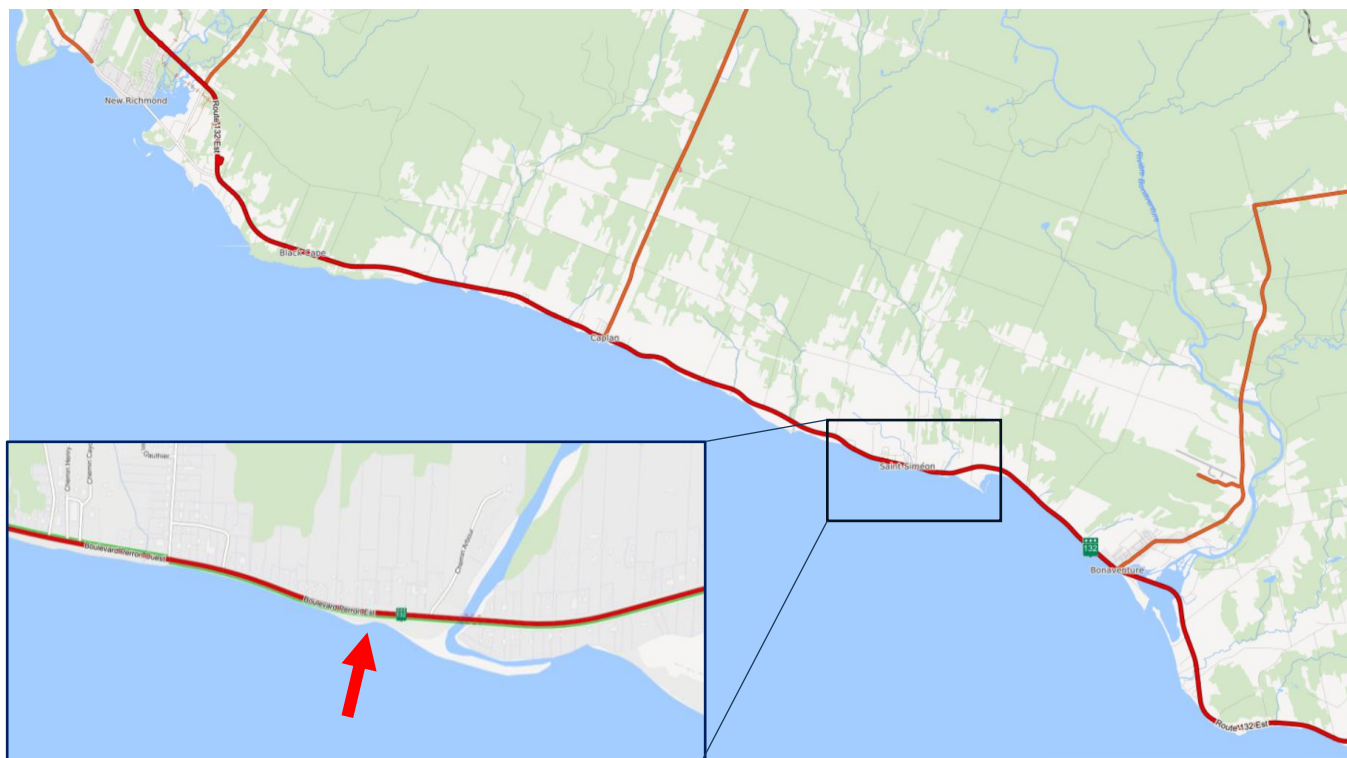


Figure 1 – Localisation du site A0901

2. HISTORIQUE

2.1 Avis hydraulique de 2017

Un premier avis hydraulique a été émis pour le site en 2017. Malgré l'érosion active observée au tronçon 2 (voir *Figure 6*), le site n'était pas encore considéré comme étant à risque éminent et aucune problématique de submersion côtière n'était appréhendée. La *Figure 2* et la *Figure 3* présentent l'état de la côte. On y remarque les foyers d'érosion derrière l'amoncellement de pierres déposées au pied de talus. À noter que ces pierres avaient été déposées afin de préserver une descente à la plage vers l'ouest, laquelle a été démolie à l'hiver 2017 à la suite de tempêtes d'importances.



Figure 2 – Photographie aérienne de 2017. On y remarque que l'accès à la plage a été complètement détruit.



Figure 3 – Photographie oblique de la côte dans la portion active du talus (25 septembre 2017, source LDGIZC)

2.2 Intervention d'entretien à l'automne 2017

Suite aux tempêtes de l'hiver 2017, qui ont complètement détruit l'accès carrossable à la plage qui était jusqu'ici fonctionnel, des pierres ont été adossées au talus meuble afin de ralentir son érosion. Cette intervention d'entretien n'a fait l'objet d'aucune conception préalable. Elle avait comme seul objectif de recouvrir le talus meuble nouvellement exposé. Selon les informations disponibles, aucune clé n'a été préalablement réalisée et une membrane aurait été mise derrière l'unique calibre de pierres utilisées.

Le contexte de réalisation de ces travaux n'a malheureusement pas permis d'arrimer adéquatement ces nouvelles pierres avec l'enrochement existant à l'ouest. En effet, comme le montre la *Figure 4*, les pierres n'ont pas été placées de manière à épouser l'ouvrage déjà existant, ce qui a causé un trou dans la zone non protégée. De plus, le calibre des pierres utilisées en 2017 est plus petit que celui de l'ouvrage en place et l'absence de pierres de sous-couche explique l'affaissement actuellement observé.

Notons également l'absence de transition à l'extrémité est de cet amoncellement de pierres et l'effet de bout qui en a résulté, exacerbant l'érosion.

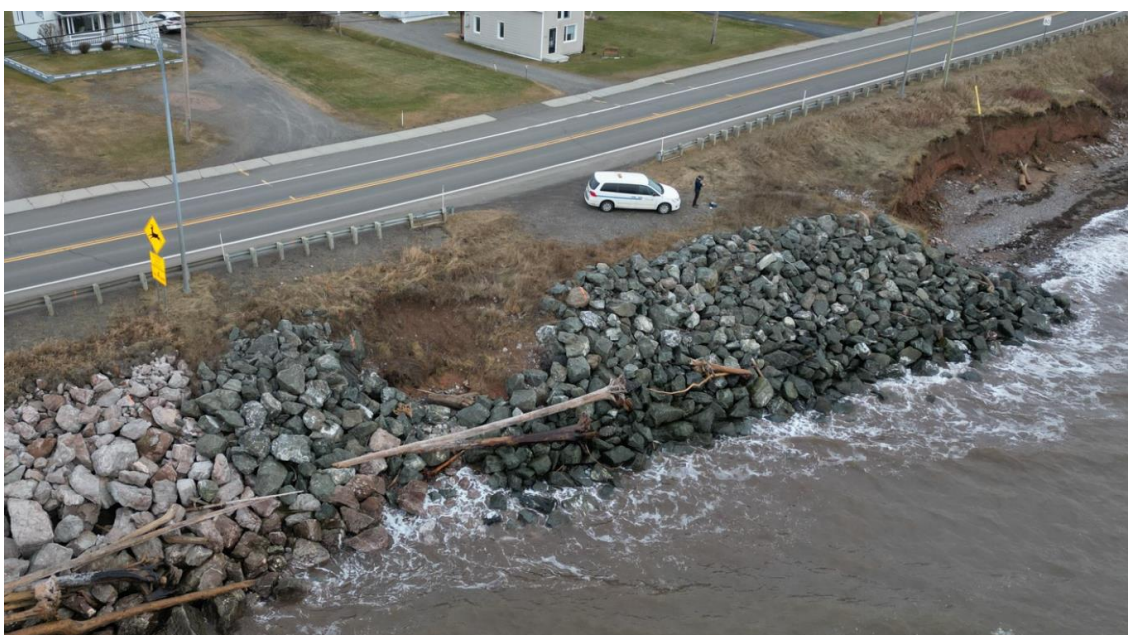


Figure 4 – Photographie de décembre 2023, montrant la zone endommagée à même l'amoncellement de pierres mis en place en 2017 (source : MTMD)

2.3 Résultats du monitoring

Un monitoring du site est effectué depuis 2015. Dans la zone la plus critique, un recul moyen de l'ordre de **1.75 m/an** est observé depuis 9 ans. Depuis 2022 toutefois, le recul moyen est plus important soit de **2 m/an**.

En avril 2024, la marge de recul entre le haut de talus de la côte et la glissière de sécurité de la route 132 était à 3.8 m (*Figure 5*). La base du lampadaire était quant à elle à 1.8 m, alors que l'ancrage du hauban supportant le poteau d'Hydro-Québec était complètement déchaussé (*Figure 3*).



Figure 5 – Marge de recul entre la glissière de sécurité et le haut du talus de la côte
(source : MTMD, avril 2024)

2.4 Avis hydraulique de 2024

Le recul s'est poursuivi au site, notamment avec les tempêtes hivernales survenues en 2023-2024 et le dégel printanier de 2024. Étant donné l'évolution rapide de l'érosion sur le site et la faible marge de recul résiduelle, un second avis hydraulique a été réalisé. Les différents constats de cet avis, qui corroborent ceux présentés à la section 4 « état de la situation », mènent à la conclusion que :

1. la route 132 est en danger imminent face à l'érosion côtière;
2. une intervention corrective est nécessaire dans les plus brefs délais.

Cet avis hydraulique est disponible à l'Annexe A du présent document.

3. IMPORTANCE DE LA ROUTE

La route 132 est une route nationale et elle représente le seul lien régional. Le débit journalier moyen annuel (DJMA) y est de 7 000 véhicules/jour, alors que le débit journalier moyen estival (DJME) y est de 7 600.

Bien que des chemins secondaires existent, qui permettraient des voies de contournement durant une fermeture, ils sont de moindre importance et pourraient difficilement contenir les débits de circulation observés sur la route 132, surtout advenant une fermeture de la route prolongée après un événement de tempête en raison de bris à l'infrastructure. Notons également que le recours à des voies de contournement occasionnerait un certain délai pour

les usagers, de l'ordre de 6 minutes. Ce délai pourrait être supérieur pour les véhicules plus gros, limités dans leur rayon de courbure, qui devraient emprunter un chemin de détour différent et plus long.

La voie de contournement envisageable pour les véhicules standards est présentée à l'annexe B.

Selon l'ampleur de l'érosion de la route, la ligne d'aqueduc pourrait également être brisée, impactant une large portion de la population tout en complexifiant et en allongeant la durée des travaux d'urgence à réaliser.

4. ÉTAT DE LA SITUATION

Le site A0901 peut être divisé en 4 tronçons distincts, présentés à la *Figure 6* et décrits ci-dessous.



Figure 6 – Segmentation du site A0901 (Photo MTMD, 29 mai 2023)

D'abord, à l'extrémité ouest, le **tronçon T1** représente la brèche entre les 2 enrochements. Cette brèche s'est agrandie depuis 2017 et l'ampleur du trou semble avoir augmenté. Les vagues peuvent plus facilement atteindre le talus routier, le rendant vulnérable, ainsi que l'arrière de la protection en enrochement contribuant à son affouillement.

Le **tronçon T2** représente l'amoncellement de pierres érigé en 2017. La *Figure 7* illustre très bien l'axe de cet enrochement (pierres grises foncées sur la photo), qui crée une protubérance par rapport à l'axe de la côte et contribue à amplifier l'effet de bout sur le tronçon T3. Dans une moindre mesure, on peut également apprécier la pente plus douce de cette portion de l'ouvrage qui, combiné au fait que les pierres sont de plus petits calibres, laisse présumer un affaissement. La géométrie de cet ouvrage (axe ne suivant pas celui de la côte, pierres de carapace sous-dimensionnées, absence de sous-couche et de clé, affaissement observé) justifie qu'ils soient reconstruits afin que le nouvel ouvrage soit adéquatement dimensionné et s'intègre mieux à la côte.

Le **tronçon T3** est également présenté sur la *Figure 7*. Il s'agit du tronçon le plus critique du secteur. On y constate l'état très actif et instable du talus, alors que plusieurs décrochements de plaques de végétation sont observés. Ces plaques migrent progressivement du haut vers le bas du talus suite à la sollicitation de la base du talus par les vagues et l'érosion occasionnée. C'est ce processus érosif de la base du talus, puis d'équilibrage vers la pente d'équilibre, qui occasionne les reculs mesurés en haut de talus. La distance disponible en haut de talus, combinée aux taux de reculs du secteur, ne permettent pas l'atteinte d'une pente d'équilibre sans interférer avec l'infrastructure routière.

À noter l'ancrage du poteau de haubanage d'Hydro-Québec, qui est complètement déchaussé et d'aucune utilité.



Figure 7 – Segments T2 et T3 du site visé par les travaux (source : MTMD, 22 octobre 2024)

La zone exposée du talus, représentée par le pointillé rouge sur la *Figure 8*, semble s'arrêter légèrement passer le ponceau, soit dans le **tronçon T4**. Ce secteur est caractérisé par une très faible marge de recul entre le haut de talus et la route. Aussi, il est appréhendé que le prolongement de l'enrochement pour sécuriser le secteur actif occasionne un effet de bout dans ce secteur, ce qui aurait des effets directs sur la route. L'avis hydraulique recommande d'ailleurs de prolonger l'enrochement de manière préventive afin d'atteindre un secteur où il y a une mince zone d'arrière-plage et ainsi réduire la vulnérabilité à l'érosion.

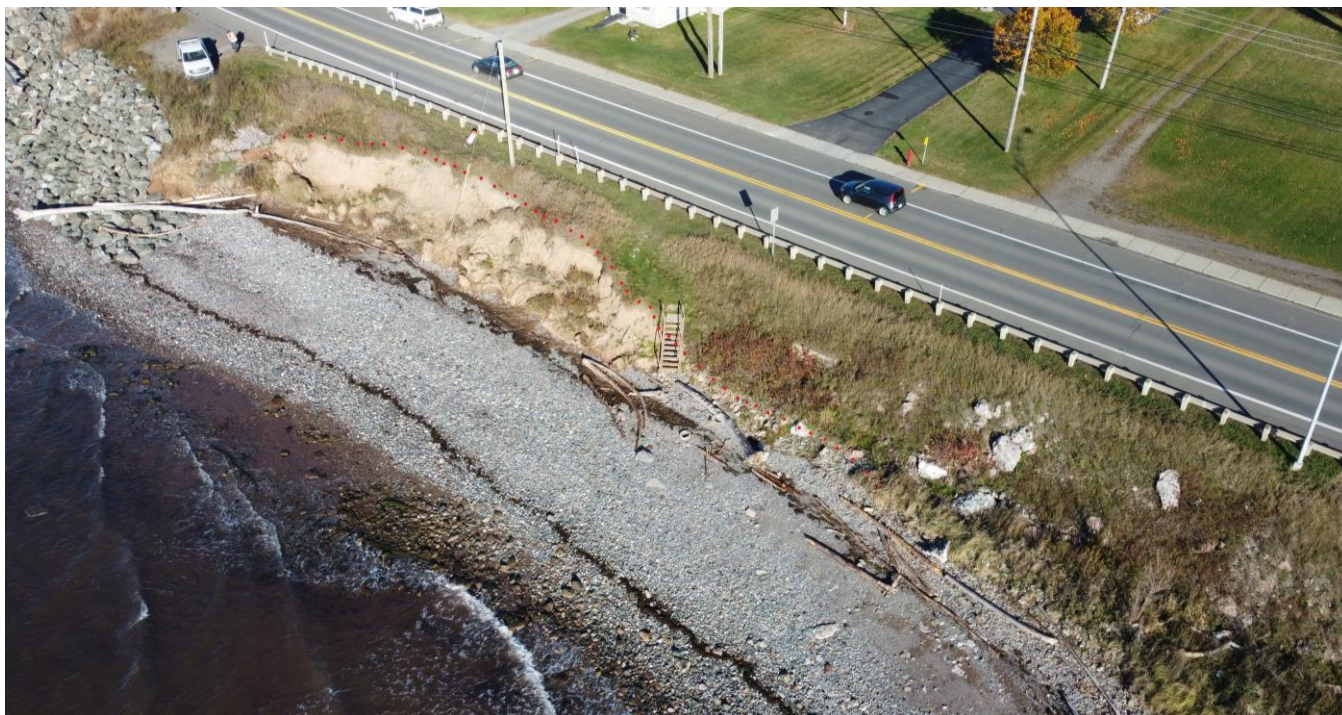


Figure 8 – Portion est du secteur visé par les travaux. (source : MTMD, 22 octobre 2024)

5. INTERVENTION PLANIFIÉE

Le scénario retenu est le plus adéquat au site étant donné la nature très localisée de la problématique d'érosion.

L'intervention consiste en la construction d'un enrochement sur une distance d'environ 130 m. La coupe type (*Figure 9*) couvrira les tronçons T1, T2, T3 et une portion de T4. Une transition sera aménagée sur le reste du T4. L'ouvrage a pour but de protéger de manière continue et uniforme le talus routier, soit avec :

1. Une conception qui tient compte des changements climatiques (crête rehaussée de 0,5 m);
2. Des pierres de calibres adaptés aux sollicitations observées sur le site;
3. Une construction suivant les règles de l'art (incluant couche filtre et couche de nivellement);
4. Une géométrie davantage adaptée au trait de côte en place, incluant une transition sur l'extrémité « est »;
5. Une pente plus douce que celle de l'enrochement présent à l'ouest, de 2H : 1V, afin de réduire le risque de franchissement et d'amenuiser les effets de bouts anticipés à l'extrémité « est »;
6. Le maintien dans la cellule hydrosédimentaire des sédiments excavés pour aménager la clé.

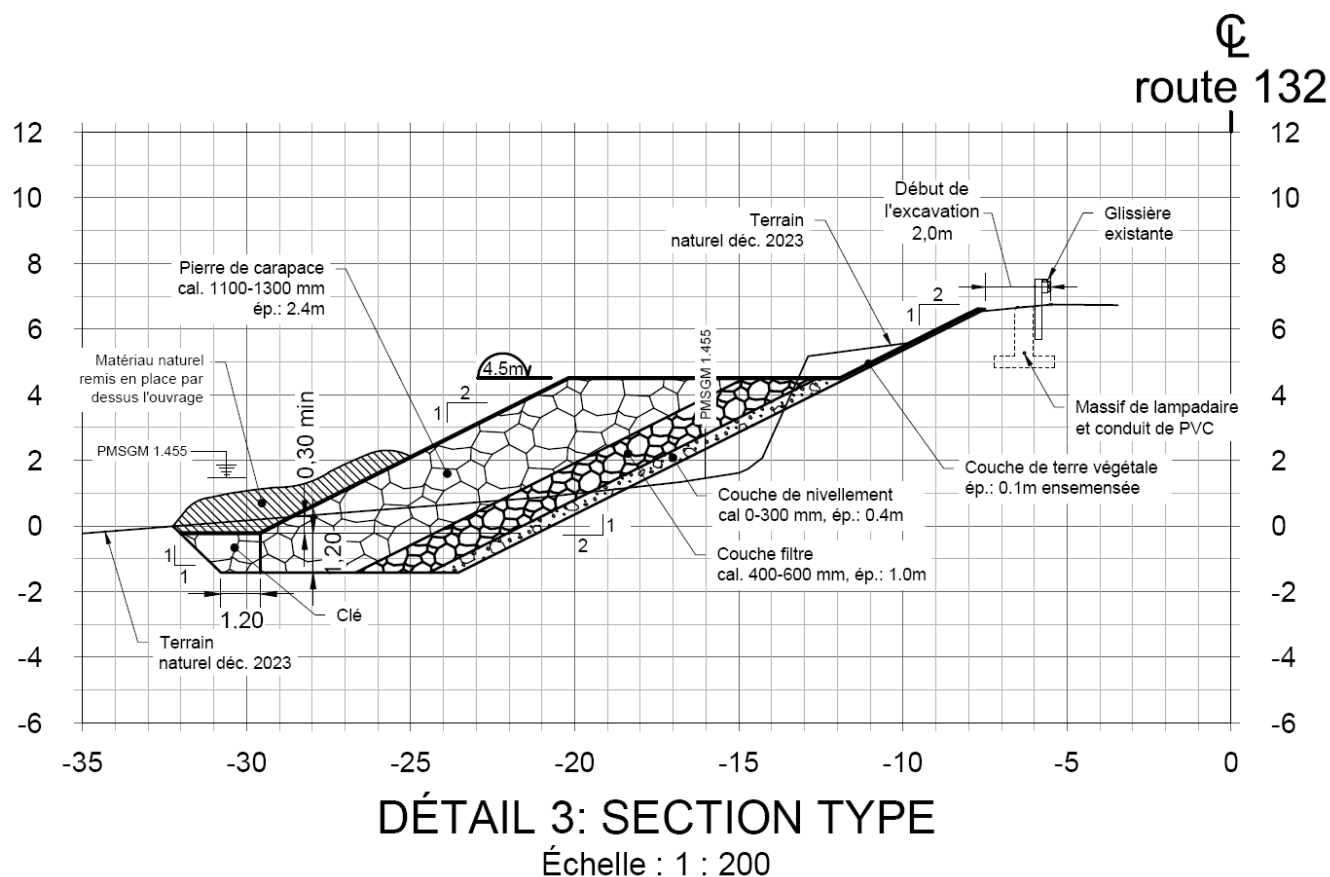


Figure 9 – Coupe type de l'enrochement projeté

6. CONCLUSION ET RECOMMANDATION

La route au droit du site visé par les travaux est en danger imminent face à l'érosion côtière. L'intervention proposée vise à consolider le talus et arrêter son recul. L'intervention doit être réalisée à court terme pour éviter que l'infrastructure routière ne soit atteinte.

L'intervention sur l'ensemble des tronçons T1, T2, T3 et T4 permet d'adresser adéquatement la problématique du secteur et ainsi réduire considérablement les besoins d'interventions palliatives d'urgence. D'ailleurs, ces interventions réalisées en urgence sont souvent très ponctuelles et respectent rarement les règles de l'art ou le dimensionnement requis pour un secteur donné, ce qui nécessite que des interventions supplémentaires soient entreprises dans des horizons courts ou moyens termes.

7. SIGNATURE

Préparé par :



Thomas Fortin-Chevalier, ing. M.Sc.A.

2024-11-08

Chargé de projet – Module des aléas
naturels et de l'adaptation aux
changements climatiques



**ANNEXE A
AVIS TECHNIQUE
HYDRAULIQUE DU
14 AOÛT 2024 POUR LE
SITE A0901 À SAINT-
SIMÉON DE BONAVENTURE**

AVIS TECHNIQUE

IDENTIFICATION

Dossier n° :
Demandeur :
Municipalité :
Coordonnées* :

P-81758
DGBGI
Chaleurs Saint-Siméon de Bonaventure
Longitude : -65,561764

Route :
Obstacle :
Latitude :
48,068918

132
Baie des

*À remplir dans le cas d'un dossier d'hydraulique

Préparé par :
Philippe-Hubert Roy-Gosselin, ing. M. Sc.

Nom en caractères d'imprimerie

Signature

Date :
2024/08/14

AAAA / MM / JJ

OBJET

Déterminer si la route 132 au site à l'étude est à risque imminent face à la submersion ou à l'érosion côtière. Le cas échéant, déterminer la longueur de la zone à risque et déterminer une solution appropriée au besoin.

NOTES

1 INTRODUCTION

Le présent avis est produit à la suite d'une demande d'Andrée-Sylvie Carbonneau de la Direction générale de la Gaspésie-Îles-de-la-Madelaine (DGBGI). La demande d'avis a été transmise à la Direction de l'hydraulique le 5 mai 2023.

2 AVIS DE 2017

Un avis avait été produit pour ce site en 2017. À cette époque, le site n'était pas considéré comme étant à risque imminent. Cependant, le site était en érosion et il était recommandé d'entreprendre des études pour identifier des solutions avant que l'érosion ne crée des conditions rendant la route à risque imminent de dommages. Le présent avis vise à mettre à jour l'avis de 2017.

3 INTRANTS

Plusieurs intrants ont été employés pour réaliser le présent avis.

• Les observations effectuées sur le terrain pour l'avis de 2017.

• Les photographies et vidéos de drone du secteur effectués par la DGBGI en mai, novembre et décembre 2023 ainsi qu'en janvier 2024.

• Les photographies aériennes des lignes Q63145, Q63158, Q65176, Q75353, Q92116 et Q04703.

• Les photographies obliques du LDGZIC de 2010, 2017 et 2021.

• Les plans de l'ouvrage en empierrement situé à l'ouest.

4 RAPPEL HISTORIQUE

L'érosion dans la zone à l'étude se fait présentement dans ce qui semble être un remblai anthropique. Des vestiges de conduites et de structures s'y trouvent. L'ouvrage tel qu'il était à l'époque est bien visible sur les photographies aériennes historiques.

FOR-067 (2022-11-02)

Page 1 de 8

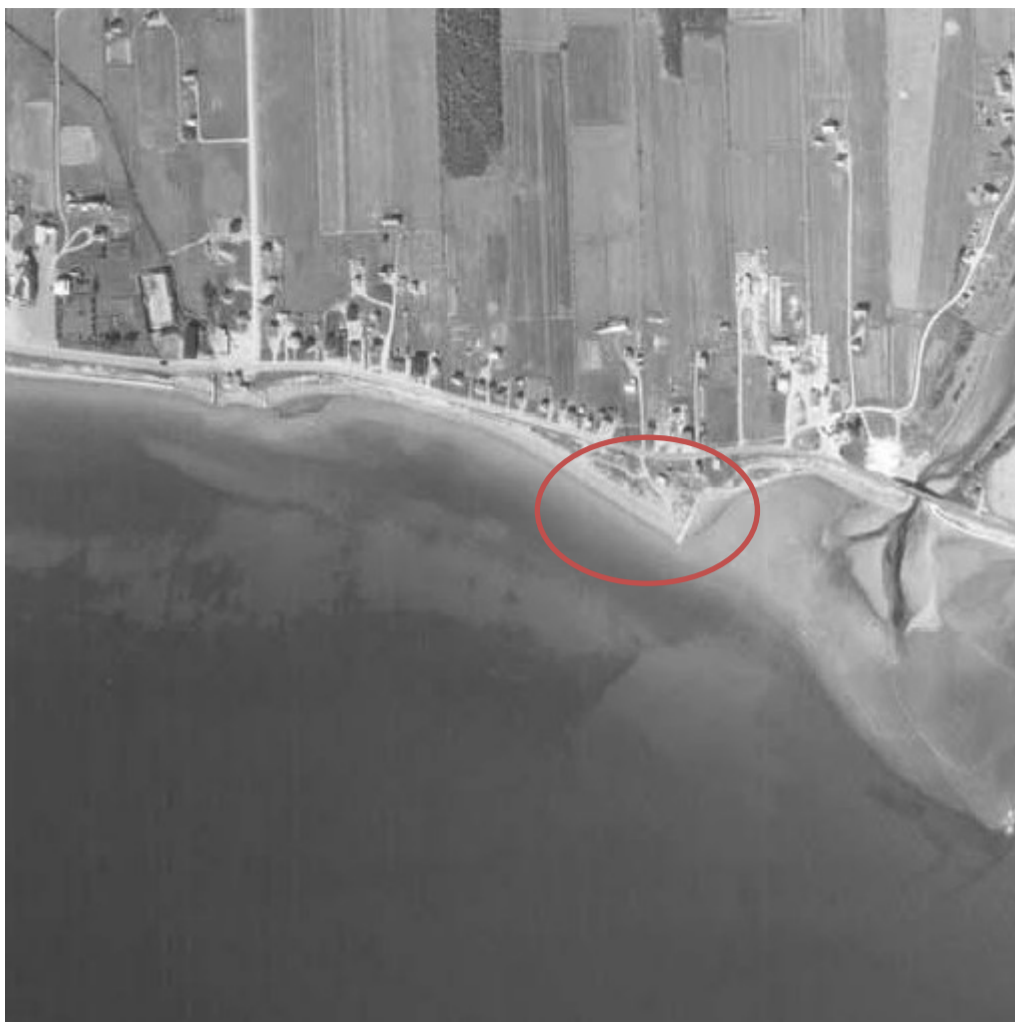


Figure 4-1 Extrait de la photographie aérienne de 1963 Q63145 – 235. Ouvrage anthropique encerclé.

Sur les photographies obliques de 2010, le talus présente quelques traces d'érosion, mais peu de décrochements. Néanmoins, il est possible de voir que le site est actif.



Figure 4-2 Photographie oblique de 2010. Un peu de décrochement et d'érosion (encerclé). Source : Laboratoire de dynamique et de gestion intégrée des zones côtières (LDGIZC).

À partir de 2017, des décrochements plus importants sont observables sur les photographies. Les grandes marées de décembre 2010 et les puissantes tempêtes de l'hiver 2016-2017 semblent avoir causé des dommages à la berge et avoir rendu le site plus actif.

Néanmoins, le sommet de talus était encore relativement éloigné de la route et le site n'avait pas été considéré à risque imminent face à l'érosion. Il apparaissait cependant qu'une intervention devait être planifiée à moyen terme.



Figure 4-3 Photographie oblique de 2017, décrochements plus importants et érosion apparente. Enrochement de la côte affaissé. Source LDGIZC

5 ÉVOLUTION ENTRE 2017 ET 2021

Entre 2017 et 2021, un changement important est remarqué dans le talus en érosion. Un recul significatif est observable, le talus est en érosion active. L’empierrement qui était à l’ouest a été prolongé devant la zone la plus problématique de 2017. Cependant, un peu à l’est, l’érosion qui était encore assez faible s’est accélérée et des décrochements ont eu lieu dans le talus.

Il y a un trou dans l’empierrement entre la portion plus ancienne et la portion réalisée entre 2017 et 2021. Il semble se situer au droit de l’ancienne descente qui était visible en 2010. Ce trou menace la stabilité latérale des deux empierrements.



Figure 5-1 Photographie oblique de 2021. Érosion qui se propage vers l’est. Réparation de la zone érodée en 2017. Brèche dans l’empierrement entre la nouvelle protection et l’ancienne. Source : LDGIZC

Le site montre cependant une stabilité constante plus à l'est, dépassé le ponceau. Il n'y a pas eu de changement significatif entre 2010 et 2021 à cet endroit. Cet endroit est dépassé l'ouvrage anthropique qui se détériore et la plage devient plus large à partir du ponceau. La côte change aussi légèrement de direction. De plus, ce secteur se trouve entre les hauts fonds créés par les bancs de sédiments de la rivière et l'ancien épi de l'ouvrage anthropique dont il reste des traces. Ce site est donc un peu plus abrité et moins affecté directement par les vagues, ce qui pourrait expliquer la stabilité observée. Il est d'ailleurs possible d'observer que les principales laisses de marées (troncs, etc.) ne se trouvent pas dans le talus ou au pied de celui-ci, mais bien sur la plage.



Figure 5-2 Photographie oblique de 2021. Dommages à l'ouest du ponceau (flèche rouge). Talus qui n'a pas montré de modifications entre 2010 et 2021 à l'est du ponceau. La plage commence à s'éloigner de la route à partir du ponceau. Source : LDGIZC

Finalement, le secteur a été évalué pour déterminer les causes possibles de l'érosion. Le but étant d'évaluer si l'on assiste à un effet de bout ou un autre phénomène de nature anthropique qui expliquerait l'érosion. La côte de l'autre côté de la rivière a été regardée. Elle est en forte érosion, comparable au site à l'étude. Elle fait face à la même direction et c'est le même type de côte. Plus loin à l'ouest, lorsqu'il n'y a plus de protection en empierrement, les falaises sont en érosion active. Ces informations laissent à penser que le secteur est sujet à de l'érosion naturelle, indépendamment de la présence d'ouvrages anthropiques.



Figure 5-3 Photographie oblique de 2021, secteur non empierre plus loin à l'ouest du site à l'étude. Source : LDGIZC.



Figure 5-4 Photographie oblique de 2021, secteur non empierre à l'est du site à l'étude. Source : LDGIZC.

6 ÉVOLUTION EN 2023-2024

Les photographies et les vidéos captés lors de la saison des tempêtes 2023-2024 montrent que le recul se poursuit au site à l'étude. Le hauban supportant un poteau d'utilités publiques est bien dénudé alors que ce n'était pas le cas avant. Aucun mouvement notable n'est observé à l'est du ponceau. Il y avait auparavant dans le talus en érosion un replat entre deux pentes. Désormais la pente du bas est absente et le replat est attaqué par endroit jusqu'au pied de la pente plus haute. Aux endroits où ce replat n'existe plus, il ne reste donc plus vraiment de marge de recul pour conserver un talus stable. Il semble encore y avoir du matériel qui a été perdu entre l'ancien empierrement plus à l'ouest et l'empierrement plus récent posé après 2017. Cette ouverture entre les empierrements crée un endroit à risque de subir des dommages par l'érosion des vagues et les retours d'eau. Ce type d'ouverture permet aux vagues d'attaquer les protections par l'arrière en plus de concentrer sur un point faible l'énergie des vagues qui sont partiellement réfléchies par les empierrements.

L'est du ponceau demeure, pour l'instant, sans signes de dommages significatifs.



Figure 6-1 Photographie de 2024. L'érosion progresse encore dans le talus. L'ancrage du hauban qui soutient le poteau d'utilité publique est complètement dénudé.



Figure 6-2 Photographie de 2024. Il n'y a pas de signe de progression de l'érosion à l'est du ponceau (indiqué par la flèche).

7 CONSTATS

Le recul du talus entre l'empierrement existant et le ponceau se rapproche des utilités publiques et de la route. Le replat qui était présent est en train de disparaître. La distance disponible pour maintenir une certaine pente de stabilité est rendue minimale. L'érosion ne montre pas de signe de ralentissement et les pertes d'un événement à l'autre peuvent être significatives. Dans ces conditions, le constat est qu'il y a un risque imminent que l'érosion endommage les utilités publiques et la route entre l'empierrement plus récent et le ponceau à l'est. Le hauban du poteau électrique n'est plus d'aucune utilité et le fut du lampadaire à cet endroit a dû être retiré.

Étant donné les dommages observés et la dégradation qui se poursuit, une intervention est par ailleurs nécessaire entre les empierrements existants.



Figure 7-1 Photographie de décembre 2023. Progression de la zone endommagée entre les deux empierrements.

Le milieu à l'est du ponceau ne semble pas en recul. Néanmoins, cela pourrait changer avec le temps, surtout si un effet de bout était généré dans la portion où la plage est moins large. Il est donc recommandé de prolonger un peu l'intervention de manière préventive à l'est du ponceau pour atteindre une zone où la plage est un peu plus éloignée et le site moins à risque de subir de l'érosion. Cela apparaît nécessaire puisque le talus de la route ne dispose pas de marge de recul disponible. Les matériaux de remplissage du remblai sont visibles et exposés. Toute érosion à l'est du ponceau pourrait engendrer des dommages à la route.

Par ailleurs, l'empierrement le plus récent montré à la figure 7-1, qui se situe entre les deux zones d'interventions recommandées, pourrait être réaménagé du même coup. Cet empierrement ne suit pas l'axe de la côte et son calibre n'est pas suffisant. Il n'a pas de sous-couches et il commence déjà à s'affaisser. Cet empierrement gagnerait à être davantage encastré dans le remblai anthropique à cet endroit et à moins s'avancer dans le milieu. Les pierres actuelles pourraient être mises en réserve lors des travaux et réutilisées comme sous-couche.

8 SOLUTION

Les équations de conception des protections côtières sont des équations basées sur des observations empiriques. Il est approprié pour concevoir des protections de regarder le comportement de protections similaires dans un secteur pour reproduire ou adapter celles-ci si elles ont fait leurs preuves au site à l'étude.

La figure qui suit est un croquis de l'empierrement qui a été mis en place en 2006.

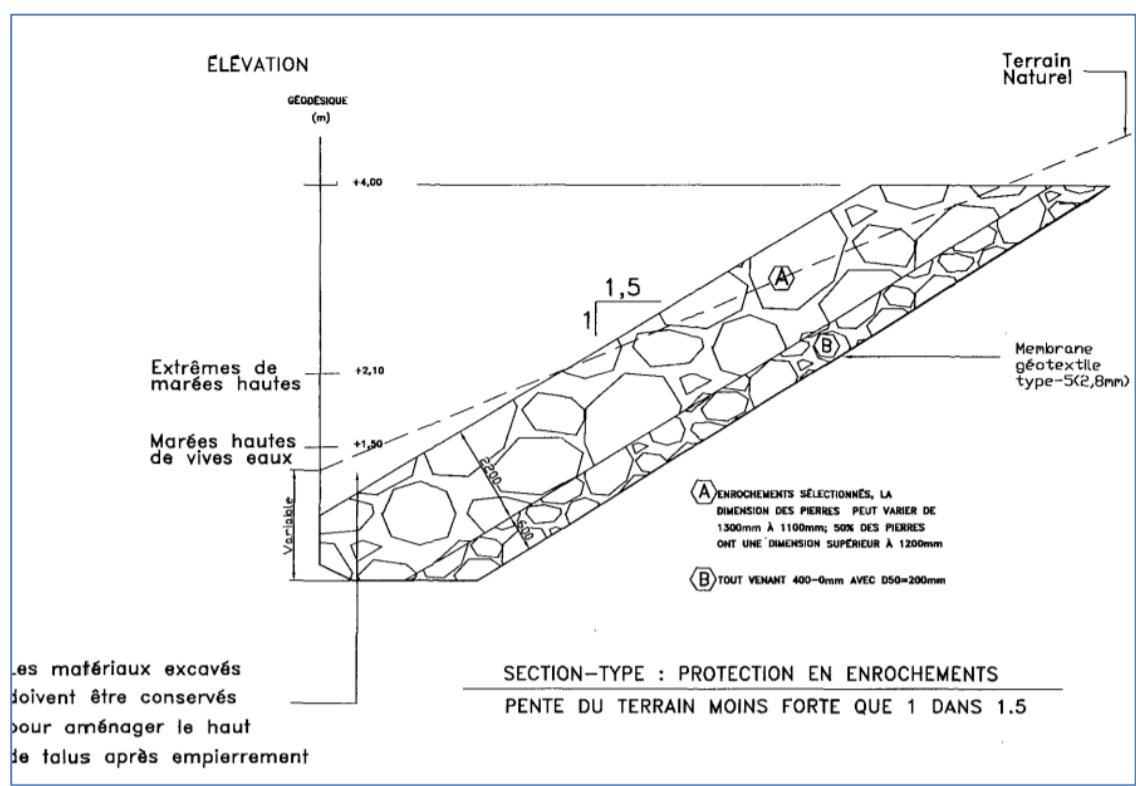


Figure 8-1 Croquis tiré du plan RD20-3174-9614A_RD_SO_0002_1.PDF

L'empierrement plus ancien situé à l'ouest a un bon comportement général malgré qu'il soit là depuis plusieurs années et malgré les tempêtes de 2010 et de 2016. Il semble par endroit s'affaisser un peu, mais cela reste limité. De plus, les plus gros débris ne semblent pas atteindre le sommet, ce qui montre que la hauteur est acceptable. Il y a quelques dommages aux extrémités, davantage liés au contournement de l'ouvrage et à l'absence de transitions qu'à la conception de la carapace principale.

Devant ces constats, il apparaît que le calibre de la protection qui a été utilisé est bon et qu'il se comporte bien à cet endroit. Pour éviter les affaissements, une clé au pied de l'empierrement et une meilleure gestion des sous-couches permettront de corriger les problèmes. Un travail sur les transitions aux extrémités permettra d'atténuer les enjeux aux embouts.

Le croquis qui suit montre la coupe proposée pour corriger l'érosion au site à l'étude.

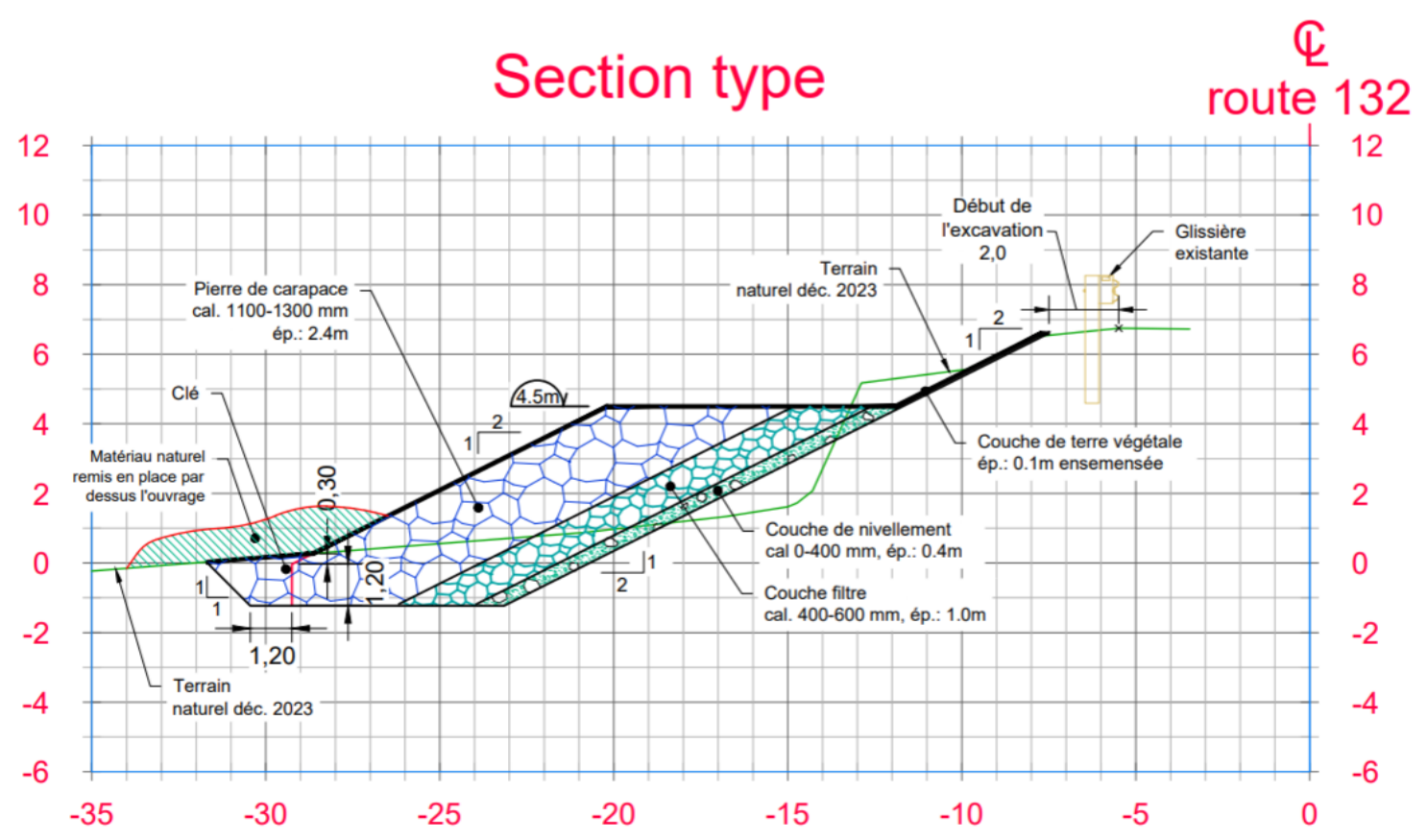


Figure 8-2 Croquis de la coupe proposée

Voici le calibre recommandé pour la carapace et les sous-couches.

Tableau 8-1 Tableau – Calibre recommandé pour la carapace et les sous-couches

Couche	Calibre	D ₅₀	Épaisseur
Carapace	1 100 – 1 300 mm	1 200 mm	2 400 mm
Sous-couche 1	400 – 600 mm	500 mm	1 000 mm
Sous-couche 2	0 – 400 mm	± 200 mm	400 mm

8.1 Longueur de l’intervention

L’empierrement proposé devra commencer à l’ouest à l’embout de l’empierrement présent depuis 2006. Il pourra combler le site en érosion entre l’empierrement de 2006 et celui posé entre 2017 et 2021. L’empierrement posé entre 2017 et 2021 pourrait être refait et amélioré. Vers l’est, la protection devra atteindre le ponceau et le dépasser de 25,0 m. À partir de cet endroit, la plage recommence à s’éloigner du talus et elle est plus haute. Une transition devra être réalisée au bout de la protection. Pour la transition, une diminution de l’épaisseur et de la hauteur d’un facteur de 1 m par 2 m de longueur de transition est souhaitable. L’intervention totale mesurerait environ 115 m sans la transition.



Figure 8-3 Zone d’intervention proposée

9 CONCLUSION

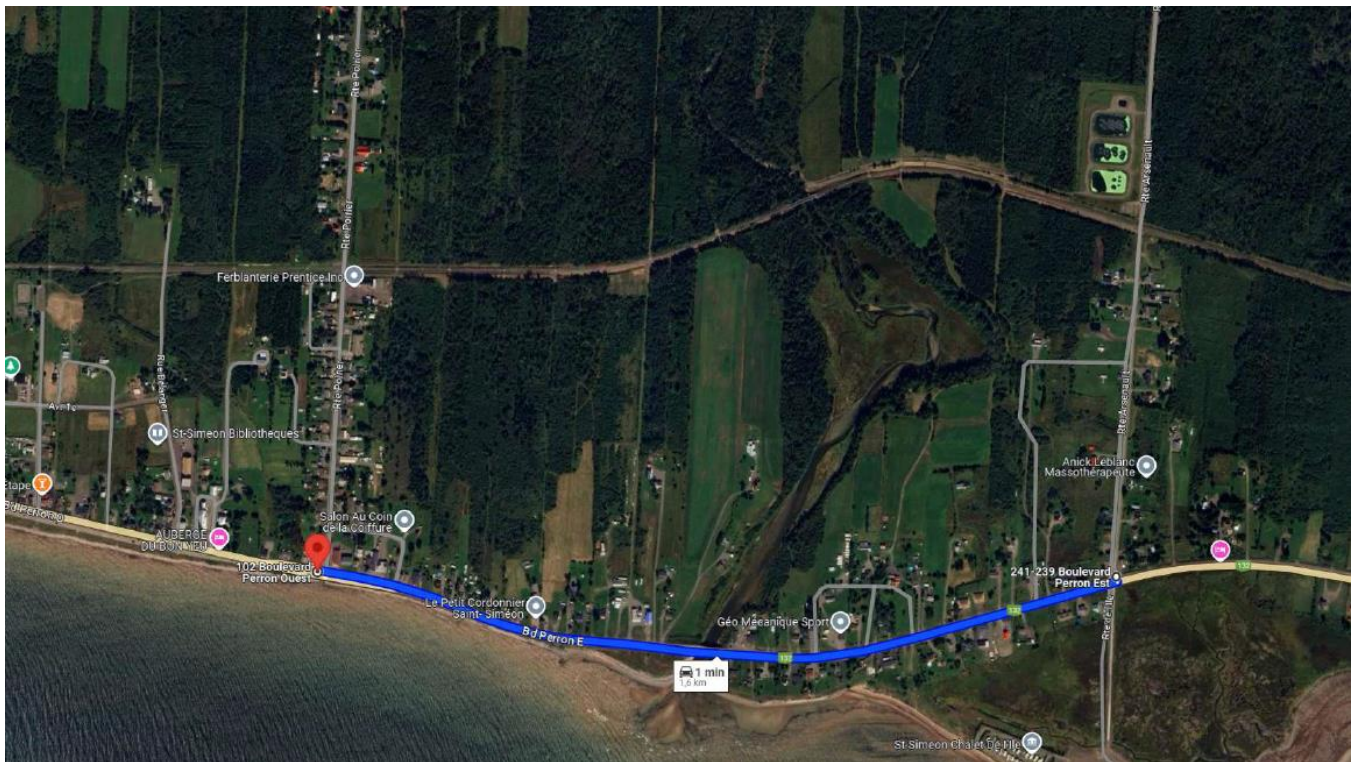
Comme présenté à la section 7 du présent avis, la route 132 est en danger imminent face à l’érosion côtière au site à l’étude. Une intervention corrective est nécessaire dans les plus brefs délais pour arrêter les dommages aux utilités publiques et éviter que des dommages ne surviennent à la route.

Il est à souligner que les conclusions et recommandations élaborées dans le cadre de cet avis technique hydraulique ne sont valides que pour le site cité en objet et ne peuvent pas être utilisées pour d’autres sites, même contigus, sans avoir fait l’objet d’une étude complémentaire.

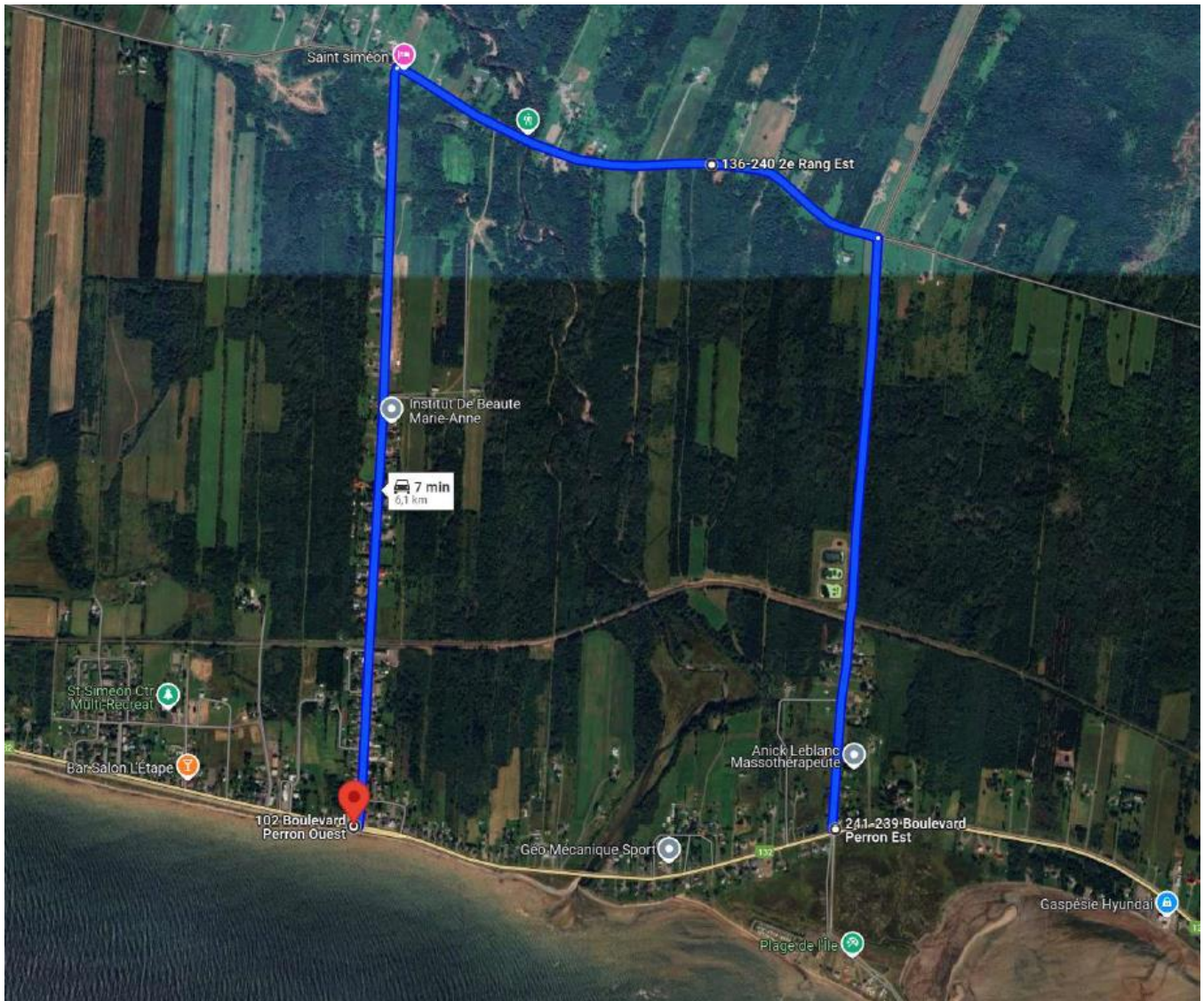


ANNEXE B
VOIE DE CONTOURNEMENT
POTENTIELLE

Traversée du village par la route 132 (sans contournement)



Détour via contournement sur le 2^e rang







ANNEXE 3 :

PHOTOGRAPHIE DU SECTEUR
DE L'ANSE-AUX-COUSINS À GASPÉ

Photo par drone



Ponceau 14207
(dia. 850 mm)

Secteur enrochement 02
Ch. 7+025 à 7+085 (incl. raccordements)

Structure 12173

Secteur enrochement 01
Ch. 7+140 à 7+330 (incl. raccordements)

Problématiques



Falaise «ouest» en juin 2022



Falaise «ouest» en novembre 2023



Falaise «ouest» en novembre 2023



Falaise «est» en juin 2022



Falaise «est» en juin 2022



Falaise «est» en septembre 2024



Falaise «est» en septembre 2024



Falaise «est» en mai 2023



Falaise «est» en novembre 2023



ANNEXE 4 :

NOTE TECHNIQUE DU MTMD
GASPÉ, SECTEUR DE L'ANSE-AUX-COUSINS



MINISTÈRE DES TRANSPORTS ET DE LA MOBILITÉ DURABLE

Note technique

Gaspé, site B0512-02, secteur Anse-aux-Cousins, route 132
Projet n° 154-18-0645

13 novembre 2024

GESTIONNAIRE D'ACTIFS ♦ LEADER EN MOBILITÉ

TABLE DES MATIÈRES

1. MISE EN CONTEXTE	3
2. HISTORIQUE ET VULNÉRABILITÉ DU SITE ET DE LA ROUTE	4
2.1 Historique	4
2.2 Description du site	6
2.3 Éléments à l'origine du projet	7
2.3 Expertises techniques	8
3. PROBLÉMATIQUE	9
3.1 Problématiques observées	9
4. SOLUTIONS ANALYSÉES	9
5. INTERVENTION (PROTECTION À LA BASE DU TALUS).....	10
6. IMPORTANCE DE LA ROUTE	10
Contournement	11
Services d'urgence	11
Accès locaux et services municipaux	11
7. CONCLUSION ET RECOMMANDATION	11
8. SIGNATURES.....	11
ANNEXE A : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRÉLIMINAIRE - ÉTUDE DE STABILITÉ	
ANNEXE B : AVIS GÉOTECHNIQUE - PARTIE SOMMITALE DU TALUS - FALAISE « OUEST »	
ANNEXE C : ÉTUDE HYDRAULIQUE	

1. MISE EN CONTEXTE

La présente note technique a pour objectif de brosser un portrait de la vulnérabilité de la route 132 dans le secteur du site B0512, segment 02 (B0512-02), situé à L'Anse-aux-Cousins à Gaspé (RTSS 132-16-167-000C), entre les chaînages 7+025 et 7+330.



Figure 1 – Localisation du site B0512



Figure 2 – Localisation du site B0512-02

2. HISTORIQUE ET VULNÉRABILITÉ DU SITE ET DE LA ROUTE

2.1 Historique

Une étude d'opportunité datant de 2011, et visant les sites B0509, B0510, B0512, B0513, B0514 et B0533 dans les secteurs de Pointe-Navarre et de l'Anse-aux-Cousins, faisait déjà mention d'enjeux d'érosion du talus de la route 132 à plusieurs endroits dans le secteur de Pointe-Navarre et de l'Anse-aux-Cousins, notamment par suite d'un événement météorologique important (pluie très abondante) en décembre 2010.

Au cours des années subséquentes, le site B0512 a fait l'objet des principales interventions suivantes :

- Mars 2013 : Avis technique de la Direction de la géotechnique et de la géologie (DGG) sur la stabilité de falaises rocheuses, Pointe-Navarre, route 132 (réf : 0132-16- 170(024)12);

- Septembre 2014 : Avis technique de la DGG sur l'érosion et la stabilité de falaise, site B0512, Gaspé, Fort Ramsay (réf : 0132-16- 180(024)13);
- Mai 2020 : Glissement de terrain dans les matériaux granulaires de l'accotement au chaînage 7+235 (anciennement 1+450);
- Été 2020 : À la suite du glissement de terrain, il fut recommandé par la DGG dans un courriel daté du 26 mai 2020 et adressé à la Direction générale Bas-St-Laurent–Gaspésie–Îles-de-la-Madeleine (DGBGI) de mettre en place un périmètre de sécurité et de réaliser un monitoring ainsi que des mesures de mitigation visant à limiter l'évolution du glissement;
- Automne 2020 : Travaux de déplacement de la route vers le sud et installation de glissières en béton entre les chaînages approximatifs 7+160 et 7+290 (anciennement 1+375 et 1+505).

À la suite de la visite terrain du 19 mai 2020 par la DGG suivant le glissement de terrain au segment 02 du site B0512, il en est ressorti que :

- Le glissement de mai 2020 s'est produit dans les sols granulaires sus-jacents au roc;
- Le glissement a été causé par les eaux de ruissellement de la route qui convergeaient vers une dépression dans la couche d'enrobé de l'accotement qui agissait comme exutoire, ce qui a déstabilisé les sols sous-jacents au revêtement de pierres (perré de calibre apparent de 150 mm mis en place à la sortie de l'exutoire) et dont la pente était trop abrupte pour assurer la stabilité à long terme des matériaux;
- La pente du remblai routier sus-jacent au roc est parfois trop abrupte comparativement à l'angle de repos de ces matériaux;
- La structure de renforcement du remblai routier adjacent au glissement de mai 2020 semble désuète et ne peut plus retenir adéquatement les sols meubles;
- Dans le talus de roc, des éperons rocheux sont en surplomb et leur stabilité est précaire;
- La partie supérieure du roc, sous-jacente aux sols, est composée de lits de roc intercalés avec de minces couches de sols;
- Le sommet de talus est, par endroit, très près des poteaux de la glissière.



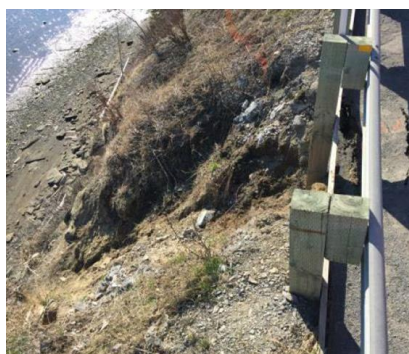
Photos 1 et 2 – Falaise « est » du site (talus) en 2019



Photos 3 et 4 – Falaise « est » du site (talus) et glissement de terrain survenu en mai 2020

Notons aussi qu'antérieurement au glissement, soit le 10 octobre 2019, la DGG présentait à la DGBGI la situation suivante :

- Les décrochements sont plus abrupts et près des glissières;
- L'érosion affecte également le pied du talus;
- À court et moyen terme, la falaise demeure stable, à l'exception de quelques cas isolés où l'on pourrait s'attendre à des décrochements importants;
- Les recommandations étaient les suivantes :
 - Protection contre l'érosion en bas de talus;
 - Déplacement de la route ou construction d'un mur.



Photos 5 et 6 – Glissement de terrain survenu en mai 2020 et déplacement temporaire de la route

2.2 Description du site

Voici les principales caractéristiques du site côtier B0512, segment 02 :

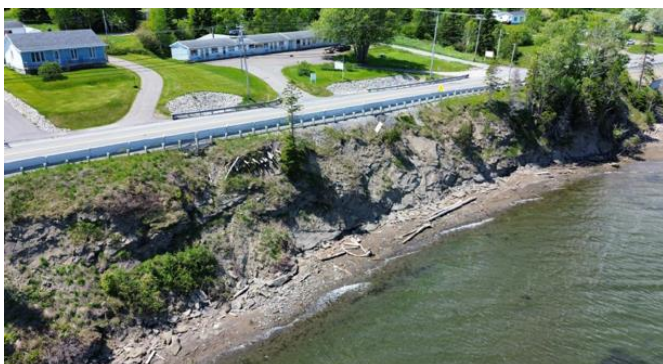
- Le type de côte du site est composé latéralement, sur près des deux tiers, de falaises mixtes et, sur l'autre tiers, de falaise rocheuse (est);

- Les falaises mixtes ont une base rocheuse et un sommet meuble;
- La section de falaise plus à l'est (rocheuse) a une hauteur de plus de 10 m;
- Le pied de la falaise est constitué d'une plage de sable graveleux d'une largeur d'environ 10 m à l'ouest, et de moins de 5 m à l'est;
- L'état de la côte est en érosion active et faiblement végétalisée.

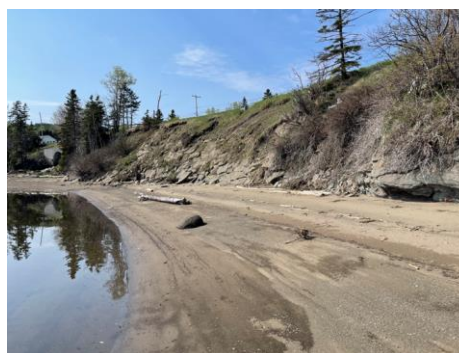
2.3 Éléments à l'origine du projet

Les principaux éléments à l'origine du projet sont les suivants :

- L'état de la côte est en érosion active et faiblement végétalisée;
- L'intensité de l'érosion, dont les indices de priorisation des interventions côtières (IPIC) sont élevés à très élevés;
- La problématique liée à l'érosion du remblai routier par les eaux de ruissellement;
- La marge de recul était précaire (avoisinant un (1) mètre par endroit avant le déplacement temporaire de la route);
- Le risque de dommages d'infrastructures est très élevé;
- La vulnérabilité du segment est élevée;
- L'absence d'un chemin de contournement d'urgence;
- Un débit journalier moyen annuel (DJMA) très élevé dans ce secteur.



Photos 7 et 8 – Vue générale de la falaise « est » du site (talus) en 2024



Photos 9 et 10 – Vue générale de la falaise « ouest » du site (talus) en 2024

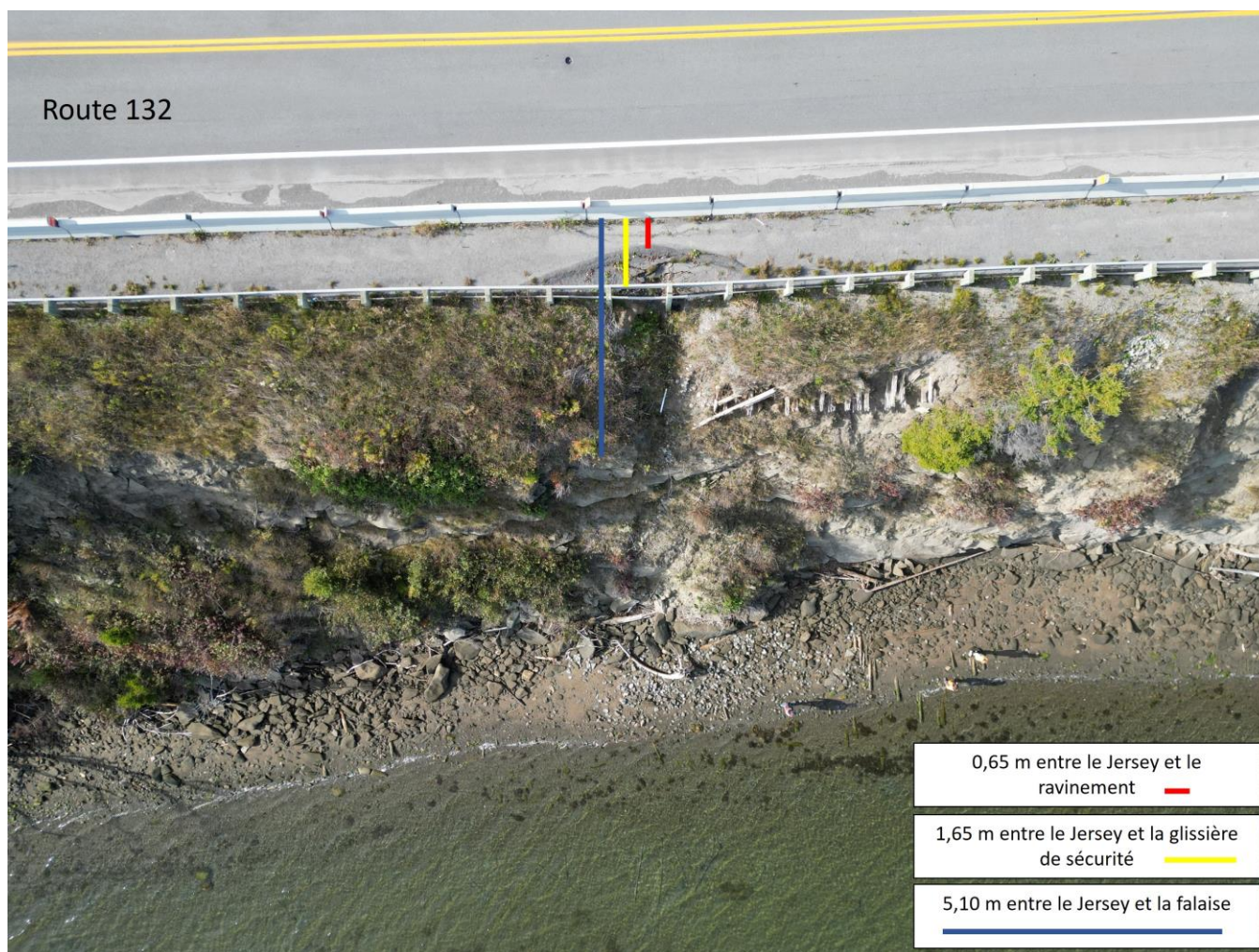


Photo 11 – Marges de recul résiduelles en 2024

2.3 Expertises techniques

Les principales expertises techniques récentes réalisées pour la préparation du projet et justifier sa réalisation sont les suivantes :

- Rapport d'étude géotechnique préliminaire « Étude de stabilité » réalisé par la DGG daté du 7 avril 2021;
- Étude hydraulique « Protection contre la mer pour la route 132, Structure n° : P-81863 » réalisée par la Direction de l'hydraulique datée du 7 septembre 2022;
- Recommandations géotechniques pour la partie sommitale du secteur ch. 7+035 à 7+065, DGG datée du 18 avril 2024;
- L'avant-projet définitif « Stabilisation de talus – Route 132 – Gaspé » réalisé par Norda Stelo daté du 1^{er} octobre 2024.

3. PROBLÉMATIQUE

3.1 Problématiques observées

Les problématiques observées au site sont causées par l'érosion du pied de la falaise et de sa géologie structurale, la pente naturelle abrupte des sols de la partie sommitale du talus et la gestion inadéquate des eaux de ruissellement de la route.

Le litage sédimentaire du roc fait en sorte que la falaise se stabilise à un angle qui varie entre 45° et 50°. Les conséquences de ce phénomène sont notamment que plusieurs morceaux de roc, masses de roc et de couvert végétal se détachent de la paroi à cause de discontinuités. Ces observations démontrent que les masses de roc en surplomb sont instables, et que ces processus continuent d'évoluer.

La partie sommitale du talus est caractérisée par des sols granulaires inclinés à environ 45°. Cette inclinaison est supérieure à l'angle de friction interne (ϕ') de ces sols qui est estimé à environ 34°. Cette partie du talus est donc dans un état de stabilité précaire, plus particulièrement lorsque les sols se saturent d'eau ponctuellement lors de périodes de fortes pluies ou de fontes de la neige.

Puisqu'il y a une légère pente transversale de la route vers le sommet de talus, les eaux de ruissellement convergent vers de petites dépressions, ce qui engendre une concentration d'eau ponctuelle et crée de l'érosion dans les sols granulaires de la partie sommitale du talus. C'est d'ailleurs ce qui s'est produit lors du glissement de terrain en mai 2020.

Toute détérioration de la falaise rocheuse ou petits glissements dans les sols de la partie sommitale entraîne un recul du sommet du talus, dont les répercussions vont de plus en plus affecter la route étant donnée la faible distance entre cette dernière et le talus. De plus, l'érosion qui affecte la partie inférieure du talus déstabilise les tranches de roc sus-jacentes. Le recul associé aux ruptures observées génère le déchaussement des sols meubles sus-jacents. Si l'érosion n'est pas freinée, la paroi rocheuse va continuer de se détériorer et entraîner des ruptures qui vont porter atteinte à la sécurité des usagers de la route et à l'intégrité de celle-ci.

4. SOLUTIONS ANALYSÉES

Lors de l'étape de l'avant-projet préliminaire, trois (3) solutions ont été analysées, soit :

- Le déplacement local de la route;
- La protection en bas de talus (recharge de plage et protection en enrochement en bas de talus);
- Une combinaison du déplacement local de la route et d'une protection en bas de talus.

Le scénario retenu fut alors la combinaison du déplacement local de la route et une protection en bas de talus. Plus spécifiquement pour la protection en bas de talus, le choix s'est arrêté sur la protection en enrochement. Les principaux justificatifs de ce choix sont :

- De minimiser les investissements requis à long terme (entretien récurrent pour le scénario de la recharge de plage);
- D'optimiser les empiètements des infrastructures dans le milieu marin;
- De protéger les infrastructures du MTMD tout en limitant les impacts sur le milieu côtier.

En 2023, il a été décidé de créer deux (2) projets distincts, soit des interventions associées à l'ajout d'une protection côtière à la base du talus et à la modification de la géométrie de la route 132. Conséquemment, une solution de protection et de stabilisation est actuellement en élaboration et elle tient compte des problématiques du site engendrées par l'érosion du pied de talus, la pente trop abrupte des sols de la partie sommitale du talus et le drainage inadéquat des eaux de ruissellement de la route. En résumé, la solution de protection et de stabilisation du talus comporte deux (2) volets, soit :

- La mise en place d'une protection contre l'érosion à la base du talus (projet 154-18-0645 – programmé en 2026);
- Le déplacement de la route à une distance suffisante du sommet de la pente à l'équilibre, incluant la correction du drainage des eaux de ruissellement de la route afin d'empêcher la concentration d'eau vers le sommet de talus (projet 154-23-0206 – planifié en 2027).

5. INTERVENTION (PROTECTION À LA BASE DU TALUS)

Relativement à la protection contre l'érosion à la base du talus, l'intervention consiste en la construction d'un ouvrage de protection côtière en enrochement sur une longueur de 250 m, répartis sur deux (2) secteurs : ch. 7+025 à 7+085 (ouest) et ch. 7+140 à 7+330 (est). La carapace de protection est en pierre de calibre 600-1 000 mm, suivie de deux (2) sous-couches successives en pierre de calibre 300-400 mm et 0-200 mm. Le dessus de l'enrochement correspondra à l'élévation 3,5 m. La partie supérieure du secteur ouest devra être protégée avec un empierrement de calibre 0-300 mm jusqu'au sommet.

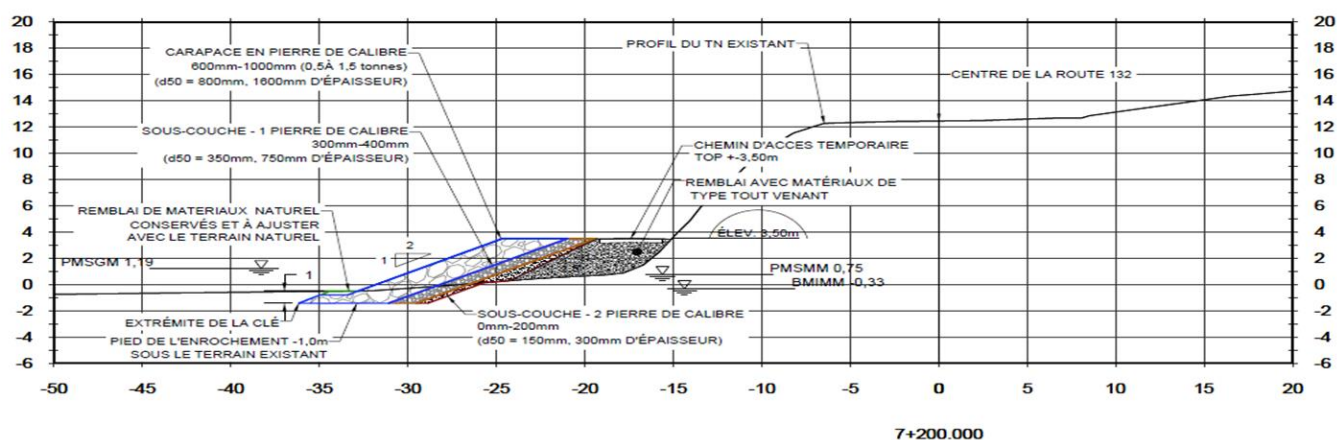


Figure 3 – Coupe type de l'ouvrage de protection en enrochement projeté

6. IMPORTANCE DE LA ROUTE

La route 132 est une route nationale et elle représente le seul lien régional. Le débit journalier moyen annuel (DJMA) y est de 5 400 véhicules/jour, alors que le débit journalier moyen estival (DJME) y est de 7 500.

Contournement

Aucun chemin secondaire n'existe, et donc aucune voie de contournement de la route n'est possible advenant la fermeture de celle-ci.

Services d'urgence

Pour les quartiers nord de la ville de Gaspé (Pointe-Jaune, L'Anse-à-Valleau, Petit-Cap, Rivière-au-Renard, Cap-des-Rosiers, Cap-aux-Os, Sainte-Majorique, etc.), cette route 132 est également le seul lien pour accéder au centre hospitalier Hôpital de Gaspé, au CHSLD centre d'hébergement Monseigneur-Ross de Gaspé et à l'aéroport Michel-Pouliot de Gaspé. La fermeture de la route 132 dans ce secteur viendrait notamment empêcher l'accès vers ces importants services pour les usagers des quartiers nord de Gaspé.

Accès locaux et services municipaux

Une fermeture de la route occasionnerait une interruption de services, laquelle impacterait considérablement la circulation régionale, mais également la circulation locale et les différentes activités en découlant.

7. CONCLUSION ET RECOMMANDATION

Le secteur à l'étude présente une problématique importante d'érosion active qui entraîne des glissements superficiels et modifie en continu les conditions de stabilité, lesquelles mettent à risque les infrastructures et la sécurité des usagers.

En effet, comme mentionné plus haut, au fur et à mesure que les événements extrêmes viennent solliciter la base du talus, l'érosion qui en découle déstabilise les tranches de roc sus-jacentes, et finit par déchausser les sols meubles sus-jacents. Si l'érosion n'est pas freinée, la paroi rocheuse va continuer de se détériorer et entraîner des ruptures qui vont porter atteinte à l'intégrité de la route.

La recommandation du MTMD est donc de construire dans un premier temps un ouvrage de protection de la base du talus. Et successivement, dans une deuxième intervention, de déplacer la route tout en corrigeant le drainage des eaux de ruissellement afin d'empêcher la concentration d'eau vers le sommet du talus. Il devient certainement primordial de réaliser cette planification diligemment afin de ne pas différer les différentes phases de réalisation pour le parachèvement du projet global.

8. SIGNATURES

Préparé par :


Original signé électroniquement, s'y référer pour authenticité

2024-11-13

Frédéric Ste-Croix, ing.

Chargé de projet – Module des aléas naturels
et de l'adaptation aux changements
climatiques

Révisé par :


Original signé électroniquement, s'y référer pour authenticité

2024-11-13

Mathieu Leclerc, ing. M.Env.

Chef d'équipe – Module des aléas naturels et
de l'adaptation aux changements climatiques





ANNEXE A
ÉTUDE GÉOTECHNIQUE
PRÉLIMINAIRE - ÉTUDE
DE STABILITÉ



MINISTÈRE DES TRANSPORTS



ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRÉLIMINAIRE

ÉTUDE DE STABILITÉ
00132-16-185, 1+400 à 1+500
Gaspé

2021-04-07

ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRÉLIMINAIRE

00132-16-185, 1+400 À 1+500
GASPÉ

Demandée par : Mathieu Leclerc, ing.
Service des projets de structures
Direction générale du Bas St-Laurent - Gaspésie – Îles-de-la-Madeleine

Volet géotechnique préparé par :

Pierre-Alain Konrad,ing., M.Sc.
Direction de la géotechnique et de la géologie
2700 rue Einstein, bloc F, 1^{er} étage
Québec (Québec) G1P 3W8

Volet mécanique des roches préparé par :

François Bossé,ing.
Direction de la géotechnique et de la géologie
2700 rue Einstein, bloc F, 2^e étage
Québec (Québec) G1P 3W8

N/Dossier : 0132-16-185 (019)20
V/Projet : ND

Québec, le 7 avril 2021

Registre des émissions et révisions		
No de révision	Date	Description de l'émission ou de la modification
01	2021-04-07	Mise à jour n ^{os} d'équations
00	2021-03-25	Rapport final de l'étude géotechnique préliminaire

Distribution : Mme Nathalie Lavoie, ing., Directrice, Direction des projets, DGBGI
Mme Janelle Potvin, ing., Directrice par intérim, Géotechnique et géologie

TABLE DES MATIÈRES

1. INTRODUCTION.....1

2. DESCRIPTION DU SITE ET DU PROJET1

2.1. Généralités1

2.2. Contexte géologique2

2.3. Historique des interventions au site.....2

3. INVESTIGATION GÉOTECHNIQUE.....3

3.1 Visite de terrain.....3

3.2 Géologie structurale et stabilité du roc5

3.3 Description sommaire de l'érosion spécifique au site.....6

3.4 Travaux de terrain6

3.4.1 Forages.....7

3.4.2 Essai pressiométrique en rocher.....7

3.4.3 Installations piézométriques7

3.4.4 Arpentage.....7

3.5 Essais de laboratoire.....7

4. DESCRIPTION DES SOLS ET DU ROC7

4.1. Remblais.....7

4.2. Dépôt : sable silteux et graveleux.....8

4.3. Roc désagrégé9

4.4. Roc.....10

5. CONDITIONS D'EAU SOUTERRAINE11

6. RECOMMANDATIONS POUR LA CONCEPTION11

6.1. Causes probables des mouvements12

6.2. Sections analysées, stratigraphies et mouvements potentiels12

6.3. Stabilisation du talus14

6.3.1. Protection contre l'érosion14

6.3.2. Déplacement de la route.....15

6.3.3. Correction du drainage de la route.....15

6.4. Mur de soutènement16

6.4.1. Coefficient de conséquence et degré de compréhension du site.....16

6.4.2. Protection contre les méfaits du gel et hauteur de fiche du mur17

6.4.3. Résistance géotechnique à l'ÉLUL pour une fondation superficielle17

6.4.4. Résistance géotechnique à l'ÉLUT17

6.4.5. Résistance géotechnique horizontale à l'ÉLUL18

6.5. Tirants d'ancrage au roc18

6.5.1. Rupture à l'interface coulis-roc.....18

6.5.2. Rupture de la masse rocheuse19

7. RECOMMANDATIONS ET MISES EN GARDE POUR LA CONSTRUCTION19

8. RECOMMANDATIONS PRÉLIMINAIRES AU MINISTÈRE20

8.1. Mesures temporaires et monitoring20

8.2. Études complémentaires nécessaires.....20

8.2.1. Émission de l'étude géotechnique définitive (finale)20

8.2.2. Étude hydraulique20

8.3. Revue des aspects géotechniques de la conception20

8.4. Revue des aspects hydrauliques de la conception21

9. PORTÉE DE L'ÉTUDE GÉOTECHNIQUE21

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1. Suivi des bornes d'érosion.....6

Tableau 2. Résumé de la qualité du roc et de certaines propriétés géomécaniques.....11

Tableau 3. Mesures des niveaux d'eau souterraine le 2020-11-0411

Tableau 4. Paramètres à utiliser uniquement pour le calcul de la résistance géotechnique à l'ÉLUL pour une fondation prenant appui dans le roc désagrégé.....17

Tableau 5. Paramètres recommandés pour le calcul de la résistance géotechnique horizontale à l'ÉLUL.....18

LISTE DES FIGURES / PHOTOS

Figure 1. Localisation générale du site.1

Figure 2. Vue oblique du site étudié, RTS : 00132-16-185.....2

Figure 3. Carte géologique2

Figure 4. Vue générale des travaux complétés du déplacement de la route vers l'accotement de droite.2

Figure 5. Localisation des photos du site.3

Figure 6. Vue du glissement à partir du pied du talus4

Figure 7. Vue rapprochée du glissement.....4

Figure 8. Vue vers l'est du glissement au niveau de la route.4

Figure 9. Vue générale vers l'est du glissement depuis la route.....4

Figure 10. Vue du secteur renforcé par des poutres de bois adjacent au glissement.4

Figure 11. Vue du talus entre ~1+500 et ~1+450.....4

Figure 12. Vue du talus entre ~1+450 et ~1+440.....4

Figure 13. Vue du talus entre ~1+440 et ~1+400.....4

Figure 14. Fissure en arc de cercle sans décalage vertical aux environs du chaînage 1+430.5

Figure 15. Vue de la partie sommitale du talus en direction est.....5

Figure 16. Image lidar du talus et identification des zones en surplomb et des zones dont le sommet de talus est près de la glissière.	5
Figure 17. Extrait du plan de localisation des sondages.	6
Figure 18. Extrait de la figure A.3.1 de l'annexe 3.	8
Figure 19. FZ-02, CF-01	8
Figure 20. FZ-02, CF-02	8
Figure 21. FZ-03, CF-01	8
Figure 22. Extrait de la figure A.3.2 de l'annexe 3.	9
Figure 23. FZ-02, CF-03	9
Figure 24. FZ-03, CF-02	9
Figure 25. FZ-01, CF-04	9
Figure 26. FZ-03, CF-04	9
Figure 27. Échantillons de roc prélevés dans le forage FZ-01.	10
Figure 28. Échantillons de roc prélevés dans le forage FZ-02.	10
Figure 29. Échantillons de roc prélevés dans le forage FZ-03.	10
Figure 30. Échantillons de roc prélevés dans le forage FZ-04.	10
Figure 31. Échantillons de roc prélevés dans le forage FZ-05.	10
Figure 32. Échantillons de roc prélevés dans le forage FZ-06.	10
Figure 33. Section B-B' localisée au chaînage approximatif 1+455, à environ 5 m à l'est du glissement (en rouge).	12
Figure 34. Vue en plan des sections étudiées, localisations approximatives des forages et de la glissière.	13
Figure 35. Schéma stratigraphique simplifié au droit de la section 1+426, incluant le plan de glissement considéré dans le roc et dans les sols.	13
Figure 36. Schéma stratigraphique simplifié au droit de la section 1+443, incluant le plan de glissement considéré dans le roc et dans les sols.	14
Figure 37. Schéma stratigraphique simplifié au droit de la section 1+470, incluant le plan de glissement considéré dans le roc et dans les sols.	14
Figure 38. Extrait de la figure A.5.5 montrant le sommet de talus théorique.	15
Figure 39. Identification des contraintes associées à l'utilisation d'un mur de soutènement et autres informations (section 1+443).	16

ANNEXES

ANNEXE 1

- Figure A.1.1 : Plan de localisation du site
- Figure A.1.2 : Plan de localisation des forages
- Figure A.1.3 : Photo oblique du site

ANNEXE 2

- Note explicative des rapports de sondage
- Rapports de forages

ANNEXE 3

- Figure A.3.1 : Analyses granulométriques du remblai
- Figure A.3.2 : Analyses granulométriques du dépôt de sols pulvérulents

ANNEXE 4

- Essais pressiométriques en rocher

ANNEXE 5

- Figure A.5.1 : Vue en plan des sections analysées
- Figure A.5.2 : Schéma stratigraphique de la section 1+426
- Figure A.5.3 : Schéma stratigraphique de la section 1+443
- Figure A.5.4 : Schéma stratigraphique de la section 1+470
- Figure A.5.5 : Localisation du sommet de talus théorique

1. INTRODUCTION

La Direction de la géotechnique et de la géologie (DGG) de la Direction générale du laboratoire des chaussées (DGLC) a été contactée par la Direction générale du Bas Saint-Laurent – Gaspésie - Îles-de-la-Madeleine (DGBGI) à l'automne 2019 pour réaliser une étude géotechnique préliminaire dans le cadre du projet d'étude des solutions de stabilisation du talus en bordure de la route 00132-16-185, entre les chaînages 1+400 et 1+500, dans la municipalité de Gaspé.

Cette étude géotechnique est préliminaire puisque le concept envisagé pour le projet n'est pas connu et définitif. Le rapport présente une brève description du site à l'étude et du projet, un résumé des travaux de terrain et de laboratoire, la description stratigraphique des sols, les conditions d'eau ainsi que les recommandations préliminaires afin d'aider l'équipe de conception à poursuivre la préparation du projet.

Les documents en annexe comprennent les plans de localisation du site et des sondages (Annexe 1), les rapports de sondage (Annexe 2), les résultats des essais en laboratoire (Annexe 3), les résultats d'essai au pressiomètre en rocher (Annexe 4) et des figures pour la conception (Annexe 5).

2. DESCRIPTION DU SITE ET DU PROJET

2.1. Généralités

Le site est localisé sur le boulevard de Gaspé à environ 4 km au nord du centre-ville comme le montre la figure 1. Le secteur analysé de la route s'étend sur une longueur d'environ 100 m (chaînage 1+400 à 1+500) et est situé au sommet d'un talus rocheux surmonté de quelques mètres de sols. Une plage sablonneuse contenant des billots de bois façonne la berge au pied du talus, lequel est baigné par les eaux de la baie de Gaspé (localement identifié comme l'Anse-aux-Cousins). Du côté droit de la route, au sud, des résidences et des poteaux électriques sont présents. La figure 2 montre une vue oblique du tronçon étudié. À cet endroit, l'accotement du côté gauche de la route et la glissière se trouvent à quelques mètres du sommet de talus qui possède une hauteur d'environ 13 m et une inclinaison globale de l'ordre de 50°.

L'étude géotechnique préliminaire consiste, entre autres, à identifier des pistes de solution pour stabiliser le talus contre les glissements superficiels dans les sols et dans la masse rocheuse afin de préserver l'intégrité de la route. Actuellement, le talus a été affecté par des glissements superficiels dans les sols et le roc. En conséquence, l'accotement et la glissière sont touchés par endroits et le sommet de talus se retrouve, à plusieurs emplacements, très près du bord de l'accotement en gravier.

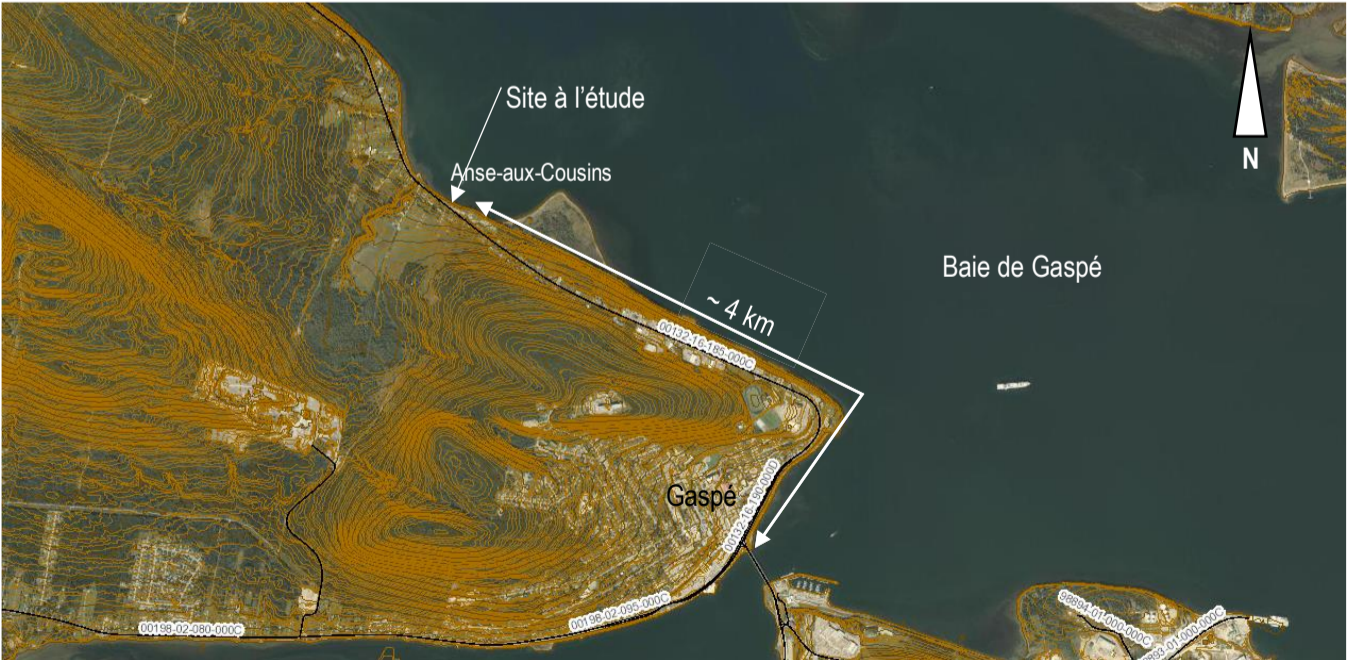




Figure 2. Vue oblique du site étudié, RTS : 00132-16-185.

2.2. Contexte géologique

Selon le rapport géologique RG-035, intitulé « La Région de l'Est de Gaspé » réalisé par H. W. McGerrigle, 1949, le roc en place appartient à la formation de Battery Point, constitué de grès, de conglomérats et de shale gris-vert et rouge (figure 3). Selon les observations de terrain, les dépôts meubles sus-jacents au roc sont principalement constitués de matériaux granulaires surmontés du couvert végétal.

La carte géologique indique également les différentes structures géologiques qui caractérisent le massif rocheux au site. Selon la carte, le litage du roc est orienté environ N315°/46° à 58° NE (pendage à droite).

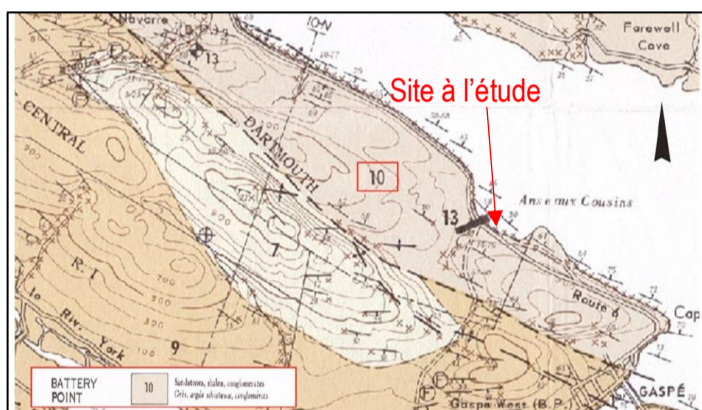


Figure 3. Carte géologique

2.3. Historique des interventions au site

Le site a fait l'objet des interventions suivantes :

- Mars 2013, Avis technique, *Stabilité de falaises rocheuses, Pointe-Navarre, route 132*, (ref : 0132-16-170(024)12);
- Septembre 2014, Avis technique, *Érosion et stabilité de falaise, site B0512, Gaspé, Fort Ramsay* (ref : 0132-16-180(024)13);
- Mai 2020, courriel de la DGG du 2020-05-26 à la suite d'un glissement de terrain dans les matériaux granulaires de l'accotement au chaînage 1+450. Recommandation d'un périmètre de sécurité et monitoring du site ;
- Automne 2020, travaux de déplacement de la route vers l'accotement de droite et installation de glissières en béton entre les chaînages approximatifs 1+400 et 1+500 (figure 4).



Figure 4. Vue générale des travaux complétés du déplacement de la route vers l'accotement de droite.

3. INVESTIGATION GÉOTECHNIQUE

À la suite de la demande d'expertise initiale, la DGG s'est mobilisée au site à la suite du signalement du mois de mai 2020 concernant le glissement. La visite a permis de constater le glissement de terrain et d'évaluer les besoins d'investigations géotechniques pour le projet, comprenant la réalisation de sondages, l'instrumentation des trous de forage pour le suivi des conditions d'eau souterraine et les essais en laboratoire.

3.1 Visite de terrain

Une visite du site a été effectuée par la DGG le 19 mai 2020. Lors de cette inspection, il a été constaté que le glissement avait porté atteinte à l'intégrité du remblai de la route et de la glissière. Le glissement s'est produit dans la partie supérieure du talus qui est composée de sols. Ce glissement est adjacent à une partie de sols renforcée par des billots de bois. Il semble que cette structure se prolongeait autrefois jusque dans le glissement. De plus, d'autres secteurs adjacents présentant de fissures en arc de cercle sans décalage vertical ont été notés. La figure 5 situe approximativement les différentes photos prises du talus (figures 6 à 15).

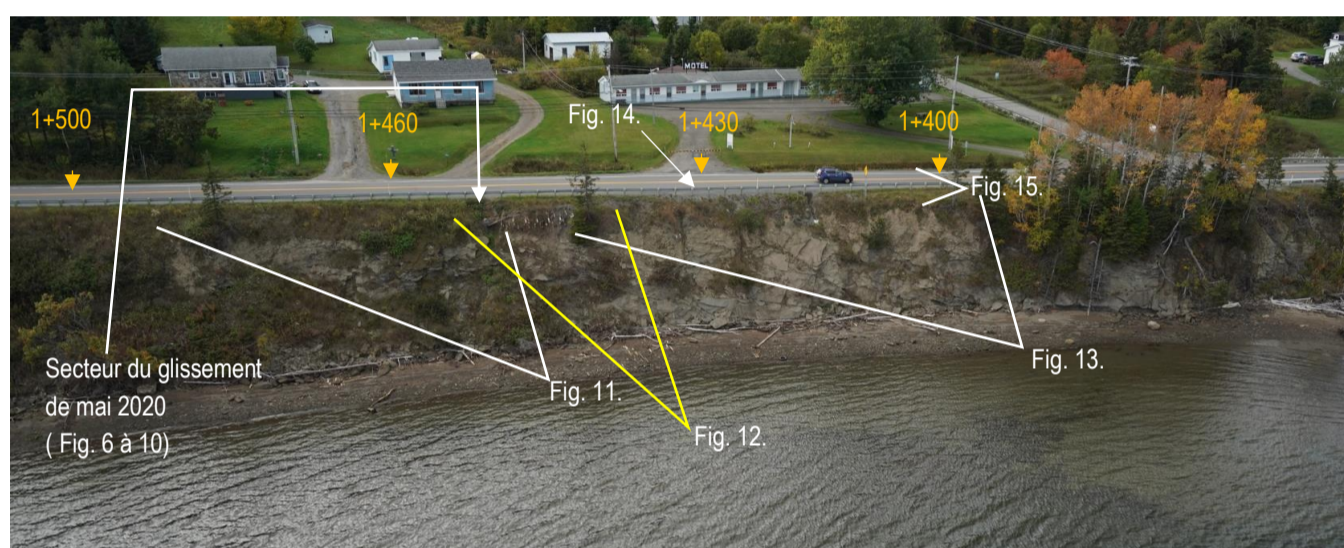


Figure 5. Localisation des photos du site.

À la suite de la visite du site et sur la base des photographies présentées ci-dessous, il ressort que :

- Le glissement de mai 2020 s'est produit dans les sols granulaires sus-jacents au roc;
- Le glissement a été causé par les eaux de ruissellement de la route qui convergeaient vers une dépression dans la couche d'enrobé de l'accotement et qui a déstabilisé les sols sous-jacents à une carapace de pierres de calibre apparent de 150 mm dont la pente était trop abrupte pour assurer la stabilité à long terme des matériaux;
- Le sommet de talus est, par endroits, très près des poteaux de la glissière;
- L'angle du remblai sus-jacent au roc est parfois trop abrupt comparativement à l'angle de repos de ces matériaux;
- La structure de renforcement du remblai routier adjacent au glissement de mai 2020 semble désuète et ne peut plus retenir adéquatement les sols meubles;
- Dans le talus de roc, des éperons rocheux sont en surplomb et leur stabilité est précaire;
- La partie supérieure du roc, sous-jacente aux sols, est composée de lits de roc intercalés avec de minces couches de sols.



Figure 6. Vue du glissement à partir du pied du talus.



Figure 7. Vue rapprochée du glissement.



Figure 8. Vue vers l'est du glissement au niveau de la route.



Figure 9. Vue générale vers l'est du glissement depuis la route.



Figure 10. Vue du secteur renforcé par des poutres de bois adjacent au glissement.



Figure 11. Vue du talus entre ~1+500 et ~1+450.



Figure 12. Vue du talus entre ~1+450 et ~1+440.



Figure 13. Vue du talus entre ~1+440 et ~1+400.

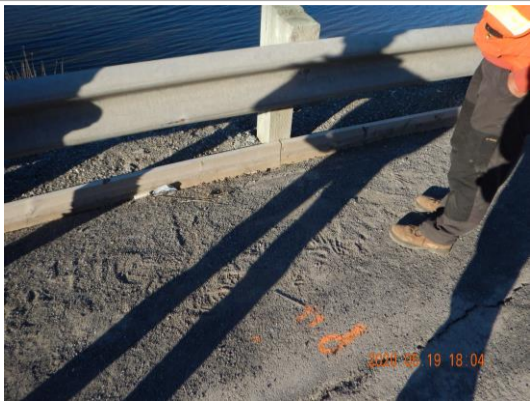


Figure 14. Fissure en arc de cercle sans décalage vertical aux environs du chaînage 1+430.



Figure 15. Vue de la partie sommitale du talus en direction est.

La figure 16 montre une image lidar du talus qui permet de cibler les éperons rocheux en surplomb et les secteurs où le sommet de talus est près de la glissière. Le glissement et la zone de sol renforcé par les billots de bois y sont également indiqués.

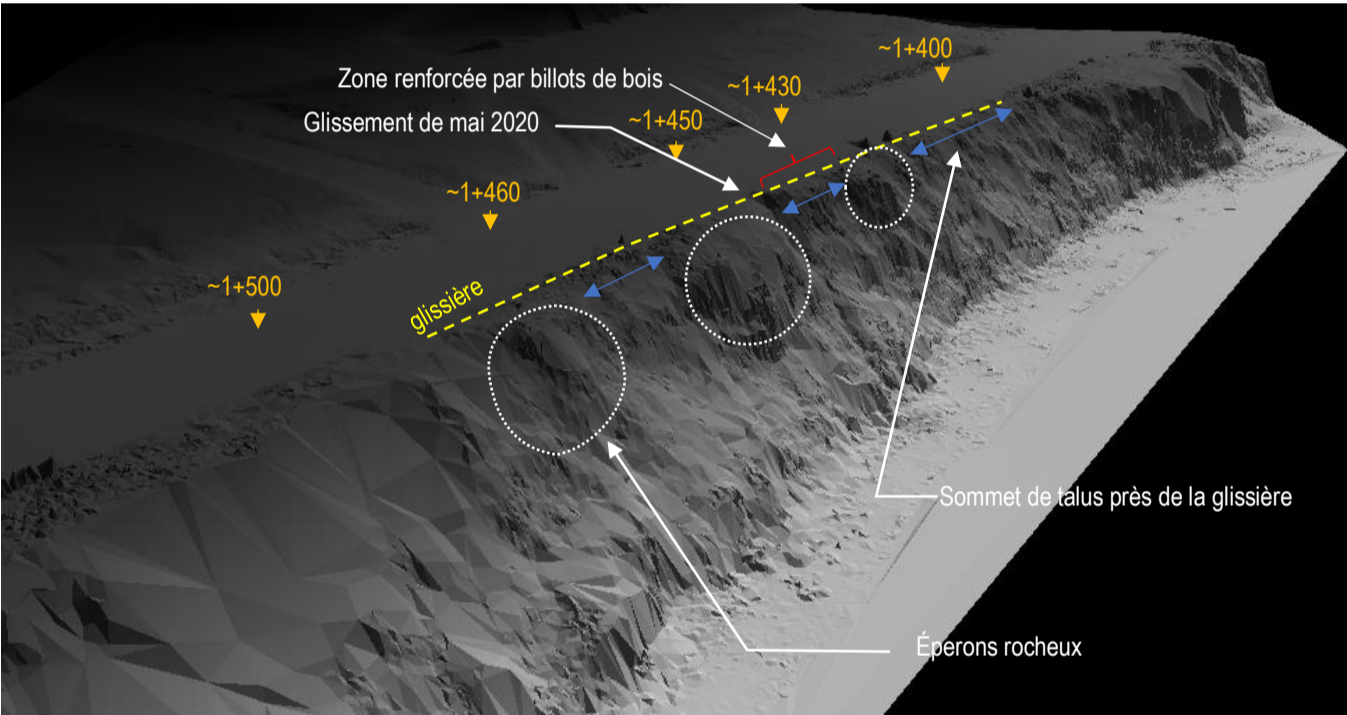


Figure 16. Image lidar du talus et identification des zones en surplomb et des zones dont le sommet de talus est près de la glissière.

3.2 Géologie structurale et stabilité du roc

Dans ce secteur, le roc, d'origine sédimentaire, montre un litage oblique orienté N315° avec un pendage qui varie, selon la carte géologique, de 40° à 68°. Les mesures de terrain ainsi que celles réalisées à partir du lidar terrestre réalisé en 2018 indiquent que le pendage du litage serait de l'ordre de 45° à 50° dans le secteur à l'étude (N320°/45°-50°). Plus précisément, ces plans seraient de l'ordre de 45° à l'est du chaînage 1+452 alors qu'à l'ouest, cet angle est plus de l'ordre de 50°.

C'est principalement le litage qui contrôle l'inclinaison générale de la pente. De façon générale, les sections de pentes tendent à se stabiliser parallèlement au litage puisque toute section de paroi plus inclinée est susceptible de développer des ruptures superficielles de type planaire, le long des discontinuités associées au litage (figure 11 et 13).

La géologie structurale du massif rocheux fait en sorte que les zones de pentes inclinées autour de 45°-50° sont considérées comme stables, tant que la morphologie de la pente n'est pas modifiée par l'érosion. L'érosion laisse généralement une pente plus abrupte que le litage, ce qui conduit à des ruptures planaires. Avec le temps, ces ruptures se propagent jusqu'au sommet de la paroi, et entraînent le recul de la crête.

La figure 16 montre les zones où le roc forme des éperons rocheux. Ces masses rocheuses restées accrochées en saillie au niveau de la falaise, sont considérées comme potentiellement instables étant donné que les plans de litage sont tronqués. Ces tranches de roc n'étant pas appuyées, elles vont éventuellement se déstabiliser et glisser pour adoucir la pente à 45°-50°. La géométrie actuelle au droit de ces 3 éperons rocheux et l'angle du litage fait en sorte que le recul associé aux ruptures envisagées va demeurer limité, et ne sera pas suffisant pour porter atteinte à l'intégrité de la route.

3.3 Description sommaire de l'érosion spécifique au site

Le recul par érosion de la falaise ne semble pas trop sévère à cet endroit basé sur la comparaison des photos aériennes de 1965 (Q65239) avec la position actuelle de la falaise. En effet, de façon qualitative, les photos ne montrent pas de recul significatif en 54 ans.

De façon quantitative, des bornes d'érosion située à proximité du site sont suivies par le laboratoire de dynamique côtière de l'UQAR. Le suivi des bornes est présenté au tableau suivant.

Tableau 1. Suivi des bornes d'érosion

Borne	Érosion moyenne annuelle (m/an)	Recul événementiel (m)	Années d'observation
STN 03897	0,24	1,1	2010-2018
STN 10038	0	0	2015-2018
STN 10039	0	0	2015-2018
STN 03900	0,02	0,13	2011-2018
STN 12963	0	0	2016-2018
STN 04377	0	0	2011-2018

3.4 Travaux de terrain

Les travaux de forage ont été effectués durant la période du 28 septembre au 3 octobre 2020. Ceux-ci se résument en l'exécution de 6 forages avec échantillonnage identifiés FZ-01 à FZ-06. Les rapports de forages sont disponibles à l'annexe 2.

Le plan de localisation des sondages est montré à la figure A.1.2 de l'annexe 1, mais un extrait est présenté ci-dessous (figure 17). Les forages FZ-01 à FZ-03 ont été forés à environ 10 m de profondeur sous la surface de la chaussée alors que les forages FZ-04 à FZ-06 ont environ 5 m de profondeur. Ces derniers avaient pour but de préciser l'élévation du toit du roc. Les forages FZ-01 à FZ-03 avaient quant à eux pour but de préciser l'épaisseur des sols et leurs propriétés géotechniques, l'élévation du roc et certaines de ses propriétés géomécaniques.



Figure 17. Extrait du plan de localisation des sondages.

3.4.1 Forages

Une foreuse hydraulique de marque Versadrill, modèle GT-8, montée sur des chenilles a été utilisée pour les travaux de forage. Le train de tubage utilisait un calibre NW muni d'un sabot diamanté à son extrémité. Des échantillons remaniés de sols ont été prélevés à l'aide de carottiers fendus normalisés de calibre « B » (diamètre extérieur de 51 mm). Ces échantillonneurs ont été enfoncés dans les sols par battage à l'aide d'un marteau automatique. La compacité des matériaux granulaires provenant du remblai et des sols pulvérulents a été mesurée conformément à l'essai de pénétration standard (SPT). Le roc a été carotté avec un carottier de calibre NQ3.

Les forages FZ-01 à FZ-03 ont atteint 10,91 m, 9,29 m et 9,15 m de profondeur, alors que les forages FZ-04 à FZ-06 ont été arrêtés à 5,48 m, 5,28 m et 6,16 m, respectivement.

3.4.2 Essai pressiométrique en rocher

La sonde Probox a été utilisée pour déterminer les modules pressiométriques du roc *in situ*. Les essais ont été effectués à intervalles de 1 à 2 m environ, sous le toit du roc. Les valeurs sont indiquées sur les rapports de sondages FZ-01 et FZ-02 de l'annexe 2.

3.4.3 Installations piézométriques

Des piézomètres de type Casagrande ont été installés dans le trou des forages FZ-01 à FZ-06. Les schémas d'installation sont présentés sur les rapports de forage de l'annexe 2.

3.4.4 Arpentage

Les coordonnées des forages, identifiés sur les rapports de l'annexe 2, proviennent d'un GPS portatif ayant une précision de l'ordre de 5 m. Le niveau de la surface des sondages est référencé par rapport au système géodésique et provient d'une interpolation du lidar 2018. Les coordonnées X, Y et Z sont présentées sur le plan de localisation (figure A.2).

3.5 Essais de laboratoire

À la suite de l'examen visuel des échantillons récupérés, les essais en laboratoire suivants ont été réalisés selon les normes en vigueur:

- 8 analyses granulométriques;
- 7 analyses granulométriques par sédimentométrie;
- 2 teneurs en eau;
- 2 essais Cerchar sur les échantillons de roc sélectionnés;
- 3 essais de compression simple sur les échantillons de roc sélectionnés.

Les résultats des analyses granulométriques sont présentés graphiquement à l'annexe 3 alors que les résultats des autres essais sont indiqués sur les rapports de forages de l'annexe 2.

4. DESCRIPTION DES SOLS ET DU ROC

La description détaillée des sols est indiquée sur les rapports individuels de forage joints à l'annexe 2. Une synthèse stratigraphique des matériaux de remblai et des différentes formations de sols observés dans les forages est présentée dans les paragraphes qui suivent.

En résumé, les forages traversent la couche d'enrobé de l'accotement, puis les matériaux de remblai granulaire de la chaussée. Le terrain naturel est trouvé sous ces matériaux avant d'atteindre une mince couche de roc désagrégé et finalement le roc.

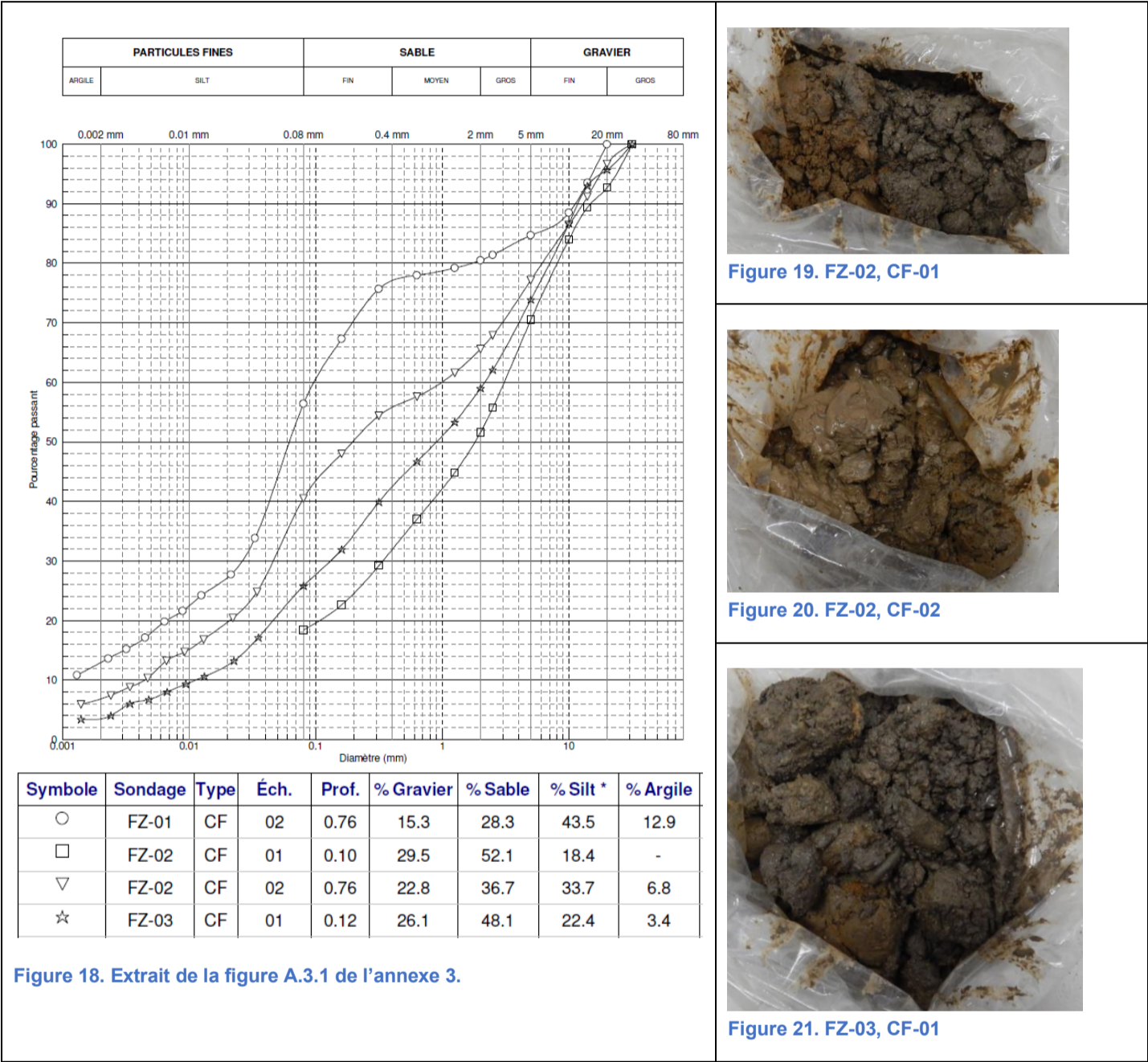
4.1. Remblais

Les matériaux de remblai trouvés sous la couche d'enrobé de l'accotement sont composés de sable, gravier et silt en proportion variables. Sur la base des analyses granulométriques effectuées sur des échantillons prélevés dans

ces matériaux, le contenu en gravier varie de 15 à 30 %, en sable de 28 à 52 %, en silt de 18 à 44 % et en argile de 3 à 13 %. La figure 18 montre un extrait de la représentation graphique de la granulométrie des échantillons analysés du remblai. Les figures 19 à 21 montrent, à titre indicatif, des photos de certains échantillons prises lors de l'examen visuel.

La compacité des matériaux de remblai varie de lâche à moyenne avec des valeurs d'indices N comprises entre 7 et 30.

L'épaisseur de cette couche, incluant la couche d'enrobé d'une dizaine de centimètres, varie entre 0,75 m et 2 m.



4.2. Dépôt : sable silteux et graveleux

Un dépôt de sable silteux et graveleux à silt et sableux graveleux contenant des traces à un peu d'argile a été trouvé sous les matériaux de remblai.

Sur la base des analyses granulométriques effectuées sur des échantillons prélevés dans ce dépôt de sols pulvérulents, le contenu en gravier varie de 23 à 27 %, en sable de 31 à 41 %, en silt de 26 à 36 % et en argile de 6 à 11 %. La figure 22 montre un extrait de la représentation graphique de la granulométrie des échantillons analysés. La teneur en eau, déterminée sur 2 échantillons, varie entre 11 et 13 %. Les figures 23 et 24 montrent, à titre indicatif, des photos de certains échantillons prises lors de l'examen visuel.

La compacité de ce dépôt est moyenne avec des valeurs d'indices N de l'ordre de 15.

L'épaisseur de cette unité stratigraphique varie de 0,6 m à 1,5 m.

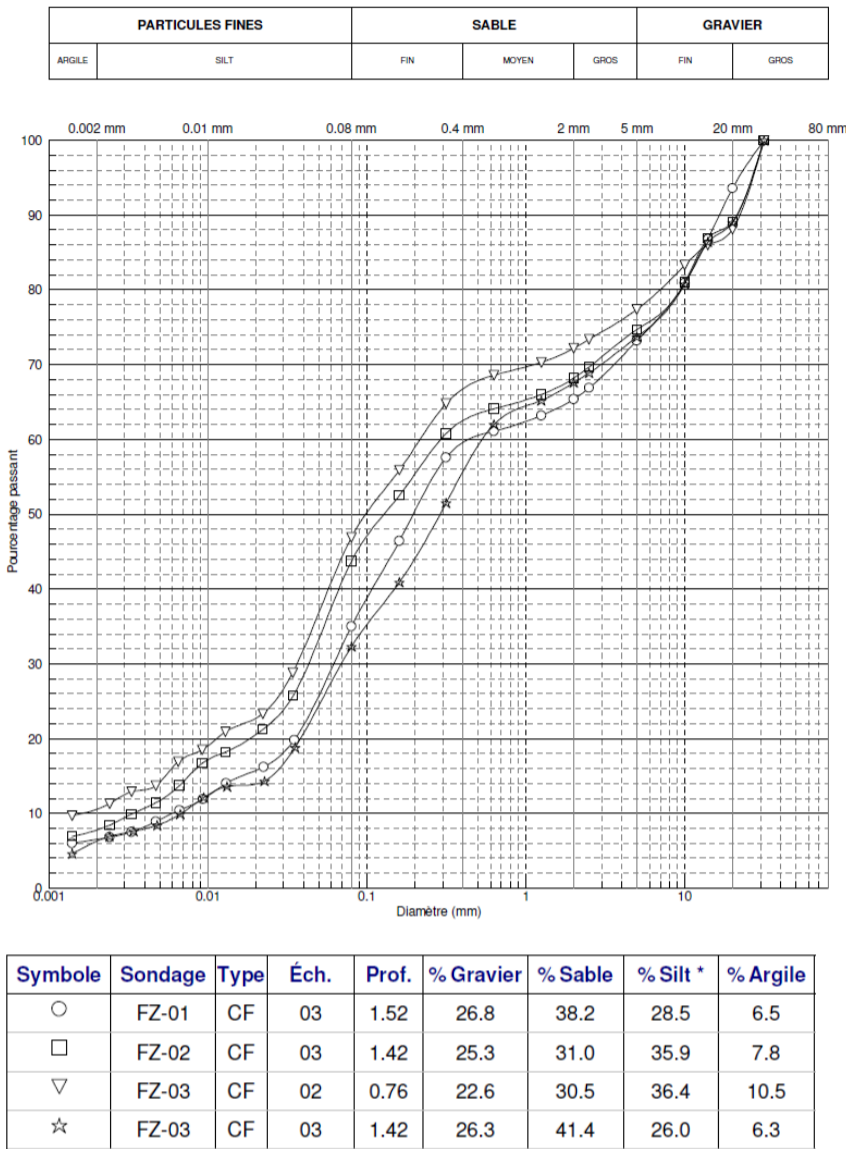


Figure 22. Extrait de la figure A.3.2 de l'annexe 3.



Figure 23. FZ-02, CF-03



Figure 24. FZ-03, CF-02

4.3. Roc désagrégé

Sous le dépôt de sable silteux graveleux de compacité moyenne précédemment décrit, une couche de roc désagrégé a été traversée. Les particules de sable avec des proportions variables de silt composant cet horizon sont de même nature que celles composant le grès sous-jacent. Cette couche possède une épaisseur de 2,4 m au forage FZ-01 et diminue à ±0,5 m d'épaisseur dans les autres forages. La mesure d'indices N n'a pas été possible en raison des refus à l'enfoncement du carottier obtenu dans cette unité. À titre indicatif, les photos d'échantillons prélevés dans cette couche sont montrées aux figures suivantes.



Figure 25. FZ-01, CF-04



Figure 26. FZ-03, CF-04

4.4. Roc

Le roc carotté dans les forages FZ-01 à FZ-06 correspond à un grès. Les échantillons prélevés sont présentés aux figures suivantes. À titre informatif, la distance intérieure de la boîte en bois est de $\pm 1,5$ m.



Figure 27. Échantillons de roc prélevés dans le forage FZ-01.



Figure 28. Échantillons de roc prélevés dans le forage FZ-02.



Figure 29. Échantillons de roc prélevés dans le forage FZ-03.



Figure 30. Échantillons de roc prélevés dans le forage FZ-04.



Figure 31. Échantillons de roc prélevés dans le forage FZ-05.



Figure 32. Échantillons de roc prélevés dans le forage FZ-06.

Le tableau 2 résume les indices de qualité du roc déterminés sur les échantillons, les résultats des modules pressiométriques en rocher (E_m), les valeurs des essais de compression simple (q_u) et les valeurs des essais Cerchar (CA). Ces informations se retrouvent également sur les rapports de forages. Les courbes d'essais pressiométriques en rocher sont disponibles à l'annexe 4.

Tableau 2. Résumé de la qualité du roc et de certaines propriétés géomécaniques

Forages	Qualité du roc (RQD)	Modules pressiométriques en rocher (E _m)	Résistance à la compression simple (q _u)	Cerchar (CA)
		MPa	MPa	
FZ-01	Mauvaise à moyenne	986, 1703, 1850 et 1877	41,8	0,48
FZ-02	Très mauvaise, mauvaise et bonne	645, 1194, 1580 et 1509	41,3	0,48
FZ-03	Mauvaise, moyenne et bonne	SO	60,8	SO
FZ-04	Très mauvaise à moyenne	SO	SO	SO
FZ-05	Très mauvaise, mauvaise et bonne	SO	SO	SO
FZ-06	Très mauvaise à mauvaise	SO	SO	SO

5. CONDITIONS D’EAU SOUTERRAINE

Les conditions d’eau souterraine ont été observées à l’aide de piézomètres de type Casagrande installés dans les sols et dans le roc. Le tableau suivant résume les mesures relevées le 4 novembre 2020. Les schémas d’installation sont présentés sur les rapports de forages à l’annexe 2.

Tableau 3. Mesures des niveaux d’eau souterraine le 2020-11-04

Forages	Élévation à la surface du forage (m)	Piézomètre no 1			Piézomètre no 2		
		Élévation de la base de la crépine (m)	Profondeur de la base de la crépine (m)	Élévation du niveau de l’eau (m)	Élévation de la base de la crépine (m)	Profondeur de la base de la crépine (m)	Élévation du niveau de l’eau (m)
FZ-01	12,80	8,30	4,5	sec	2,30	10,5	7,5
FZ-02	13,17	10,17	3,0	sec	4,87	8,3	8,5
FZ-03	13,79	11,19	2,6	sec	4,79	9,0	7,8
FZ-04	13,79	11,59	2,2	12,0		SO	
FZ-05	13,25	11,35	1,9	sec		SO	
FZ-06	12,81	9,81	3,0	10,3		SO	

Aucun niveau d’eau souterraine n’a été observé le 4 novembre 2020 dans les piézomètres des forages FZ-01 à FZ-03 et FZ-05, dont la crépine est dans les sols ou le roc désagrégé. C’est pour cette raison que la mention “sec” est utilisée dans le tableau. Toutefois, les données mesurées dans les piézomètres des forages FZ-01 à FZ-03, dont la crépine est installée dans le roc, indiquent la présence d’une nappe d’eau souterraine.

Le niveau de l’eau souterraine, en tout point donné, fluctue selon les périodes de l’année, la quantité de précipitations, de même que les modifications à l’environnement et au drainage. Les niveaux de la nappe phréatique donnés ci-dessus pourraient donc ne pas être représentatifs des conditions qui seront rencontrées au moment de la construction.

6. RECOMMANDATIONS POUR LA CONCEPTION

Cette section s’adresse au concepteur du projet et contient l’ensemble des calculs et analyses, ainsi que les recommandations géotechniques à considérer pour la réalisation des plans et devis.

Les recommandations présentées ici sont préliminaires et devront être révisées par l’auteur de la présente étude lorsque le concept final sera connu.

Le concepteur ne doit en aucun cas modifier la conception de la stabilisation géotechnique présentée. Ce dernier doit plutôt s'assurer de préparer des plans et devis qui intègrent et respectent les recommandations présentées ci-dessous.

6.1. Causes probables des mouvements

Les problématiques observées au site sont causées par l'érosion du pied de la falaise et de sa géologie structurale, la pente abrupte des sols de la partie sommitale du talus et la gestion inadéquate des eaux de ruissellement de la route.

D'abord, le litage sédimentaire du roc fait en sorte que la falaise se stabilise à un angle qui varie entre 45° et 50° . Les conséquences de ce phénomène sont observables le long de la falaise rocheuse. En effet, plusieurs morceaux de roc, masses de roc et de couvert végétal qui se sont détachés de la paroi à cause de ces discontinuités sont visibles au pied de la falaise. Ces observations démontrent que les masses de roc en surplomb sont instables, et que ces processus continuent d'évoluer. De plus, l'érosion qui affecte la partie inférieure du talus, finit par déstabiliser les tranches de roc sus-jacentes, comme en témoigne la géométrie de la section présentée ci-dessous. Le recul associé aux ruptures observées finit par déchausser les sols meubles sus-jacents.

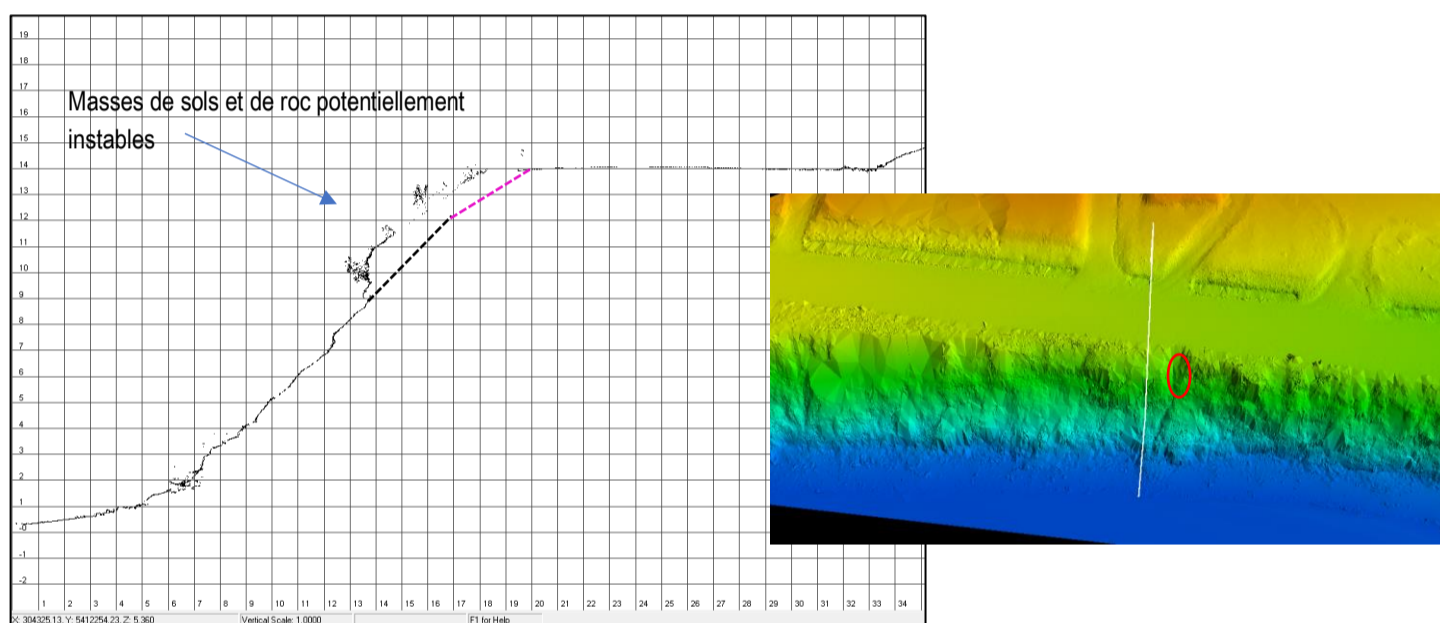


Figure 33. Section B-B' localisée au chaînage approximatif 1+455, à environ 5 m à l'est du glissement (en rouge).

La partie sommitale du talus est caractérisée par des sols granulaires inclinés à environ 45° . Cette inclinaison est supérieure à l'angle de friction interne (ϕ') de ces sols qui est estimé à environ 34° . Cette partie du talus est donc dans un état de stabilité précaire, plus particulièrement lorsque les sols se saturent ponctuellement lors de périodes fortes pluies ou de fontes de la neige.

Puisqu'il y a une légère pente transversale de la route vers le sommet de talus, les eaux de ruissellement convergent vers de petites dépressions, ce qui engendre une concentration d'eau ponctuelle et crée de l'érosion dans les sols granulaires de la partie sommitale du talus. C'est d'ailleurs ce qui s'est produit pour le glissement de mai 2020.

Toute détérioration de la falaise rocheuse ou petits glissements dans les sols de la partie sommitale entraînent un recul du sommet du talus, dont les répercussions vont de plus en plus affecter la route étant donnée la faible distance entre cette dernière et le talus. De plus, si l'érosion n'est pas freinée, la paroi rocheuse va continuer de se détériorer et entraîner des ruptures qui vont porter atteinte à l'intégrité de la route.

6.2. Sections analysées, stratigraphies et mouvements potentiels

Afin d'établir des pistes de solutions pour la stabilisation du talus, plusieurs sections transversales ont été étudiées. La figure A.5.1 de l'annexe 5 montre une vue en plan et la localisation de ces sections, mais un extrait est montré ci-dessous.

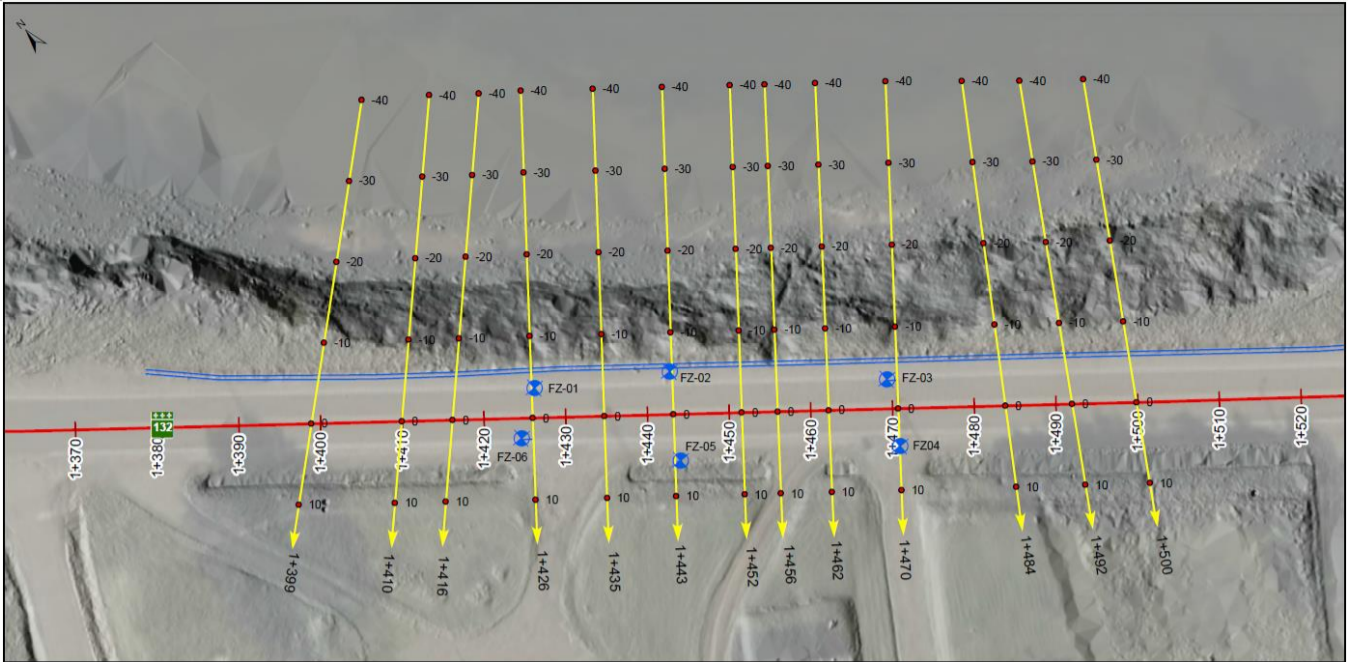


Figure 34. Vue en plan des sections étudiées, localisations approximatives des forages et de la glissière.

Ces sections ont été utilisées pour estimer l'emplacement du contact sols-roc et évaluer l'emplacement du sommet de talus théorique s'il devait y avoir des glissements dans le roc et les sols. À titre indicatif, les sections ci-dessous ont été réalisées au droit des forages effectués. Les figures 35 à 37, qui sont également disponibles aux figures A.5.2, A.5.3 et A.5.4 de l'annexe 5, permettent de mettre en évidence ce qui suit :

- Les lignes noires et roses représentent respectivement les plans de glissements considérés dans le roc et les sols à long terme, sans l'effet additionnel de l'érosion, qui sera traité plus loin;
- Le plan de glissement dans le roc (ligne noire) varie entre 45° et 50° alors que dans les sols (ligne rose), le plan est incliné à 34° (~1V :1,5H);
- L'intersection de la ligne rose avec le terrain naturel représente le sommet de talus théorique s'il devait y avoir un glissement dans le roc et les sols;
- L'intersection du plan dans le roc et celui dans les sols représente le point de contact sol-roc s'il devait y avoir un glissement dans le roc et les sols.
- Dans l'éventualité d'un glissement dans le roc et les sols, en considérant le plan de glissement à long terme, l'intégrité de la route est affectée (glissière, accotement et parfois la voie de roulement);

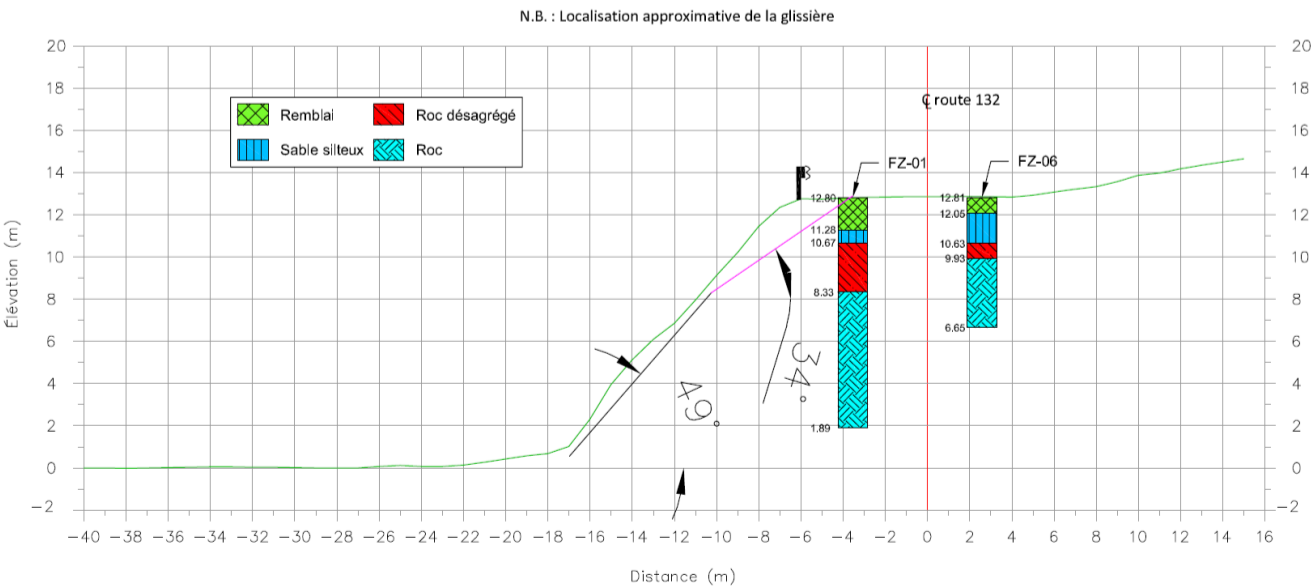


Figure 35. Schéma stratigraphique simplifié au droit de la section 1+426, incluant le plan de glissement considéré dans le roc et dans les sols.

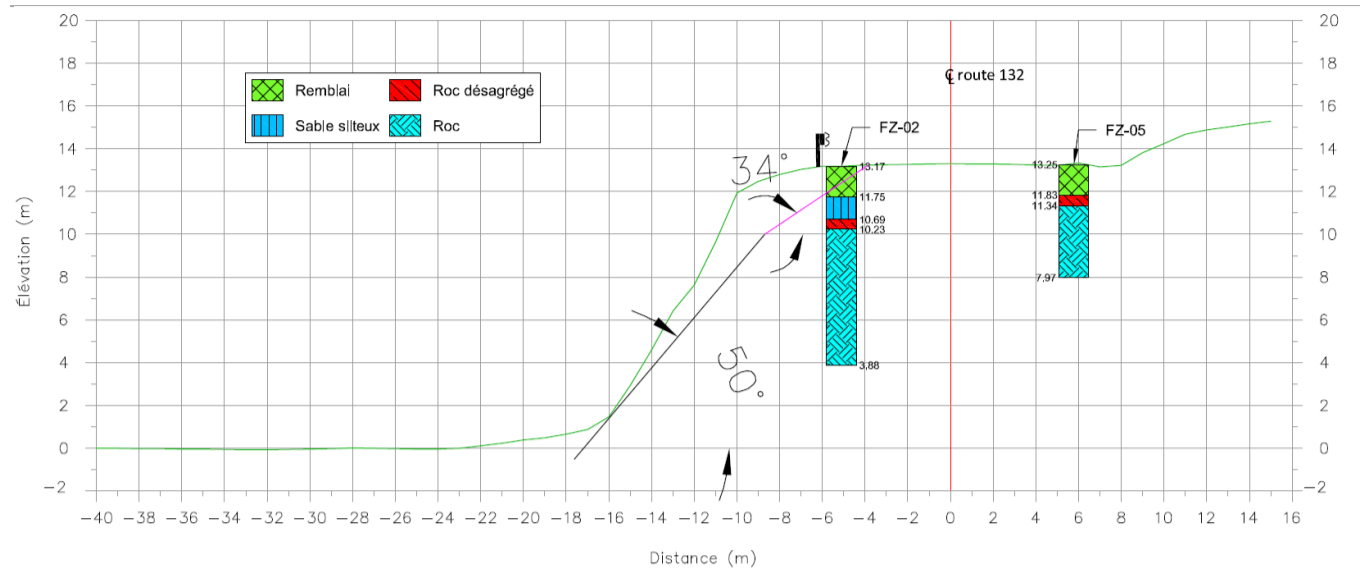


Figure 36. Schéma stratigraphique simplifié au droit de la section 1+443, incluant le plan de glissement considéré dans le roc et dans les sols.

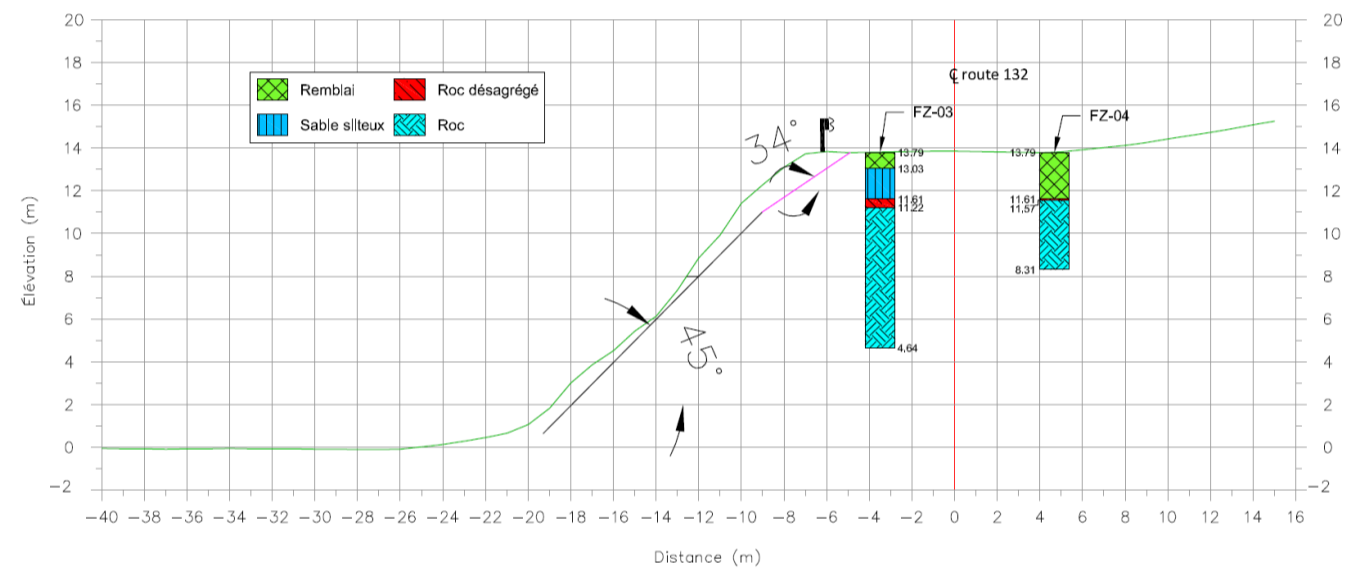


Figure 37. Schéma stratigraphique simplifié au droit de la section 1+470, incluant le plan de glissement considéré dans le roc et dans les sols.

6.3. Stabilisation du talus

Actuellement et de façon temporaire, la DGBGI a choisi d'éloigner la route du sommet de talus en raison des recommandations de périmètre de sécurité à maintenir en attente de la réalisation des travaux permanents faisant l'objet de la présente étude préliminaire.

L'érosion du pied de talus, la pente trop abrupte des sols de la partie sommitale du talus et le drainage inadéquat des eaux de ruissellement de la route justifient les critères de conception suivants pour la solution de stabilisation du talus :

- Mise en place d'une protection contre l'érosion à la base du talus;
- Déplacement de la route à une distance suffisante du sommet de la pente à l'équilibre ou renforcement de la partie sommitale du talus;
- Correction du drainage des eaux de ruissellement de la route afin d'empêcher la concentration d'eau vers le sommet de talus.

Ces trois volets de la stabilisation sont détaillés dans les sections qui suivent.

6.3.1. Protection contre l'érosion

Cette solution consiste à freiner l'érosion du talus rocheux. Une étude hydraulique est requise pour déterminer la conception de la protection contre l'érosion. Cette protection devrait minimalement être appliquée entre les chaînages 1+390 et 1+510.

6.3.2. Déplacement de la route

Le déplacement de la route permet de l'éloigner du sommet de talus actuel, dont la stabilité est précaire. La distance du déplacement requise sera influencée, entre autres, par la mise en place d'une protection contre l'érosion au pied de la falaise et l'utilisation d'un mur de soutènement au sommet du talus.

Sans mur de soutènement, il est recommandé que le déplacement minimal de la route soit d'environ 3,3 m vers le sud au droit de la zone renforcée par les billots de bois. Cette zone représente une inconnue puisque les détails de sa construction sont inconnus. À ce sujet, la distance recommandée de 3,3 m est basée sur l'hypothèse qu'il s'agit de sols uniquement. Bien qu'il ne soit pas requis d'excaver le sommet de talus avec l'option du déplacement de la route, s'il devait y avoir lieu d'excaver cette zone avant ou après la construction de l'option retenue, il pourrait y avoir des dérangements locaux causés aux infrastructures. En effet, l'étendue des billots de bois dans l'axe longitudinal et transversal de la route pourrait atteindre des infrastructures existantes et nécessiter des réparations locales de même que les opérations pour les excaver.

L'utilisation d'un mur de soutènement sur la longueur complète du tronçon ou d'une partie du tronçon à l'étude devrait influencer à la baisse la distance du déplacement de la route. La position du mur, pour qu'il demeure stable selon les critères établis, dépendra du type de mur, de sa géométrie, de l'élévation de sa fondation, etc. Les recommandations préliminaires pour la conception d'un mur sont présentées à la section 6.4.

Pour l'élaboration du nouveau tracé de la route, l'équipe de conception devra considérer le sommet de talus théorique projeté, identifié sur la figure A.5.5 de l'annexe 5. Un extrait de cette figure est montré ci-dessous (figure 38). Ce sommet correspond à l'intersection du plan de glissement dans les sols et la ligne de la surface du terrain.

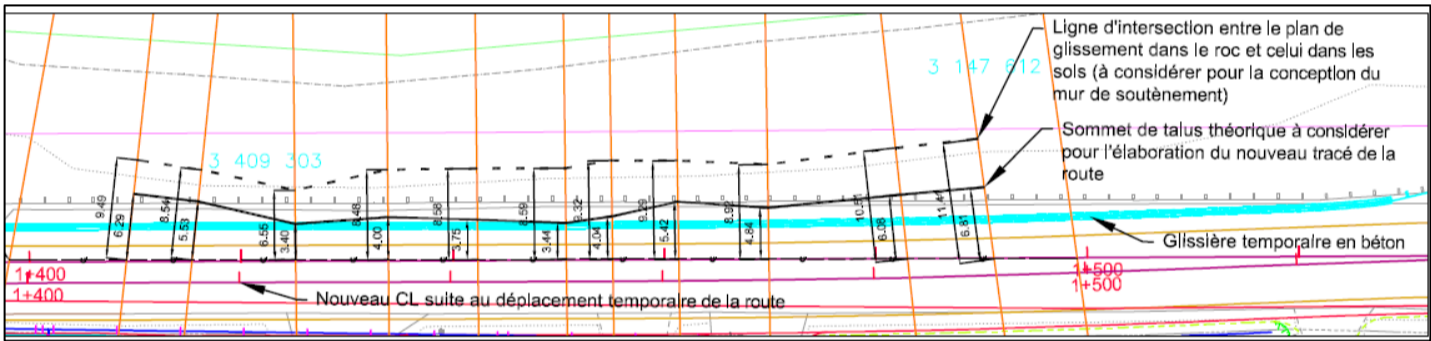


Figure 38. Extrait de la figure A.5.5 montrant le sommet de talus théorique.

Sans protection contre l'érosion, la paroi rocheuse va continuer de se détériorer et de reculer, affectant ainsi la partie sommitale du talus. Malgré un déplacement de la route et/ou de l'ajout d'un mur de soutènement, cette dernière se retrouvera éventuellement dans une situation similaire à la situation actuelle. Il est difficile de prédire l'horizon de temps avant d'atteindre à nouveau un tel état. Pour cette raison, si une protection contre l'érosion n'est pas incluse dans le rétablissement du site, il faudra revoir à la hausse le déplacement de la route et la position du mur de soutènement de sorte à compenser pour les éventuelles pertes de terrain dues à l'érosion. L'évolution dans le temps du site sera fonction de différents facteurs comme le taux d'érosion et le recul événementiels projetés. Le cas échéant, il est suggéré d'évaluer les options basées sur la formule développées par Bernatchez et al. (2012) et Drezja et al. (2012), couramment utilisée pour ce type d'aléas, où le terme distance est mesuré entre la limite de l'infrastructure projetée et le sommet du talus théorique :

$$Durée\ de\ vie\ [années] = \frac{Distance\ [m] - recul\ événementiel\ [m]}{taux\ érosion\ [\frac{m}{année}]}$$

[1]

Ce calcul demeure très approximatif et les résultats doivent être considérés à titre indicatif seulement étant donné que la manifestation des phénomènes en cause peut être très variable dans le temps. Quoiqu'il en soit, il s'agit d'une approximation relativement conservatrice permettant de planifier les options envisagées.

6.3.3. Correction du drainage de la route

Le drainage actuel de la route entraîne des concentrations d'eau vers le sommet de talus. Les légères dépressions dans l'accotement et les espaces entre l'enrobé bitumineux et la lisse de bois fixée aux poteaux de glissières favorisent l'infiltration d'eau.

La solution retenue devra faire en sorte d’empêcher l’eau de ruissellement de la route de se diriger vers le sommet de talus. Dans le cas contraire, l’érosion des sols par les eaux de ruissellement ne sera pas freinée et ce phénomène pourrait porter atteinte à l’intégrité de la route, même si elle est déplacée ou que les matériaux de remblais sont renforcés.

6.4. Mur de soutènement

L’aménagement d’un mur de soutènement peut être envisagé par l’équipe de conception. D’abord, la stratigraphie du site est favorable à un tel ouvrage d’art et d’avoir recourt à cette option permettrait possiblement de réduire le déplacement de la route. Afin d’illustrer ce concept, la figure 39 montre un schéma arbitraire d’un mur de soutènement et la localisation du sommet de talus théorique. Cette illustration met en évidence la différence entre la localisation du sommet du mur et celui théorique. La conception détaillée du mur permettra d’évaluer s’il y a réellement un avantage par rapport au déplacement de la route.

Pour l’élaboration de la conception préliminaire d’un mur, il est recommandé de considérer les contraintes suivantes :

- La base du mur de soutènement devra se trouver à minimalement 1 m, mesuré horizontalement, au sud du plan de glissement dans le roc. Cette limite a été tracée sur la vue en plan de la figure A.5.5 de l’annexe 5 (voir la ligne pointillée noire) et s’applique à l’élévation du toit du roc ou du roc désagrégé. Cette élévation varie le long du site sur la base des forages réalisés;
- Il est recommandé que la fondation du mur de soutènement, s’il s’agit du mode de portance, prenne appui sur le roc désagrégé ou le roc;

La figure ci-dessous résume les contraintes précédemment expliquées.

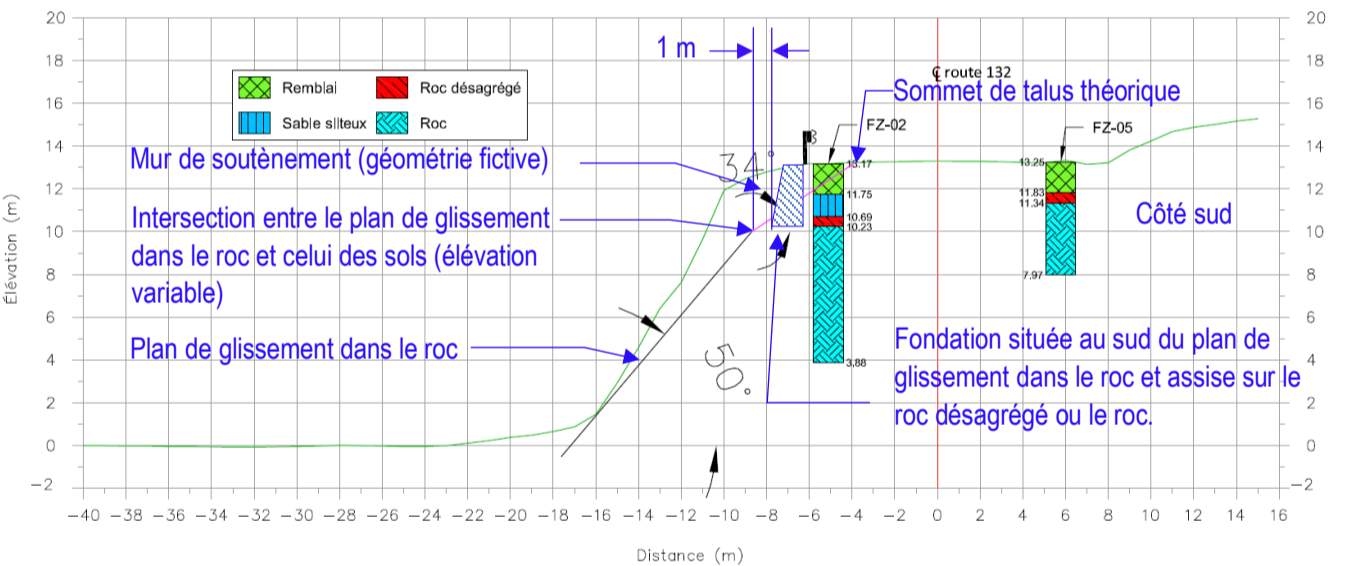


Figure 39. Identification des contraintes associées à l’utilisation d’un mur de soutènement et autres informations (section 1+443).

Un mur de type berlinois avec des pieux forés dans le roc pourrait également être envisagé.

6.4.1. Coefficient de conséquence et degré de compréhension du site

Le *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*¹ introduit dans le chapitre 6 un coefficient de conséquence (ψ) applicable sur les résistances géotechniques ultime et d’utilisation. Le concepteur de l’ouvrage doit déterminer le coefficient de conséquence à appliquer en fonction du niveau de conséquence de l’ouvrage.

Un degré de compréhension du site « typique » a été considéré ce qui correspond à un coefficient de conséquence égal à l’unité.

¹ CAN/CSA-S6-14 (2019). Code canadien sur le calcul des ponts routiers, Norme nationale du Canada, CSA International.

Page 16 sur 21

6.4.2. Protection contre les méfaits du gel et hauteur de fiche du mur

En fonction du type de mur qui sera choisi, la hauteur de la fiche devra être conforme aux recommandations du chapitre 12- *Murs de soutènement*, section 12.2- *Exigences de conception* du *Manuel de construction et réparation des structures*, produit par le MTQ.

Si le mur est fondé sur le roc, seul un encastrement minimal de 150 mm est recommandé. Toutefois, si le mur prend appui sur le roc désagrégé, la profondeur de gel à considérer pour la détermination de la hauteur de la fiche est de 2,10 m. Cette valeur a été déterminée en fonction des recommandations du *Chapitre 3 – Drainage*, section 3.5- *Profondeur de gel* du *Tome II-Construction routière*, produit par le MTQ. L'indice de gel normal pour le site est de l'ordre de 1200 °C-j, selon la figure 1.8-1 du Chapitre 1-Terrassements, du Tome II précédemment cité.

6.4.3. Résistance géotechnique à l'ÉLUL pour une fondation superficielle

La valeur de résistance géotechnique à l'ÉLUL dépendra de la nature de l'assise de la fondation du mur de soutènement. Il est anticipé que la nature de l'assise du mur varie le long du tronçon à stabiliser. Dans le secteur du forage FZ-01, la résistance géotechnique à l'ÉLUL sera contrôlée par la couche de roc désagrégé alors que dans le secteur des forages FZ-02 et FZ-03, la résistance sera contrôlée par le roc, même si la fondation prend appui sur le roc désagrégé. En effet, dans ces secteurs, l'épaisseur du roc désagrégé est trop faible pour contrôler la résistance géotechnique à l'ÉLUL.

Pour le roc désagrégé trouvé dans le secteur du forage FZ-01, le calcul de résistance géotechnique à l'ÉLUL doit se faire conformément aux prescriptions du *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*. Le concepteur pourra utiliser les paramètres géotechniques fournis au tableau 4.

Tableau 4. Paramètres à utiliser uniquement pour le calcul de la résistance géotechnique à l'ÉLUL pour une fondation prenant appui dans le roc désagrégé.

Paramètres	Valeurs
Nature de l'assise, c', ϕ'	Roc désagrégé, c' = 0 kPa, ϕ' = 35°
Coefficients de portance	N_c = 46, N_q = 33, N_γ = 37
Poids volumique non déjaugé, γ et poids volumique déjaugé du roc désagrégé, γ'	γ = 21,0 kN/m ³ , γ' = 11,2 kN/m ³ Note : Le poids volumique de l'eau a été considéré comme égal à 9,81 kN/m ³ Pour le calcul, il est recommandé d'utiliser le poids volumique déjaugé.
Contrainte effective au niveau de la base de la fondation, q'	Comme le roc désagrégé a été trouvé à environ 2 m de profondeur aux forages FZ-01, FZ-02 et FZ-03 et que le niveau d'eau se trouve à une profondeur supérieure, la contrainte effective à considérer de façon préliminaire est de 35 kPa.

Pour les secteurs où le mur prendra appui sur le roc (roc non désagrégé), la résistance géotechnique à l'ÉLUL est de 12 000 kPa.

Dans les 2 cas, la résistance géotechnique ultime doit être pondérée en la multipliant par un coefficient de tenue géotechnique ultime (ϕ_{gu}) de 0,5 et, par le coefficient de conséquence (ψ) applicable.

6.4.4. Résistance géotechnique à l'ÉLUT

La résistance géotechnique à l'ÉLUT sera contrôlée par la couche de roc désagrégé. De façon préliminaire, l'évaluation des résistances géotechnique à l'ÉLUT a été effectuée en considérant la stratigraphie du forage FZ-01. Le tableau ci-dessous indique les valeurs d'ÉLUT pour différentes largeurs de fondation et une amplitude de tassements inférieure à 25 mm.

Largeur de la fondation du mur, B	Valeur pondérée de la résistance géotechnique à l'ÉLUT ($\Phi_{gs} = 0,8$)
2 m	600 kPa
3 m	525 kPa
4 m	450 kPa
5 m	400 kPa

6.4.5. Résistance géotechnique horizontale à l'ÉLUL

La résistance géotechnique horizontale ultime correspond, comme présentée dans le chapitre 6 (CAN/CSA-S6-19), à la moindre valeur entre la résistance au cisaillement horizontal du sol (R_{ug}) présent sous la fondation et la résistance au cisaillement de la surface de contact entre la base de la fondation et le sol (R_{ui}). Les paramètres du tableau 5 suivant sont recommandés.

Tableau 5. Paramètres recommandés pour le calcul de la résistance géotechnique horizontale à l'ÉLUL

Paramètres	Roc désagrégé	Coussin de support
Angle de frottement interne (ϕ')	35°	32°
Cohésion effective, c'	0 kPa	0 kPa
Angle de frottement à l'interface pour une fondation coulée en place (δ)	35°	32°
Angle de frottement à l'interface pour une fondation préfabriquée (δ)	23°	21°

Pour le calcul de la résistance R_{ui} , la valeur d'angle de frottement à l'interface (δ) dépend du choix de fabrication de la fondation et du matériau sur lequel il est déposé. Pour une semelle coulée sur le sol, l'angle δ est équivalent à l'angle ϕ' du matériau sous-jacent à la fondation. Pour une semelle en béton préfabriqué déposée sur le sol, l'angle δ est équivalent au 2/3 de l'angle ϕ' .

La résistance géotechnique horizontale ultime (R_u) doit être pondérée en la multipliant par un coefficient de tenue géotechnique ultime (ϕ_{gu}) de 0,8 et par le coefficient de conséquence (ψ) applicable.

6.5. Tirants d'ancrage au roc

Parmi les modes de ruptures possibles des tirants d'ancrage, les deux modes de rupture suivants doivent être vérifiés à partir des paramètres géotechniques :

- Rupture à l'interface coulis-roc;
- Rupture du roc.

6.5.1. Rupture à l'interface coulis-roc

La résistance géotechnique ultime correspond à la résistance à l'arrachement (R_a) mobilisée sur la longueur de scellement. La résistance à l'arrachement entre le coulis et le roc est obtenue par l'équation suivante :

$$R_a = \pi \times D \times L_{s2} \times S_r$$

[2]

Où :

- D :

diamètre du trou de l'ancrage dans le roc (m)
- L_{s2} :

longueur de scellement entre la roche et le coulis de façon à développer l'adhérence coulis-roc (m)
- S_r :

contrainte d'adhérence entre le coulis et le roc (kPa)

La contrainte d'adhérence coulis-roc (S_r) à utiliser dans l'équation 2 doit être la plus faible des trois valeurs suivantes :

- $S_r = 0,1 \times$ la résistance en compression simple du coulis;
- $S_r = 0,1 \times$ la résistance en compression simple du roc (q_u). Une valeur q_u de 40 MPa est recommandée.
- $S_r = 3900$ kPa

De plus, il faut également considérer les critères suivants :

- La longueur de scellement des ancrages ne doit en aucun cas être inférieure à 3 m dans le roc.
- En tenant compte des valeurs de RQD du roc, la longueur de scellement des ancrages installés dans le roc doit être au moins égale à 40 fois le diamètre du trou de l'ancrage au roc.

Ces valeurs devront être vérifiées par des essais d'arrachement sur le site.

La résistance géotechnique ultime en arrachement (R_a) doit être pondérée en la multipliant par un coefficient de tenue géotechnique ultime (ϕ_{gu}) de 0,4 et par le coefficient de conséquence (ψ) applicable.

6.5.2. Rupture de la masse rocheuse

La résistance géotechnique ultime est équivalente à la résistance à l'arrachement du cône de roc (R_a) qui correspond au poids effectif du cône de roc.

Une fois la longueur minimale de scellement déterminée, il faut vérifier la stabilité générale, c'est-à-dire s'assurer que l'ancrage mobilise un volume de roc suffisant pour résister à la charge appliquée. La résistance ultime à l'arrachement est obtenue par l'expression suivante :

$$R_a = L_w \times \gamma' \times \tan^2 \times \beta \quad [3]$$

Où :

- L_w : Longueur ou hauteur du cône de roc formé à partir du centre de la longueur de scellement de l'ancrage jusqu'à la surface du roc (m);
- γ' : Poids volumique effectif du roc (kN/m³);
- β : Demi-angle au sommet du cône de roc (°)

Selon les indices RQD obtenus dans les premiers mètres de roc, il est recommandé de considérer un demi-angle (β) du cône de roc égal à 30°. De plus, le poids volumique du roc est d'environ 24,0 kN/m³. En conséquence, un poids volumique effectif de 14,2 kN/m³ est recommandé dans l'équation 3.

La résistance géotechnique ultime en arrachement (R_a) doit être pondérée en la multipliant par un coefficient de tenue géotechnique ultime (ϕ_{gu}) de 0,4 et par le coefficient de conséquence (ψ) applicable.

Finalement, dans le cas où il y a plusieurs ancrages, l'interaction de la surface des cônes des ancrages adjacents doit être prise en compte.

7. RECOMMANDATIONS ET MISES EN GARDE POUR LA CONSTRUCTION

Étant donné le statut préliminaire de la présente étude, cette section sera complétée lors de la réalisation de l'étude géotechnique définitive (finale), en fonction des détails du concept retenu.

Cette section s'adresse au concepteur du projet et contiendra l'ensemble des considérations géotechniques, recommandations ou mises en garde à inclure aux plans et devis, pour soumission et construction. Par exemple, les sujets ci-dessous seront traités:

- Séquence de construction;
- Recommandation pour les pentes d'excavations;
- Gestion des eaux souterraines;
- Préparation de l'assise de la fondation;

- Chemin d'accès;
- Contrainte pour l'entreposage des matériaux, etc.

8. RECOMMANDATIONS PRÉLIMINAIRES AU MINISTÈRE

Cette section s'adresse au chargé du projet et contient l'ensemble des actions à prendre par ce dernier pour mener à bien la suite du projet.

La solution de stabilisation présentée à la section 6 du présent rapport a été élaborée en tenant compte des problématiques du site engendrées par l'érosion du pied de talus, la pente trop abrupte des sols de la partie sommitale du talus et le drainage inadéquat des eaux de ruissellement de la route. En résumé, la solution de stabilisation du talus comporte 3 volets soit :

- Mise en place d'une protection contre l'érosion à la base du talus;
- Déplacement de la route à une distance suffisante du sommet de la pente à l'équilibre ou renforcement de la partie sommitale du talus;
- Correction du drainage des eaux de ruissellement de la route afin d'empêcher la concentration d'eau vers le sommet de talus.

8.1. Mesures temporaires et monitoring

Un périmètre de sécurité, un monitoring ainsi que des mesures de mitigation visant à limiter l'évolution du glissement ont été recommandés dans le courriel du 26 mai 2020 adressé à la DGBGI. Entre temps, des travaux de déplacement de la route ont été réalisés pour sécuriser le site. En conséquence, il n'est plus requis de mettre en place un périmètre de sécurité.

Toutefois, il est recommandé de monitorer le glissement 1 fois par mois et suivant les périodes de fortes pluies à l'aide de photographies afin d'évaluer si l'andain mis en place est efficace pour détourner les eaux de ruissellement du glissement et s'il y a une évolution du glissement engendré ces eaux. Le cas échéant, puisque ce serait l'érosion due aux eaux de ruissellement qui serait responsable de l'évolution, il pourrait être requis de réaliser des travaux correctifs afin de freiner l'érosion des matériaux de la chaussée et ceux sous-jacent en attendant que les travaux permanents faisant l'objet de cette étude préliminaire soient effectués. Ces travaux correctifs dépendront de l'état de la situation et devront tenir compte de la présence de la zone de sols renforcée par les billots de bois.

8.2. Études complémentaires nécessaires

8.2.1. Émission de l'étude géotechnique définitive (finale)

Une étude géotechnique définitive devra être produite lorsque la conception finale sera connue. L'étude définitive intégrera les recommandations et mises en garde géotechniques pour la construction, adaptées au concept retenu et à inclure aux plans et devis.

Pour la réalisation de l'étude géotechnique définitive, il est possible que des forages supplémentaires soient nécessaires et que les calculs soient revus.

La présente étude géotechnique préliminaire ne doit pas être utilisée pour la préparation des plans et devis pour soumission ou construction ou être jointe aux documents d'appel d'offres.

8.2.2. Étude hydraulique

Une étude hydraulique est recommandée pour effectuer la conception de la protection contre l'érosion à mettre en place au pied du talus.

8.3. Revue des aspects géotechniques de la conception

Suite à l'émission de l'étude géotechnique définitive, les plans et devis devront être soumis à la Direction de la géotechnique et de la géologie pour la vérification des aspects géotechniques de la conception. Un délai variable de 3 à 4 semaines doit être prévu pour cette révision; le délai nécessaire variant notamment en fonction de la complexité du projet.

8.4. Revue des aspects hydrauliques de la conception

Les plans et devis devraient également être soumis à l'auteur de l'étude hydraulique pour la vérification des aspects hydrauliques de la conception.

9. PORTÉE DE L'ÉTUDE GÉOTECHNIQUE

Les conclusions et recommandations élaborées dans le cadre de cette étude géotechnique préliminaire s'adressent à l'équipe de conception du projet et ne sont valides que pour les conditions décrites dans le présent document. Ce dernier doit être considéré comme un tout et ne peut pas être utilisé seulement en partie.

La présente étude est préliminaire puisqu'elle est basée sur des hypothèses de conception susceptibles d'être modifiées au cours de l'avancement du projet. De plus, la présente étude ne comporte pas de recommandation géotechnique et mise en garde pour la construction.

Pour ces raisons, cette étude préliminaire ne doit, en aucun cas, être utilisée seule pour la préparation des plans et devis pour soumission ou construction. Elle ne doit pas être jointe aux documents d'appel d'offres. Une étude géotechnique définitive devra être produite lorsque le concept final sera connu.

La Direction de la géotechnique et de la géologie doit être avisée par écrit de tout changement dans la localisation, la nature ou la conception du projet, afin d'en évaluer l'impact et, au besoin, de modifier par un document écrit les conclusions et recommandations formulées précédemment.

Le rapport ne doit pas être reproduit, sinon en entier, sans la permission écrite de la Direction de la géotechnique et de la géologie.

Pierre-Alain Konrad, ing., M.Sc. – 5041381
Volet géotechnique

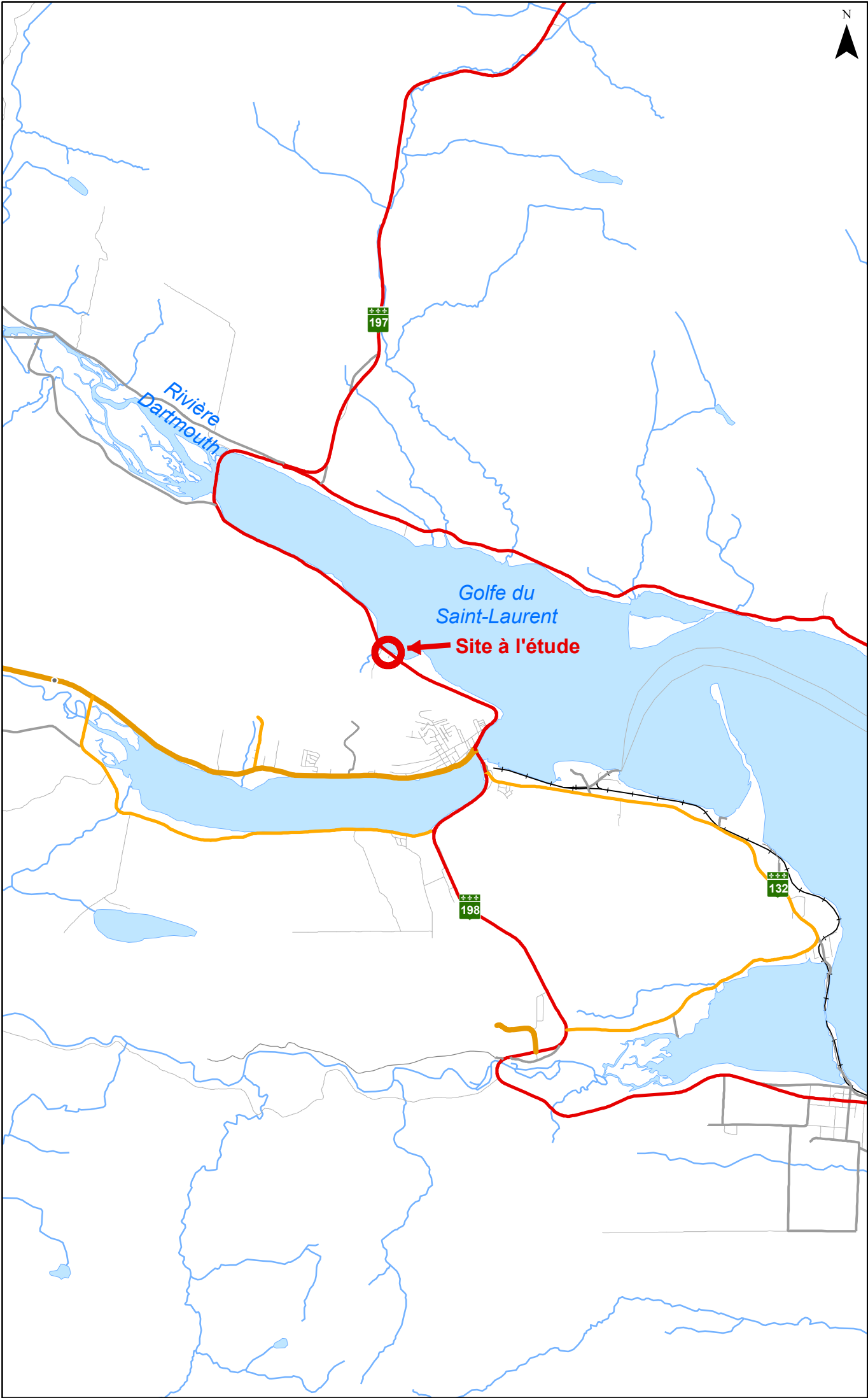
François Bossé, ing. - 143417
Volet mécanique des roches

PAK/FB/jd



ANNEXE 1

- Figure A.1.1 : Plan de localisation du site
- Figure A.1.2 : Plan de localisation des forages
- Figure A.1.3 : Photo oblique du site



Dossier : 0132-16-185(019)20

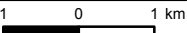


Figure A.1.1 - Localisation du site



Dossier : 0132-16-185(019)20

1:1 000

Figure A.1.2 - Localisation des sondages



© Laboratoire de dynamique et de gestion intégrée des zones côtières de l'Université du Québec à Rimouski et ministère de la Sécurité publique

Dossier: 0132-16-185(019)20

Figure A.1.3 - Photo oblique



ANNEXE 2

Note explicative des rapports de sondage
Rapports de forages

COUPE GÉOLOGIQUE

Élev. (m), Prof. (m) : Élévation et profondeur p/r à la surface du terrain existant lors de la réalisation du sondage des différents contacts géologiques en mètres. Les élévations sont rattachées à un niveau de référence, géodésique ou arbitraire, indiqué à l'en-tête du rapport de sondage.

Piézométrie :

Piézomètre de type « Casagrande », un rectangle jaune, s'étendant du dessus jusqu'au sommet de la crépine, représente le piézomètre.

Dans le cas d'un piézomètre pneumatique ou électrique, on utilise une ligne en continu, allant du sommet du terrain naturel jusqu'à la profondeur du bas.











Sur chacun des piézomètres, un symbole indique le niveau d'eau observé pour la date donnée au sommet de la colonne d'eau.

Description stratigraphique : Chaque formation géologique est décrite selon la terminologie d'usage présentée ci-dessous.

Classification des sols		Dimension des particules
Argile		< 2 µm
Silt		de 2 µm à 80 µm
Sable		de 80 µm à 5 mm
Gravier		de 5 mm à 80 mm
Cailloux		de 80 mm à 300 mm
Blocs		> 300 mm
Terminologie descriptive		Proportion (%)
« Traces » (tr)		1 à 10
« Un peu »		10 à 20
Adjectif (p.ex. : sableux)		20 à 35
« Et » (p.ex. : sable et silt)		35 à 50
Compacité		Indice "N _{in-situ} " de l'essai de pénétration standard (coups/30cm de pénétration)
Très lâche		0 à 4
Lâche		4 à 10
Moyenne ou compacte		10 à 30
Dense		30 à 50
Très dense		> 50
Consistance		Résistance au cisaillement non drainée (kPa)
Très molle		< 12
Molle		12 à 25
Moyenne ou ferme		25 à 50
Raide		50 à 100
Très raide		100 à 200
Dure		> 200
Plasticité		Limite de liquidité (%)
Faible		Inférieure à 30
Moyenne		Entre 30 et 50
Élevée		Supérieure à 50
Sensibilité (St)	Valeur	Note : On qualifie la sensibilité d'extrêmement élevée lorsque la résistance à l'état remanié est inférieure à la limite de mesure du cône suédois.
Faible	< 10	
Moyenne	de 10 à 40	
Élevée	de 40 à 70	
Très élevée	> 70	

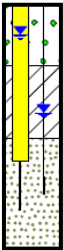
SYMBOLES PRINCIPAUX DE LA STRATIGRAPHIE

Stratigraphie (Str.) : Les principaux types de sol sont désignés par les symboles stratigraphiques suivants :

Argile		Sable		Cailloux/Blocs	
Silt		Gravier		Sol organique	
Roc		Remblai		Enrobés	
		Bitumineux			

TYPES D'ARRÊT

V (arrêt volontaire)	: arrêt du sondage à une profondeur qui a été établie avant sa réalisation
R (refus)	: refus à la pénétration dû à une couche de densité élevée (gravier, bloc, roc)
F (arrêt forcé)	: arrêt du sondage dû à un bris mécanique ou à une circonstance autre qu'un refus à la pénétration (ex. : frottement sur les tiges trop fort)
I (arrêt indéterminé)	: arrêt de nature indéterminée



ÉCHANTILLONS ET ESSAIS

État : Un symbole illustre l'état de l'échantillon suivant la légende donnée à l'en-tête du rapport de sondage. La position et la longueur de chaque échantillon sont aussi affichées.

Prof. (m) : La profondeur du sommet des échantillons est donnée en mètres.

Type, No et Calibre : Chaque échantillon est identifié par un numéro précédé d'une combinaison de lettres qui réfère aux types d'échantillonneur énumérés à l'en-tête du rapport de sondage. Lorsque disponible, le calibre de l'échantillonneur utilisé peut être donné.

Récupération (cm/cm) : La longueur en centimètres de chaque échantillon récupéré est donnée en regard de celle de l'enfoncement de l'échantillonneur.

"N" ou RQD (%) : La valeur de l'indice de pénétration standard (indice « N ») est indiquée lorsqu'il s'agit d'un échantillon de sol. L'indice « N » est obtenu de l'essai de pénétration standard et correspond au nombre de coups d'un marteau de 63,5 kg, tombant en chute libre de 760 mm, nécessaires pour enfoncer les 2^e et 3^e courses (N2 + N3) de 150 mm de la cuillère fendue.

Lorsqu'il s'agit d'un échantillon de roc, c'est l'indice RQD qui est indiqué. Il représente la qualité du rocher et s'obtient par la formule suivante :

RQD =
$$\frac{\text{longueur totale des segments de carottes} > 100 \text{ mm}}{\text{longueur de la course}} \times 100$$

Qualité du rocher	RQD (%)
Très mauvaise	< 25
Mauvaise	25 - 50
Moyenne	50 - 75
Bonne	75 - 90
Excellente	90 - 100

N₁/N₂/N₃/N₄, Rem. sur N/RQD : Les quatre valeurs d'enfoncement mesurées lors de l'essai de pénétration standard (N₁/N₂/N₃/N₄) sont indiquées ou encore des informations textuelles sur les indices N et RQD peuvent y être inscrites.

Essais : La localisation (p/r à la profondeur) et l'identification des principaux essais effectués sur le chantier et en laboratoire, dont la liste est donnée à l'en-tête du rapport de sondage, sont indiqués. Les résultats de ces essais peuvent être donnés à côté du symbole ou dans des annexes.

S_u et w : La colonne quadrillée est utilisée pour mettre en graphique les résultats des essais au scissomètre de chantier, des limites d'Atterberg et des teneurs en eau. Les symboles pour identifier ces essais sont donnés dans l'en-tête du rapport de sondage. La teneur en eau utilisée pour le calcul de l'indice de liquidité est encerclée.

ABRÉVIATIONS

Teneur en eau et limites d'Atterberg

w	: teneur en eau (%)
w _L	: limite de liquidité (%)
w _P	: limite de plasticité (%)
I _P	: indice de plasticité (%) I _P = w _L – w _P
I _L	: indice de liquidité I _L = (w – w _P)/I _P

(*) La valeur de teneur en eau mesurée sur le même échantillon, pour lequel les limites d'Atterberg ont été mesurées, est encerclée.

Essai au scissomètre de chantier

S _{UV}	: résistance au cisaillement non drainé du sol intact (kPa)
S _{rv}	: résistance au cisaillement non drainé du sol remanié (kPa)

Essai au cône suédois

S _{UC}	: résistance au cisaillement non drainé du sol intact (kPa)
S _{rc}	: résistance au cisaillement non drainé du sol remanié (kPa)
S _t	: sensibilité (cône suédois) : S _t = S _{UC} /S _{rc}

AUTRES SYMBOLES ET ABRÉVIATIONS






E _m	: module pressiométrique (kPa)
P _L	: pression limite pressiométrique (kPa)
AG	: analyse granulométrique
k	: coefficient de perméabilité (m/sec)
P _v	: poids volumique du sol (kN/m3)
C	: essai de consolidation (oedomètre)
Dr	: densité relative
τ	: essai de cisaillement en laboratoire
C _E	: Correction d'énergie
σ' _p	: pression de préconsolidation (kPa)
C _c	: indice de compression
E _R	: rapport d'énergie de battage (%)

Localisation générale : RTS: 0132-16-185, Gaspé, Qc.			Dossier: 0132-16-185(019)20			SONDAGE: FZ-02												
Endroit: Accotement droit, chainage approximatif 1+445			Date du sondage: 2020-09-30			Prof. fin (type arrêt): 9.29 m												
TYPES D'ÉCHANTILLONNEUR CF: Cuillère fendue PS: Piston stationnaire CR: Carottier TA: Tarière VR: Vrac IN: Indéterminé AU: Autre DE: Délayé		ÉTAT DES ÉCHANTILLONS <div><div>Intact</div><div>Remanié</div><div>Perdu</div><div>Carotte</div><div>Autre</div></div>		N _{dc} : Pénétration dynam. N: Pénétration standard S _{sc} : Scissomètre (kPa) S _{sc} : Cône suédois (kPa) k: Perméabilité (m/s) P _L : Pression limite (kPa)		E _m : Module pressiométrique S: Sensibilité AG: Analyse Granulométrique C: Consolidation q _c : Compression simple C _E : Correction d'énergie		γ: Poids volumique (kN/m³) ● w: Teneur en eau (%) ○ w: Pour calculer I _L (%) → w _L : Limite de liquidité (%) → w _p : Limite de plasticité (%) ▼ : Niveau d'eau (m)		Coordonnées (m): MTM NAD83 (Zone:5) 5412254.00 m (Y) 304303.00 m (X) Élévation: 13.17 m (Z) (Géodésique)								
Élev. Prof. (m)	Piézo- métrie	COUPE GÉOLOGIQUE			ÉCHANTILLONS ET ESSAIS													
		Description stratigraphique	Str.	État	Prof. (m)	Type-No Calibre	Sous-éch.	Réc. (cm/cm) (%)	N RQD	N1/N2/N3/N4 Rem. sur N / RQD	Essais et notes	S _u	40	80	120	160	N _{dc}	
13.17 0.00 13.07 0.10		Enrobé. Remblai: Sable graveleux, un peu de silt à silteux, traces d'argile, gris-brun, lâche à moyenne.		0.10	CF-01 B		23/61 (38%)	7	8/5/2/2	AG								
				0.76	CF-02 B		35/61 (57%)	14	12/7/7/6	AG S								
11.75 1.42			Silt sableux et graveleux, traces d'argile, compact.	1.42	CF-03 B		33/61 (54%)	15	7/7/8/8	AG S								
10.69 2.48			Roc désagrégé.	2.18	CF-04 B		35/48 (73%)	53	8/8/45 50 coups/ 3 cm.									
10.23 2.94			Roc: Grès. Indice de qualité du roc selon RQD: Variable allant de très mauvaise, mauvaise à bonne.	2.94 2.98	CF-05 B		4/4 (100%)		50 coups/ 4 cm.									
4					CR-06 NQ3		144/168 (86%)	41		E _m (4,0 m) = 645 MPa								
6					CR-07 NQ3		154/157 (98%)	82		E _m (5,0 m) = 1194 MPa q _u (5,08 m) = 41,3 MPa								
				6.23	CR-08 NQ3		44/59 (75%)	22										
				6.82	CR-09 NQ3		91/91 (100%)	87		E _m (7,0 m) = 1580 MPa Cerchar (CA) = 0,48								
8				7.73	CR-10 NQ3		151/156 (97%)	80		E _m (8,0 m) = 1509 MPa								
3.88 9.29		FIN DU FORAGE																
10																		
Remarques:											Type de sondage: Forage au diamant Équipement de forage: Versadrill GT-8 Type de marteau: Automatique							
Technicien: Jacques Hamel, Tech.											Vérifié par: P.-A. Konrad, ing., M.Sc.							
											Approuvé par: Pierre-Alain Konrad, ing., M.Sc.							

Endroit: **Accotement droit, chaînage approximatif 1+470**

Date du sondage: 2020-10-01

Prof. fin (type arrêt): **9.15 m**

TYPES D'ÉCHANTILLONNEUR	ÉTAT DES ÉCHANTILLONS	N ₆₀ : Pénétration dynam.	E _m : Module pressiométrique	γ: Poids volumique (kN/m³)	Coordonnées (m): MTM NAD83 (Zone:5) 5412237.00 m (Y) 304323.00 m (X) Élévation: 13.79 m (Z) (Géodésique)
CF: Cuillère fendue	 Intact	N: Pénétration standard	S _i : Sensibilité	● w: Teneur en eau (%)	
PS: Piston stationnaire	 Remanié	✕ s _{uv} : Scissomètre (kPa)	AG: Analyse Granulométrique	○ w: Pour calculer I _L (%)	
CR: Carottier	 Perdu	▲ s _{uc} : Cône suédois (kPa)	C: Consolidation	→ w _L : Limite de liquidité (%)	
TA: Tarière	 Carotte	k: Perméabilité (m/s)	q _u : Compression simple	→ w _p : Limite de plasticité (%)	
VR: Vrac IN: Indéterminé	 Autre	P _L : Pression limite (kPa)	C _e : Correction d'énergie	▼ : Niveau d'eau (m)	
AU: Autre DE: Délayé					

[illegible]

Remarques:

Type de sondage: Forage au diamant
Équipement de forage: Versadrill GT-8
Type de marteau: Automatique

Localisation générale :RTS: 0132-16-185, Gaspé, Qc.

Dossier: 0132-16-185(019)20

SONDAGE: FZ-04

Endroit: Accotement gauche, chaînage approximatif 1+470

Date du sondage: 2020-10-03

Prof. fin (type arrêt): 5.48 m

TYPES D'ÉCHANTILLONNEUR

CF: Cuillère fendue

PS: Piston stationnaire

CR: Carottier

TA: Tarière

VR: Vrac

IN: Indéterminé

AU: Autre

DE: Délayé

ÉTAT DES ÉCHANTILLONS

Intact

Remanié

Perdu

Carotte

Autre

N_{dc}: Pénétration dynam.

N: Pénétration standard

S_{sc}: Scissomètre (kPa)

S_{sc}: Cône suédois (kPa)

k: Perméabilité (m/s)

P_L: Pression limite (kPa)

E_m: Module pressiométrique

S_i: Sensibilité

AG: Analyse Granulométrique

C: Consolidation

q_u: Compression simple

C_E: Correction d'énergie

γ: Poids volumique (kN/m³)

w: Teneur en eau (%)

w: Pour calculer I_L (%)

w_L: Limite de liquidité (%)

w_p: Limite de plasticité (%)

: Niveau d'eau (m)

Coordonnées (m):

MTM NAD83 (Zone:5)

5412229.00 m (Y)

304319.00 m (X)

Élévation: 13.79 m (Z)

(Géodésique)

Élev. Prof. (m)	Piézo- métrie	COUPE GÉOLOGIQUE		ÉCHANTILLONS ET ESSAIS													
		Description stratigraphique	Str.	État	Prof. (m)	Type-No Calibre	Sous-échantillon	Réc. (cm/cm) (%)	N RQD	N1/N2/N3/N4 Rem. sur N / RQD	Essais et notes	s _u w	40 20	80 40	120 60	160 80	N _{dc}
13.79 0.00		Remblai: Sable silteux, un peu de gravier, gris-brun, compact.			0.00	CF-01 B		37/61 (61%)	28	10/14/14/13							
					0.76	CF-02 B		40/61 (66%)	15	5/7/8/9							
12.37 1.42		Remblai: Sable graveleux, traces de silt, brun, dense.			1.42	CF-03 B		45/58 (78%)	39	8/13/26 50 coups/ 13 cm.							
2 11.61 2.18 11.57 2.22		Roc désagrégé. Roc: Grès. Indice de qualité du roc selon RQD: très mauvaise devenant moyenne.			2.18 2.22	CF-04 B		4/4 (100%)		50 coups/ 4 cm.							
					3.31	CR-05 NQ3		109/109 (100%)	0								
4					4.83	CR-06 NQ3		152/152 (100%)	53								
8.31 5.48		FIN DU FORAGE				CR-07 NQ3		65/65 (100%)	71								
6																	
8																	
10																	

Remarques:

Type de sondage: Forage au diamant
Équipement de forage: Versadrill GT-8
Type de marteau: Automatique

Technicien: Jacques Hamel, Tech.

Vérifié par: P.-A. Konrad, ing., M.Sc.

Approuvé par: Pierre-Alain Konrad, ing., M.Sc.

LogMTQ MECA - STD LEGAL sty Date d'impression: 2021-03-23 11:13:32"

Localisation générale :RTS: 0132-16-185, Gaspé, Qc.

Dossier: 0132-16-185(019)20

SONDAGE: FZ-05

Endroit: Accotement gauche, chaînage approximatif 1+445

Date du sondage: 2020-10-02

Prof. fin (type arrêt): 5.28 m

TYPES D'ÉCHANTILLONNEUR

CF: Cuillère fendue

PS: Piston stationnaire

CR: Carottier

TA: Tarière

VR: Vrac

IN: Indéterminé

AU: Autre

DE: Délayé

ÉTAT DES ÉCHANTILLONS

Intact

Remanié

Perdu

Carotte

Autre

N_{dc}: Pénétration dynam.

N: Pénétration standard

s_{sc}: Scissomètre (kPa)

s_{sc}: Cône suédois (kPa)

k: Perméabilité (m/s)

P_L: Pression limite (kPa)

E_m: Module pressiométrique

S: Sensibilité

AG: Analyse Granulométrique

C: Consolidation

q_c: Compression simple

C_E: Correction d'énergie

γ: Poids volumique (kN/m³)

w: Teneur en eau (%)

w: Pour calculer I_L (%)

w_L: Limite de liquidité (%)

w_p: Limite de plasticité (%)

: Niveau d'eau (m)

Coordonnées (m):

MTM NAD83 (Zone:5)

5412245.00 m (Y)

304297.00 m (X)

Élévation: 13.25 m (Z)

(Géodésique)

Élev. Prof. (m)	Piézo- métrie	COUPE GÉOLOGIQUE		ÉCHANTILLONS ET ESSAIS													
		Description stratigraphique	Str.	État	Prof. (m)	Type-No Calibre	Sous-échantillon	Réc. (cm/cm) (%)	N RQD	N1/N2/N3/N4 Rem. sur N / RQD	Essais et notes	s _u w	40	80	120	160	N _{dc}
													20	40	60	80	
13.25																	
0.00		Enrobé bitumineux.															
13.13		Remblai: Gravier, un peu de			0.12	CF-01		15/61	27	6/14/13/10							
0.12		sable, traces de silt, brun,				B		(25%)									
12.49		compact.															
0.76		Remblai: Sable graveleux, un			0.76	CF-02		33/61	12	6/6/6/15							
11.83		peu de silt, brun, compact.				B		(54%)									
1.42		Roc désagrégé.			1.42	CF-03	A	?	R	40							
11.34						B				50 coups/ 5							
2		Roc: Grès. Indice de qualité du			1.91	CR-04		115/125	21								
1.91		roc selon RQD: très mauvaise				NQ3		(92%)									
		à mauvaise devenant bonne.															
					3.16	CR-05		153/153	26								
4						NQ3		(100%)									
					4.69	CR-06		59/59	83								
7.97						NQ3		(100%)									
5.28		FIN DU FORAGE															
6																	
8																	
10																	

Remarques:






Type de sondage: Forage au diamant
Équipement de forage: Versadrill GT-8
Type de marteau: Automatique

Technicien: Jacques Hamel, Tech.

Vérfié par: P.-A. Konrad, ing., M.Sc.

Approuvé par: Pierre-Alain Konrad, ing. M. Sc.

LogMTQ MECA - STD LEGAL.sty Date d'impression: 2021-03-23 11:15:13

TYPES D'ÉCHANTILLONNEUR	ÉTAT DES ÉCHANTILLONS	N _{dc} : Pénétration dynam.	E _m : Module pressiométrique	γ: Poids volumique (kN/m³)	Coordonnées (m): MTM NAD83 (Zone:5) 5412260.00 m (Y) 304284.00 m (X) Élévation: 12.81 m (Z) (Géodésique)
CF: Cuillère fendue	 Intact	N: Pénétration standard	S _r : Sensibilité	● w: Teneur en eau (%)	
PS: Piston stationnaire	 Remanié	✕ s _{uv} : Scissomètre (kPa)	AG: Analyse Granulométrique	○ w: Pour calculer I _L (%)	
CR: Carottier	 Perdu	▲ s _{uc} : Cône suédois (kPa)	C: Consolidation	→ w _L : Limite de liquidité (%)	
TA: Tarière	 Carotte	k: Perméabilité (m/s)	q _c : Compression simple	└ w _p : Limite de plasticité (%)	
VR: Vrac IN: Indéterminé	 Autre	P _L : Pression limite (kPa)	C _e : Correction d'énergie	▼ : Niveau d'eau (m)	
AU: Autre DE: Délayé					

[illegible]

Type de sondage: Forage au diamant
Équipement de forage: Versadrill GT-8
Type de marteau: Automatique

CoqMTQ MECA - STD LEGAL.stv Date d'impression: 2021-03-23 11:18:30"



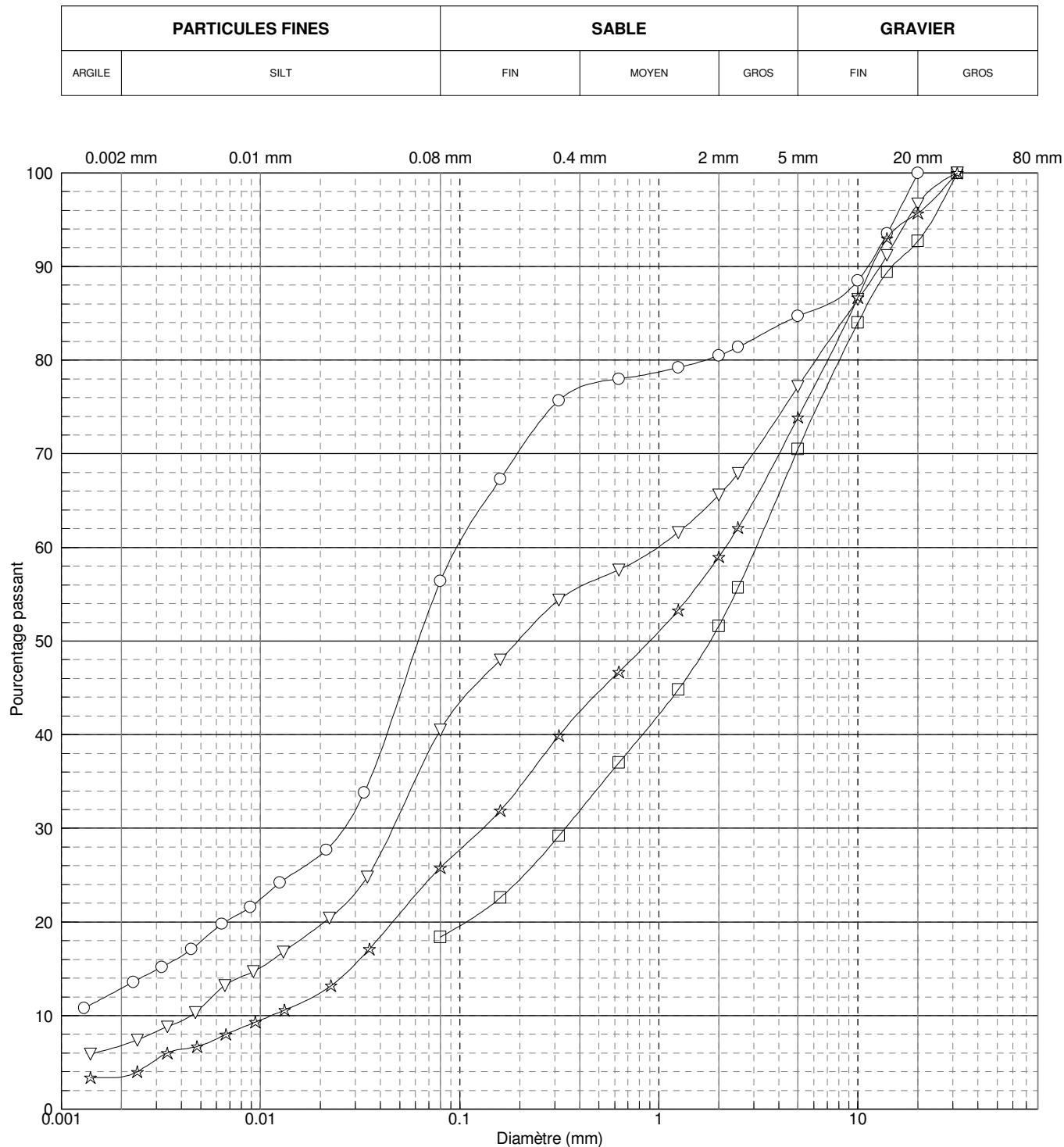
ANNEXE 3

Figure A.3.1 : Analyses granulométriques du remblai

Figure A.3.2 : Analyses granulométriques du dépôt de sols pulvérulents

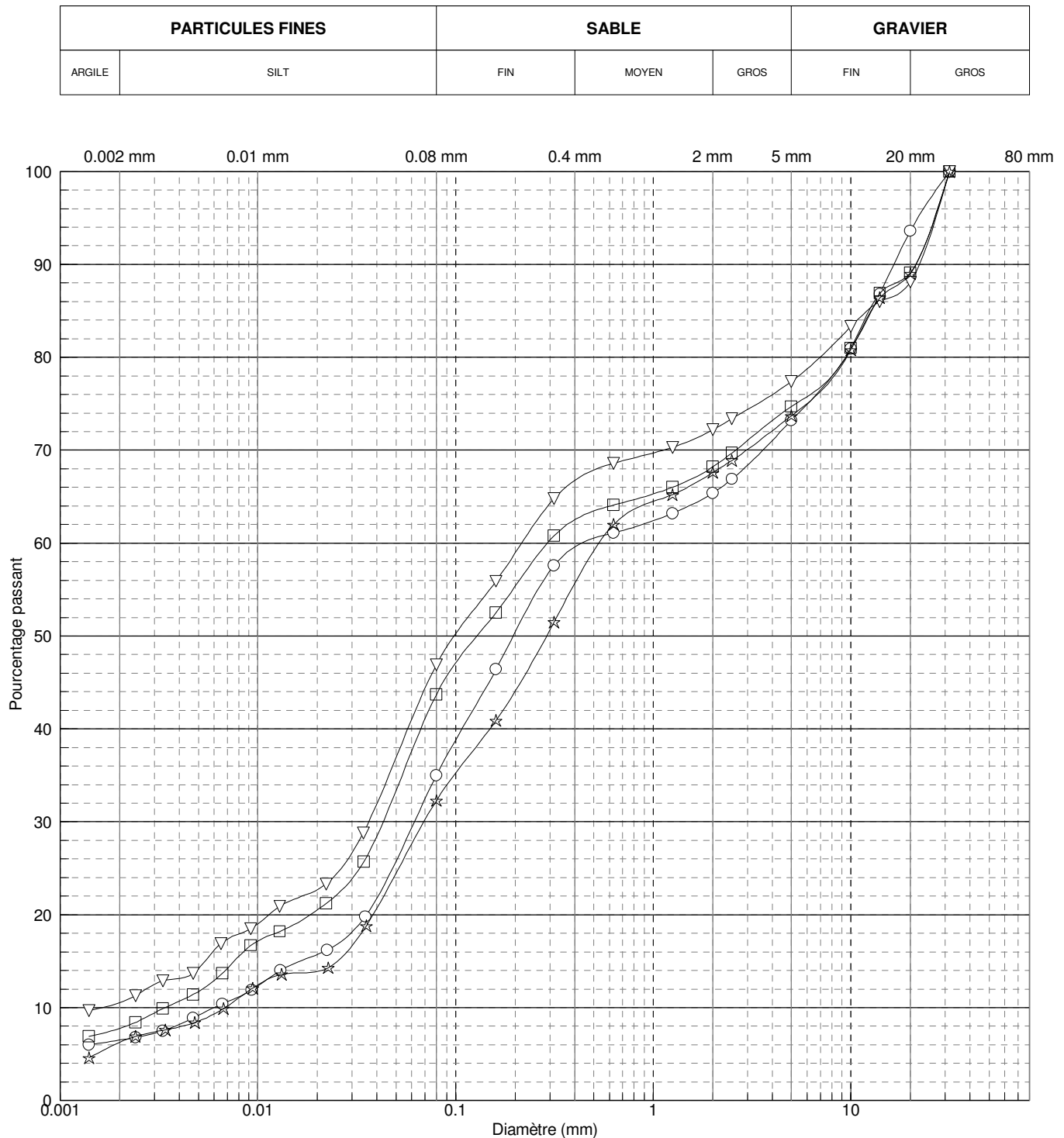
Localisation générale : RTS: 0132-16-185, Gaspé, Qc.

Dossier : 0132-16-185(019)20

[illegible]

Localisation générale : RTS: 0132-16-185, Gaspé, Qc.

Dossier : 0132-16-185(019)20

[illegible]



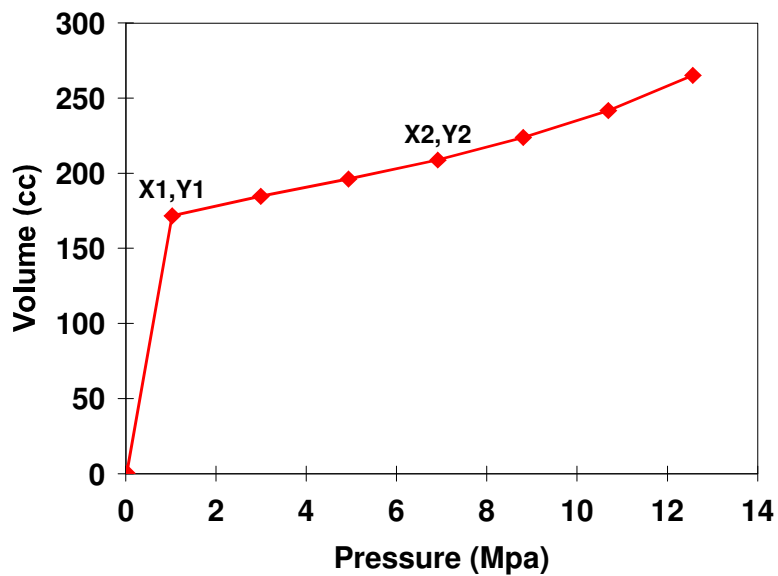
ANNEXE 4

Essais pressiométriques en rocher

Probex Companion Dataset information

Borehole Name: F01/004
Date: 13:30 09-30-2020
Probe: PROBEX
Depth: 5.80 m
Units: Metric
Delay: 60 s
Volume Correction: F-01(C = 1.098419 cc/Mpa)
Membrane Inertia: INER/001

Volume vs Pressure



Pressure (Mpa)	Volume (cc)
.031	.368
2	171.682
4.012	184.7
5.998	196.216
8.018	208.825
9.955	223.862
11.89	241.768
13.826	265.18

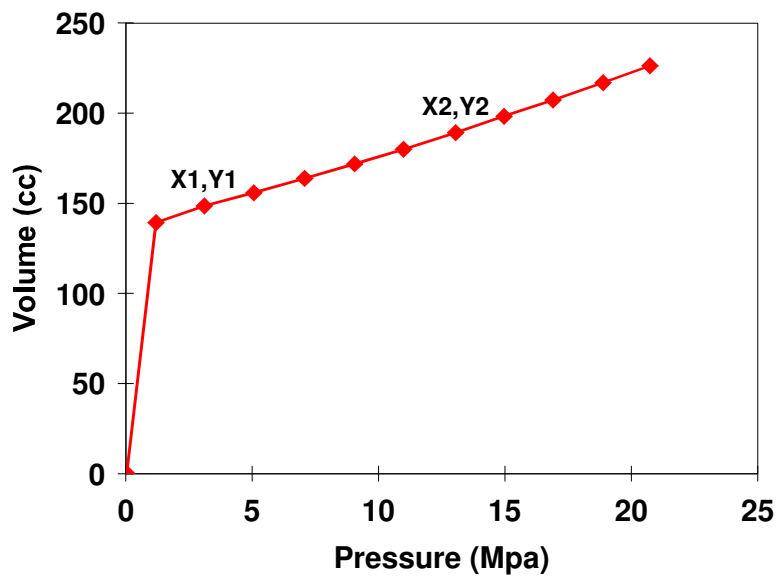
X1 = 1.02823 X2 = 6.91618
Y1 = 171.682 Y2 = 208.825

E = 985.9347 MPa

Probex Companion Dataset information

Borehole Name: F01/003
Date: 13:07 09-30-2020
Probe: PROBEX
Depth: 7.45 m
Units: Metric
Delay: 60 s
Volume Correction: F-01(C = 1.098419 cc/Mpa)
Membrane Inertia: INER/001

Volume vs Pressure



Pressure (Mpa)	Volume (cc)
.043	.079
2.038	139.278
3.99	148.581
5.977	155.865
8.018	163.815
10.031	171.879
11.997	179.976
14.093	189.224
16.042	198.338
18.004	207.282
20.017	216.945
21.898	226.268

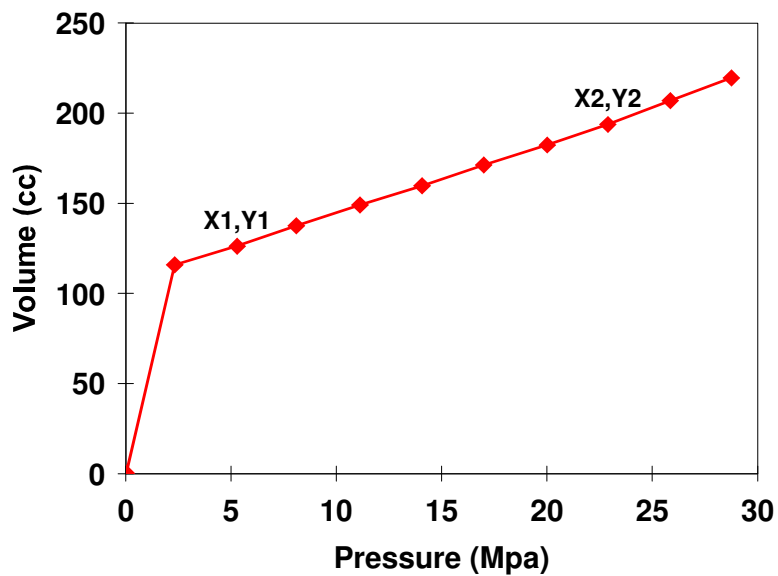
X1 = 3.10512 X2 = 13.0564
Y1 = 148.581 Y2 = 189.224

E = 1703.195 MPa

Probex Companion Dataset information

Borehole Name: F01/002
Date: 12:45 09-30-2020
Probe: PROBEX
Depth: 8.95 m
Units: Metric
Delay: 60 s
Volume Correction: F-01(C = 1.098419 cc/Mpa)
Membrane Inertia: INER/001

Volume vs Pressure



Pressure (Mpa)	Volume (cc)
.029	.173
3.056	115.803
6.068	126.267
8.929	137.464
12.007	149.109
15.002	159.672
17.97	171.241
21.028	182.399
23.944	193.789
26.954	206.97
29.889	219.54

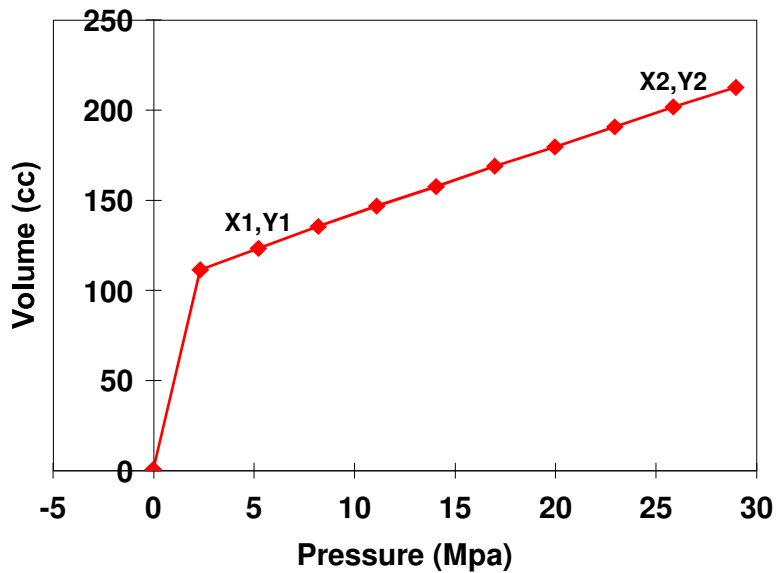
X1 = 5.28477 X2 = 22.8905
Y1 = 126.267 Y2 = 193.789

E = 1850.354 MPa

Probex Companion Dataset information

Borehole Name: F01/001
Date: 12:21 09-30-2020
Probe: PROBEX
Depth: 10.45 m
Units: Metric
Delay: 60 s
Volume Correction: F-01(C = 1.098419 cc/Mpa)
Membrane Inertia: INER/001

Volume vs Pressure



Pressure (Mpa)	Volume (cc)
-.014	.559
3.03	111.382
5.979	123.319
9.01	135.494
11.972	146.829
14.98	157.672
17.938	169.009
20.972	179.597
23.987	190.762
26.939	201.78
30.085	212.715

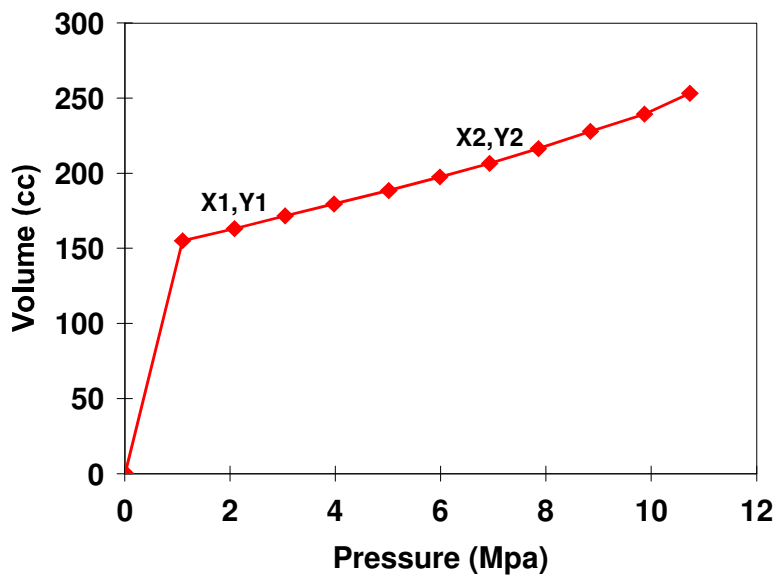
X1 = 5.2092 X2 = 25.8574
Y1 = 123.319 Y2 = 201.78

E = 1876.796 MPa

Probex Companion Dataset information

Borehole Name: F02/005
Date: 13:23 10-01-2020
Probe: PROBEX
Depth: 4.00 m
Units: Metric
Delay: 60 s
Volume Correction: F-02(C = 1.028153 cc/Mpa)
Membrane Inertia: INER/001

Volume vs Pressure



Pressure (Mpa)	Volume (cc)
.014	.304
2.009	155.116
3.023	163.13
4.019	171.652
4.975	179.609
6.05	188.535
7.053	197.534
8.027	206.611
8.982	216.479
10.001	227.887
11.062	239.449
11.962	253.287

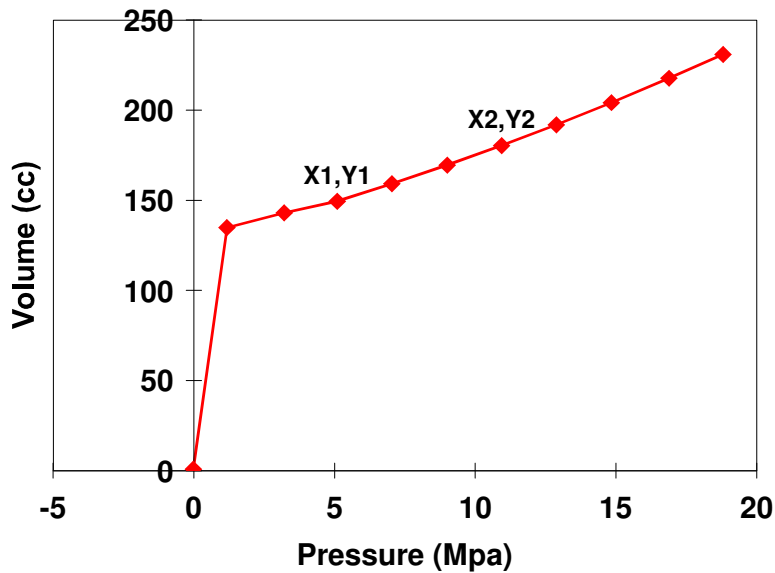
X1 = 2.08283 X2 = 6.93153
Y1 = 163.13 Y2 = 206.611

E = 645.3494 MPa

Probex Companion Dataset information

Borehole Name: F02/004
Date: 12:59 10-01-2020
Probe: PROBEX
Depth: 5.00 m
Units: Metric
Delay: 60 s
Volume Correction: F-02(C = 1.028153 cc/Mpa)
Membrane Inertia: INER/001

Volume vs Pressure



Pressure (Mpa)	Volume (cc)
-.011	.767
1.998	134.849
4.069	143.001
5.98	149.508
7.963	159.151
9.965	169.549
11.948	180.403
13.933	191.913
15.932	204.157
18.015	217.735
19.972	230.955

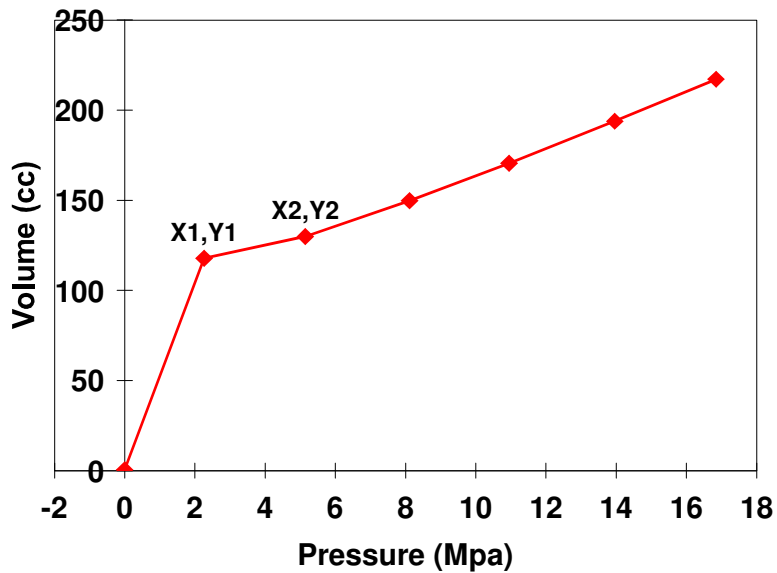
X1 = 5.09089 X2 = 10.944
Y1 = 149.508 Y2 = 180.403

E = 1194.261 MPa

Probex Companion Dataset information

Borehole Name: F02/002
Date: 12:30 10-01-2020
Probe: PROBEX
Depth: 7.00 m
Units: Metric
Delay: 60 s
Volume Correction: F-02(C = 1.028153 cc/Mpa)
Membrane Inertia: INER/001

Volume vs Pressure



Pressure (Mpa)	Volume (cc)
.002	.451
3.005	117.906
5.942	129.946
9.005	149.825
11.919	170.538
15.015	193.924
17.974	217.154

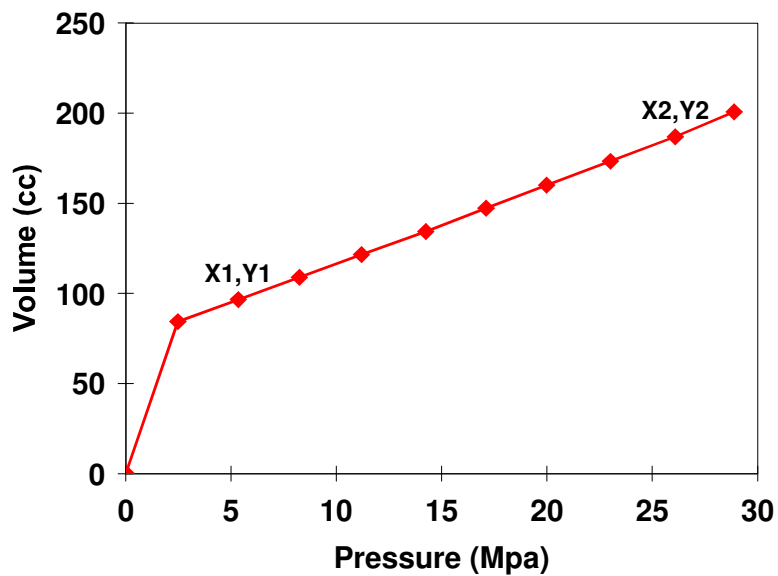
$X1 = 2.25986$ $X2 = 5.14201$
 $Y1 = 117.906$ $Y2 = 129.946$

$E = 1580.493 \text{ MPa}$

Probex Companion Dataset information

Borehole Name: F02/001
Date: 12:09 10-01-2020
Probe: PROBEX
Depth: 8.00 m
Units: Metric
Delay: 60 s
Volume Correction: F-02(C = 1.028153 cc/Mpa)
Membrane Inertia: INER/001

Volume vs Pressure



Pressure (Mpa)	Volume (cc)
.01	.196
3.033	84.315
5.975	96.552
8.949	109.008
11.955	121.585
15.072	134.38
17.988	147.373
20.917	160.067
23.994	173.344
27.126	186.95
29.97	200.724

X1 = 5.33943 X2 = 26.0978
Y1 = 96.552 Y2 = 186.95

E = 1509.1 MPa



ANNEXE 5

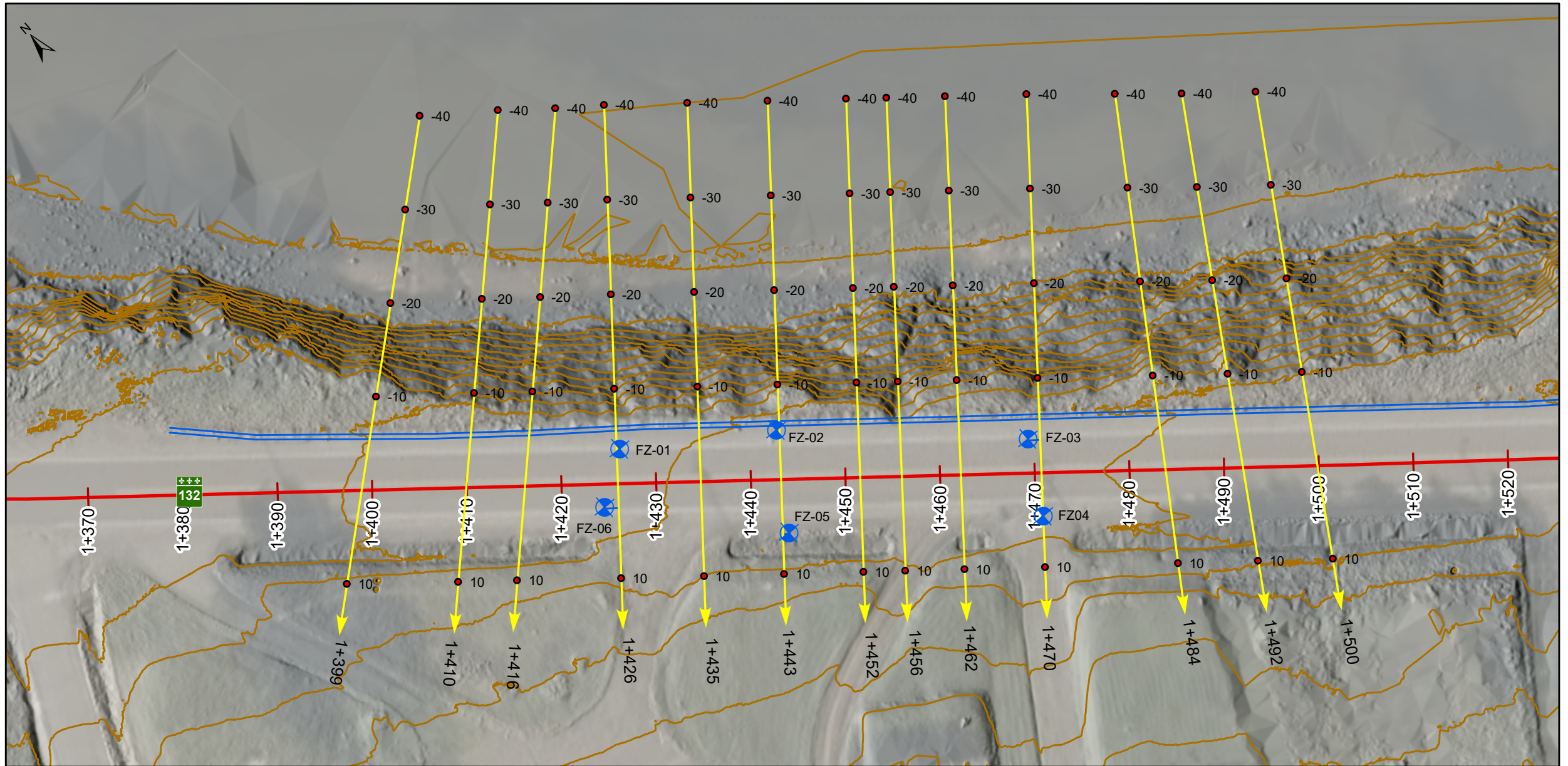
Figure A.5.1 : Vue en plan des sections analysées

Figure A.5.2 : Schéma stratigraphique de la section 1+426

Figure A.5.3 : Schéma stratigraphique de la section 1+443

Figure A.5.4 : Schéma stratigraphique de la section 1+470

Figure A.5.5 : Localisation du sommet de talus théorique



Dossier : 0132-16-185(019)20

1:500

Figure A.5.1 : Vue en plan des sections analysées

N.B. : Localisation approximative de la glissière

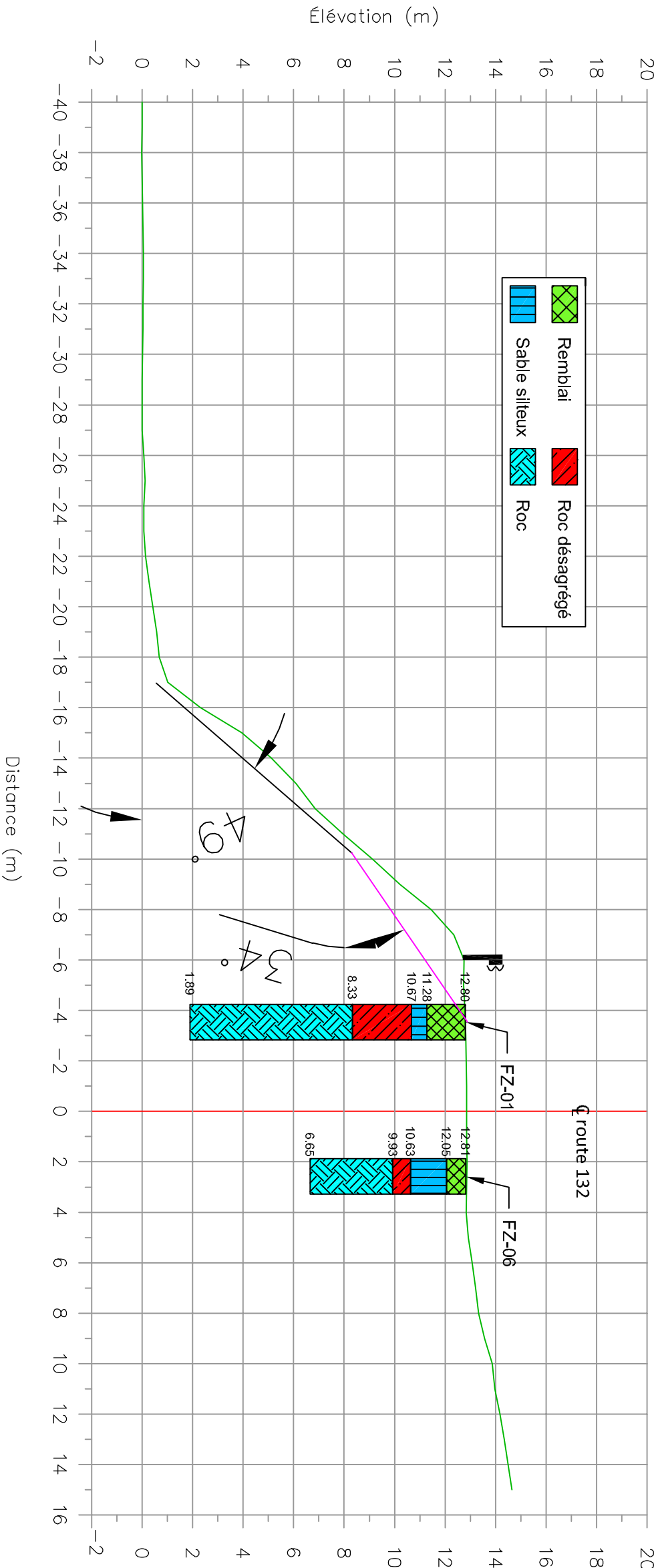
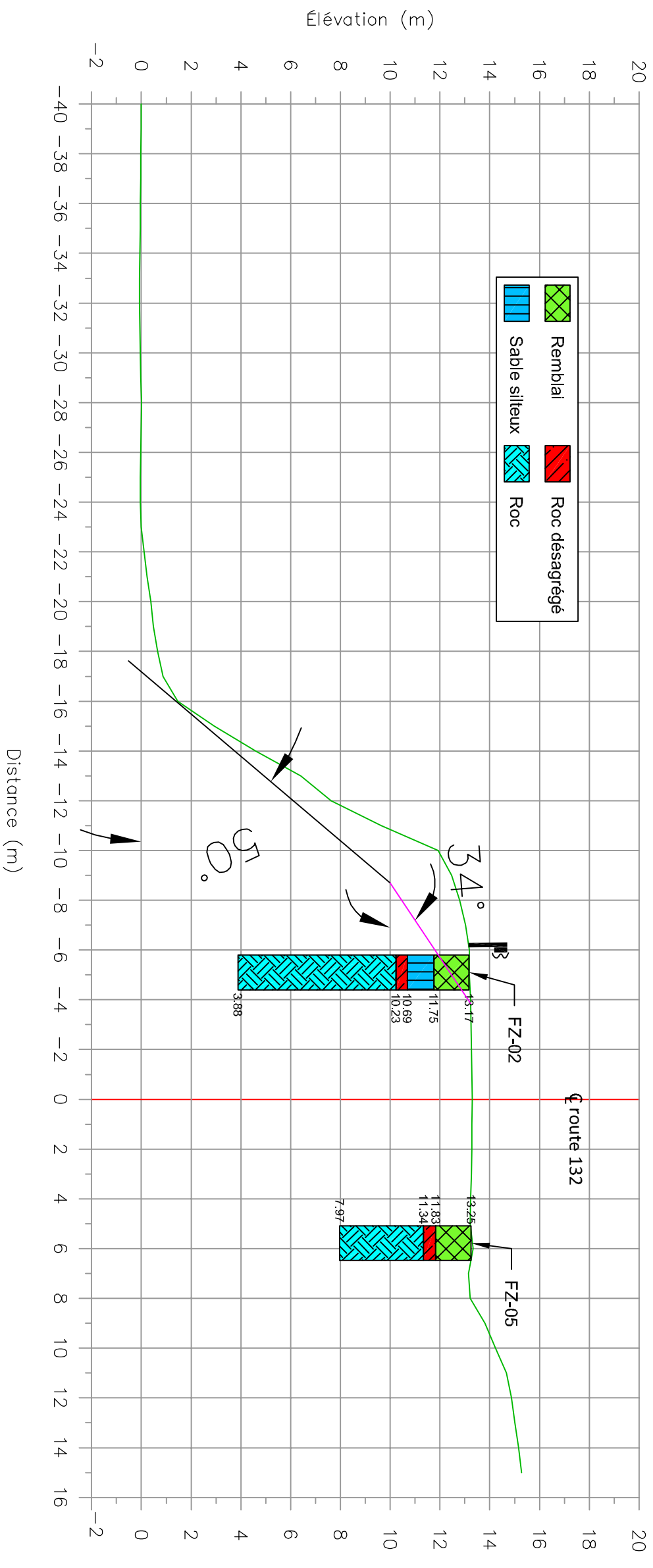


Figure A.5.2 : Coupe stratigraphique 1+426

N.B. : Localisation approximative de la glissière



Dossier : 0132-16-185(019)20

Échelle 1:200

Figure A.5.3 - Section 1+443

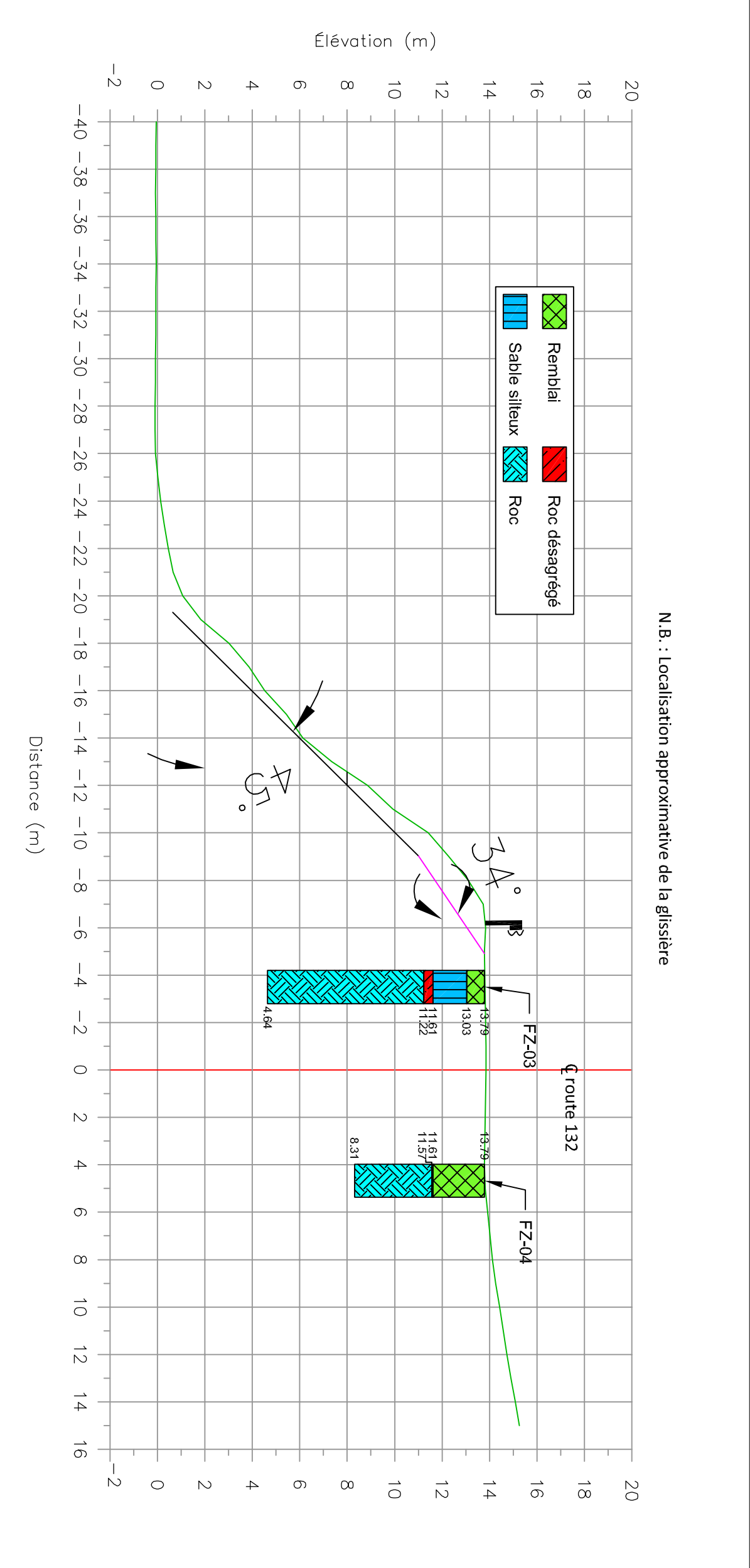
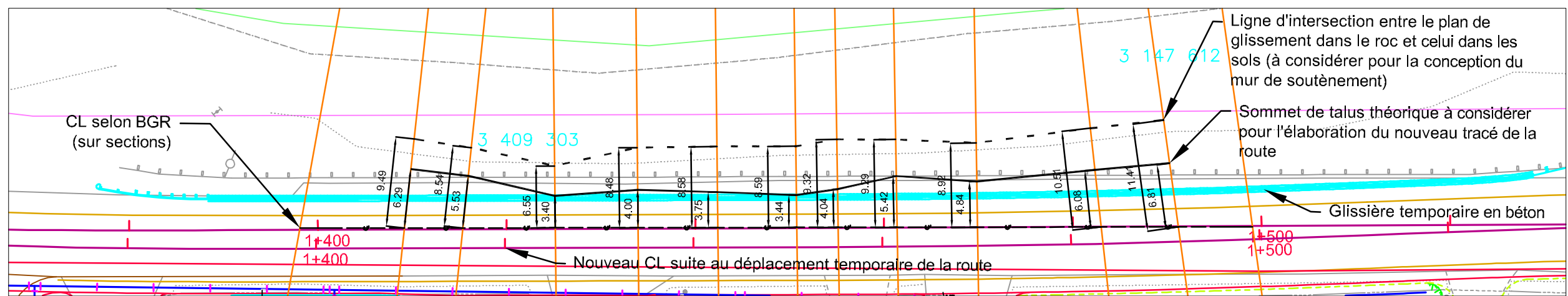
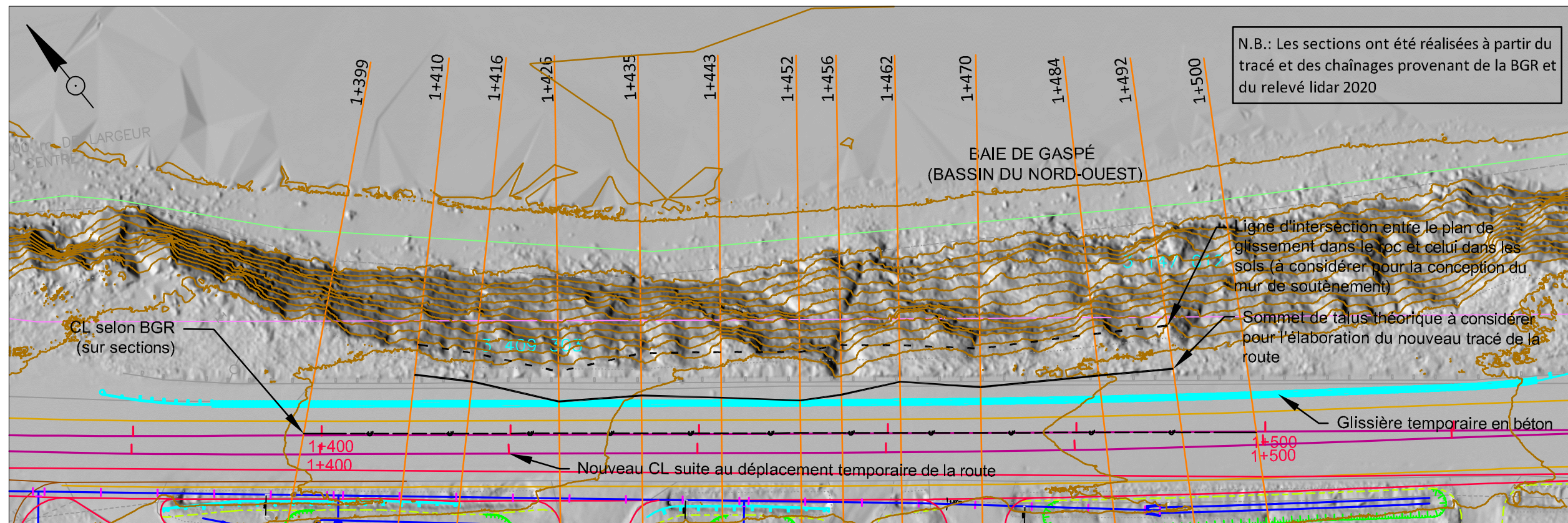


Figure A.5.4 - Section 1+470



Dossier : 0132-16-185(019)20

Échelle 1:500

Figure A.5.5 : Localisation du sommet de talus théorique





ANNEXE B
AVIS GÉOTECHNIQUE -
PARTIE SOMMITALE DU
TALUS - FALAISE «OUEST»

De : [Konrad, Pierre-Alain](#)
A : [Ste-Croix, Frédéric \(ing.\)](#)
Cc : [Bossé, François](#)
Objet : RE: 2024-04-04 - MTMD - 6311-23-FA03 - Gaspé - Coupe-type
Date : 18 avril 2024 14:18:50
Pièces jointes : [image003.png](#)
[image004.png](#)
[image005.png](#)
[image006.png](#)
[image007.png](#)
[image008.png](#)
[image009.png](#)

Bonjour Frédéric,

De façon préliminaire, je recommande les paramètres géométriques suivants pour l'enrochement de calibre 0-300 mm qui va venir confiner la partie sommitale du talus composé de sols dans l'emprise du léger rapprochement de la route.

- Largeur de l'enrochement au sommet : 1,5 m
- Pente d'enrochement : 1V :2H
- Épaisseur de l'enrochement : variable avec un minimum de 0,7 m près du sommet.

Je demande à voir les sections qui seront produites dans ce secteur afin de réévaluer les recommandations du présent courriel. Je demeure disponible pour toute question.

Salutations,

Pierre-Alain Konrad, ing. M.Sc.

Ingénieur en géotechnique - Secteur mécanique des sols



Direction générale du Laboratoire des Chaussées
Direction de la Géotechnique et de la Géologie
2700, rue Einstein, Bloc F, 1er étage
Québec, Canada G1P 3W8

T 581 814-2700 poste 23985 / cell : [REDACTED]

F 418-644-8374

C pierre-alain.konrad@transports.gouv.qc.ca



ANNEXE C

ÉTUDE HYDRAULIQUE



MINISTÈRE DES TRANSPORTS

Étude hydraulique



GASPÉ

Protection contre la mer pour la route 132
(RTS : 00132-16-185-000C)

Structure n° : P-81863

Date : 2022-09-07

Préparée par :

Marilyn Swiderski, ing.
No membre OIQ : 5073752
Direction de l'hydraulique
Direction générale des structures

Vérifiée¹ par :

Philippe-Hubert Roy-Gosselin, ing. M. Sc.
No membre OIQ : 5016295
Direction de l'hydraulique
Direction générale des structures

Le 07 septembre 2022

¹ La vérification des documents d'ingénierie est basée sur le Guide de pratique professionnel de l'Ordre des ingénieurs du Québec – Volet 9.2, Cas no 1 – Vérification avant l'authentification. http://gpp.oiq.qc.ca/verification_des_documents_d_ingenierie.htm

TABLE DES MATIÈRES

1	INTRODUCTION	1
2	ENQUÊTE SUR LE TERRAIN ET DONNÉES DISPONIBLES	2
2.1	Informations transmises par la DGBGI.....	2
2.2	Informations, photos et données disponibles	3
2.3	Recommandations de la Direction de la géotechnique et la géologie	4
2.4	Enquête sur le terrain.....	5
2.5	Dynamique sédimentaire du site.....	9
2.5.1	Taux de recul	9
2.5.2	Zone 1 : Secteur de la structure P-12173 et ruisseau du Petit-vieux	10
2.5.3	Zone 1 : Secteur de la structure P-12173 et ruisseau du Petit-vieux	10
2.5.4	Zone 3 : Secteur de la pointe	10
2.6	Évaluation de la dérive littorale	10
2.7	Glaces.....	11
2.7.1	Cartes de glace	12
2.7.2	Englacement dans un contexte de changements climatiques	13
2.7.3	Épaisseur de glaces	13
2.8	Série de données marégraphiques enregistrées	14
3	CONDITIONS HYDRAULIQUES	15
3.1	Marées et niveaux d'eau	15
3.1.1	Tables marées	15
3.1.2	Niveaux d'eau extrêmes (surcotes)	15
3.1.3	Changements climatiques et rebond isostatique postglaciaire	16
3.2	Climat de vagues	18
3.2.1	Direction des vents considérés (Fetch)	18
3.2.2	Vent	19

3.2.3	Vagues de conception dans la baie de Gaspé	20
3.2.4	Vagues à l'extérieur de la baie de Gaspé	21
4	ÉVALUATION DE SOLUTIONS DE PROTECTION	23
4.1	Diverses solutions envisagées	23
4.2	Choix de la solution retenue	24
5	CRITÈRES D'ANALYSES ET DE CONCEPTION	25
5.1	Généralités	25
5.2	Influence des vagues et marées	25
5.3	Épaisseur de glaces	26
6	PROTECTION EN ENROCHEMENT	27
6.1	Détails sur la protection en enrochement	27
6.2	Protection contre le ruissellement	28
6.3	Coupe type d'enrochement	29
6.4	Longueur d'empiérement et transitions	30
7	CONCLUSION	31

Annexe(s)

ANNEXE A GRANULOMÉTRIE	32
-------------------------------	-----------

Figure(s)

Figure 1-1	Plan de localisation du site à l'étude	1
Figure 2-1	Configuration du site à l'étude, photo satellite 2016	2
Figure 2-2	Photos obliques 2010 et 2017	4
Figure 2-3	Vue de la zone principale à l'étude	5
Figure 2-4	Ponceau de drainage (ID6016 : 153918) situé au nord du site à l'étude	6
Figure 2-5	Ponceau P-12173 situé immédiatement au nord-ouest de la zone principale	6
Figure 2-6	Zone à l'étude vue vers le sud-est	7
Figure 2-7	Zone à l'étude vue vers le nord-ouest	7

Figure 2-8	Zone à l'étude vue de la route (Photo de 2012 tirée de l'avis géotechnique du MTQ)	8
Figure 2-9	Segmentation du site à l'étude et position des bornes pour la caractérisation de l'évolution	9
Figure 2-10	Dynamique hydrosédimentaire dans le secteur du projet	11
Figure 2-11	Épaisseur de glace dans le secteur du pont P-02805 (5 km du site à l'étude)	14
Figure 3-1	Rehaussement des océans estimés par le GIEC selon différents scénarios climatiques	17
Figure 3-2	Rebond postglaciaire en Amérique du Nord	17
Figure 3-3	Position du point focal #1 et radiales au site à l'étude	19
Figure 3-4	Distribution du vent selon la station Merra au point 182	20
Figure 3-5	MNT de la baie de Gaspé	22
Figure 5-1	Photographie hivernale sur site à l'étude (mars 2022)	26
Figure 6-1	Coupe type proposée pour l'enrochement de protection au site à l'étude	29
Figure 6-2	Transitions et longueur d'empierrement	30

Tableau(x)

Tableau 2-1	Analyse des cartes de glace	12
Tableau 3-1	Niveaux des marées à Sandy beach (#2319) selon le site Web de Pêches et Océans Canada	15
Tableau 3-2	Niveaux d'eau extrêmes (marées et surcotes) à la station de Rivière-au-Renard (#2330) transposé à la station Sandy Beach (#2319)	16
Tableau 3-3	Niveau des marées additionnées de surcotes au site à l'étude à l'horizon 2075	18
Tableau 3-4	Fetch pondéré au point focal pour détermination des vagues des principales directions	19
Tableau 3-5	Hauteurs de vagues significatives (Hs) retenues pour le climat de vagues de GENEREUX	20
Tableau 3-6	Périodes de pointe (Tp) retenues pour le climat de vagues de GENEREUX	21
Tableau 6-1	Détails de la protection en enrochement proposée (pente 2H :1V ou plus douce)	27

1 INTRODUCTION

Le présent rapport a été produit à la suite d'une demande d'étude hydraulique transmise à la Direction de l'hydraulique le 17 février 2020 par Mme Alexandra Beaulieu, ingénieure de la Direction générale du Bas-Saint-Laurent–Gaspésie–Îles-de-la-Madeleine. Cette demande consiste à déterminer, d'un point de vue hydraulique, les solutions pour protéger la rive de la Baie de Gaspé, plus précisément dans le secteur de l'Anse-aux-Cousins. Le projet se situe sur la route 132, approximativement à 3,5 km au nord-ouest de Gaspé. La figure 1-1 présente un plan de localisation du secteur visé par la demande d'étude hydraulique.

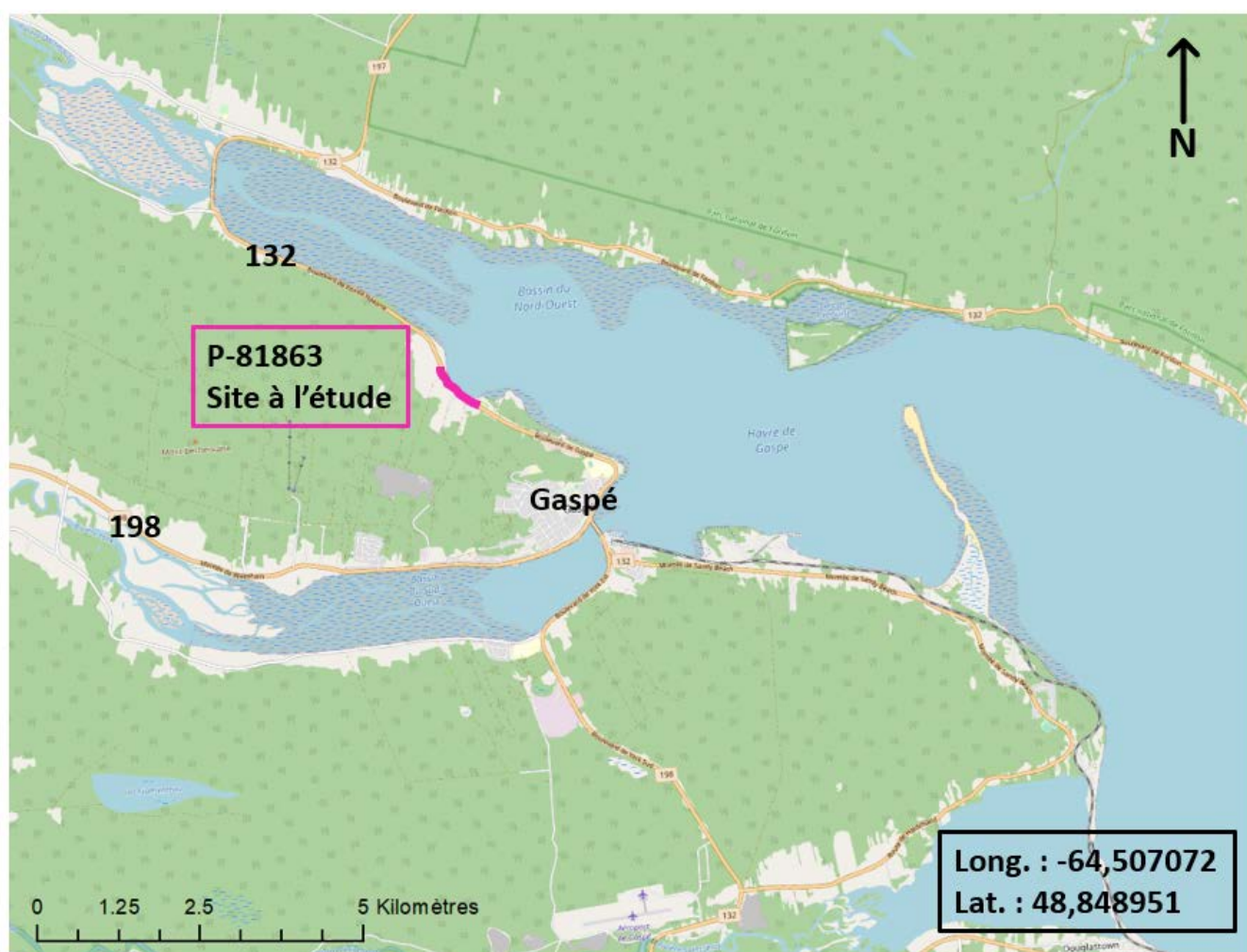


Figure 1-1 Plan de localisation du site à l'étude

2 ENQUÊTE SUR LE TERRAIN ET DONNÉES DISPONIBLES

2.1 Informations transmises par la DGBGI

Thomas Fortin-Chevalier, ing. et Mathieu Lerclec, ing. de la Direction générale du Bas-Saint-Laurent–Gaspésie–Îles-de-la-Madeleine (DGBGI) ont été consultés lors d'une réunion téléphonique le 6 janvier 2022 et ils mentionnent que :

- la structure P-12173 n'est pas visée par la demande d'étude hydraulique. Le ruisseau du Petit-Vieux qui traverse par la structure transporte une bonne quantité de sédiments fins;
- malgré ce qui est inscrit à la demande d'étude initiale, il n'est pas nécessaire d'inclure une solution de drainage. Cette portion sera traitée par un autre service;
- les vagues de moyennes ampieurs attaquent le bas du talus et c'est l'effet de répétition qui cause des dommages. L'eau n'a jamais atteint la route dans ce secteur;
- ils souhaitent principalement stabiliser le pied de talus en priorité avec de l'enrochement. Ils sont ouverts à regarder d'autres options plus globales. Ils souhaitent que la présente étude présente les autres options, sans nécessairement en faire la conception. Ils voudraient une discussion et des recommandations. Également, ils lancent l'idée d'évaluer l'option de brise-lames détaché.

La figure 2-1 suivante illustre la configuration du secteur :



Figure 2-1 Configuration du site à l'étude, photo satellite 2016

2.2 Informations, photos et données disponibles

Afin de prendre connaissance du dossier, plusieurs éléments ont été consultés, tels que :

- divers relevés topographiques, LiDAR et bathymétriques :
 - fichier BATHYMÉTRIE.ask, transmis par la DGBGI le 30 octobre 2020;
 - données LiDAR 2017 (fichiers ge_coga17f et ge_coga17g, provenant du ministère de la Sécurité publique et ministère des Transports);
 - points de bathymétrie provenant des cartes marines du Service hydrographique du Canada.
- les documents suivants :
 - avis technique - Stabilité parois rocheuses - Pointe Navarre de la Direction de la géotechnique et de la géologie (2012 et 2013);
 - étude géotechnique préliminaire – Étude de stabilité (00132-16-185, 1+400 à 1+500) de la Direction de la géotechnique et la géologie (2021-04-07);
 - photos obliques 2010 et 2017 prises par hélicoptère à basse altitude, fournies par l'Université du Québec à Rimouski (UQAR) (voir figure 2.2.);
 - photos aériennes (Q63155-15, Q65239-153 et Q04704-177), de même que des photographies aériennes de Google Earth (1985, 2009, 2012, 2014, 2016 à 2019 et 2021);
 - projet de recherche « Vulnérabilité des infrastructures routières de l'Est du Québec à l'érosion et à la submersion côtière dans un contexte de changements climatiques », projet X008.1, Bernatchez, P., Friesinger, S, Drejza, S., UQAR, septembre 2014.



Figure 2-2 Photos obliques 2010 et 2017

Il est possible d'observer une dégradation importante du couvert végétal entre les photos prises en 2010 et 2017 et ce sur l'ensemble du talus, mais particulièrement dans le bas de celui-ci.

2.3 Recommandations de la Direction de la géotechnique et la géologie

Les avis technique (2012 et 2013) ainsi que l'étude géotechnique préliminaire (2021) de la Direction de la géotechnique et la géologie ont été consultés. Les principales conclusions de ces avis et les études sont les suivantes :

- afin d'éviter l'aggravation de la situation et pour freiner le recul global de la falaise due à l'érosion, il est recommandé de protéger la base du talus par une protection contre l'érosion qui couvrira le pied du talus d'un bout à l'autre du secteur et qui devrait minimalement couvrir le secteur compris entre les chaînages 1+390 et 1+510, soit jusqu'au ruisseau du Petit-Vieux. La conception de cet ouvrage et l'élévation à atteindre avec cette protection devraient être conçues par un hydraulicien spécialisé;
- concernant les sols sus-jacents au roc en sommet de talus, il est proposé de les stabiliser, à défaut de quoi, des pertes de terrains supplémentaires pourraient survenir, affectant la structure de la route (glissière de sécurité, remblai routier).

Il est à noter que d'autres recommandations importantes se retrouvent dans ces avis, particulièrement concernant le haut du talus et ceux-ci seront traités par un autre département que l'hydraulique. Ils seront tout de même discutés brièvement à la section 6.2 de ce rapport.

2.4 Enquête sur le terrain

En plus de la revue documentaire, une enquête sur le terrain a été effectuée le 7 juillet 2020 par Josée Emond, ing. et Christian Poirier ing., de la Direction de l'hydraulique du MTQ. Il en ressort que :

- il y a un ponceau de drainage (ID6016 : 153918) situé au nord-ouest du site à l'étude;
- la plage est constituée d'un sable grossier (voir analyse granulométrique annexe A);
- la plage semble peu fréquentée pas les citoyens du secteur;
- à l'embouchure du ruisseau du Petit-Vieux, on retrouve une accumulation de sédiment provenant de ce ruisseau et qui agit à titre d'épi en retenant une partie des sédiments provenant du transport littoral;
- des débris d'une ancienne structure de bois sont présents dans la plage à l'endroit de la zone à protéger;
- les figures 2-3 à 2-8 suivantes présentent des photos de différents éléments prises lors de l'enquête terrain :



Figure 2-3 Vue de la zone principale à l'étude



Figure 2-4 Ponceau de drainage (ID6016 : 153918) situé au nord du site à l'étude



Figure 2-5 Ponceau P-12173 situé immédiatement au nord-ouest de la zone principale



Figure 2-6 Zone à l'étude vue vers le sud-est



Figure 2-7 Zone à l'étude vue vers le nord-ouest



Figure 2-8 Zone à l'étude vue de la route (Photo de 2012 tirée de l'avis géotechnique du MTQ)

2.5 Dynamique sédimentaire du site

L'évolution du site est caractérisée à l'aide de plusieurs éléments, incluant les photos aériennes et des bornes de recul. Le site à l'étude a été séparé en trois (3) zones d'évaluation telles que présentées à la figure 2-9.



Figure 2-9 Segmentation du site à l'étude et position des bornes pour la caractérisation de l'évolution

2.5.1 Taux de recul

Le réseau de suivi de l'érosion côtière du Québec maritime a installé plusieurs bornes à proximité du site à l'étude et est représenté à la figure 2-9 ci-dessus. La borne STN_03897 (2011 à 2019) indique un taux de recul moyen de la falaise rocheuse de 0,21 m par année sur 9 mesures et un taux maximal de 1,1 m. Les deux (2) autres bornes (STN_10039 et STN_10038) n'ont enregistré aucun mouvement de la falaise. Pour les bornes situées à la pointe, celles-ci caractérisent le secteur comme une terrasse de plage et ont enregistré une accumulation moyenne par année de 0,21 m et la plus grosse accumulation fut de 2,55 m. Il est important de mentionner que les bornes situées immédiatement au site à l'étude sont situées en haut de talus et ne caractérisent donc malheureusement pas la plage au pied de celui-ci.

2.5.2 Zone 1 : Secteur de la structure P-12173 et ruisseau du Petit-vieux

À la suite à l'analyse de plusieurs photos aériennes historiques, un engraissement de la plage à proximité de la structure P-12173 a été constaté. Les photos aériennes de 1975 à 2004 montrent que la petite pointe qui s'avance dans la baie n'était pratiquement pas visible à l'époque. De plus, selon l'information de la dérive sédimentaire (voir section 2.6) il est possible de constater que la dérive littorale se dirige dans ce sens. Cependant, il ne semble pas y avoir un apport massif de sable en provenance du littoral. Ces constatations sont également corroborées par la Direction territoriale qui mentionne que le Ruisseau du Petit vieux, dont l'écoulement vers la baie est permis à l'aide de la structure P-12173, amène beaucoup de sédiments.

2.5.3 Zone 1 : Secteur de la structure P-12173 et ruisseau du Petit-vieux

Les photos aériennes historiques montrent que cette portion du site au niveau de la plage ne semble pas avoir changé beaucoup au fil des années. Également, il ne semble jamais avoir eu la présence d'une plage importante à cet endroit et donc il est plutôt difficile de mesurer l'impact dans cette zone. À l'inverse de la zone 1, ce secteur ne semble pas propice à l'accumulation de sable.

2.5.4 Zone 3 : Secteur de la pointe

L'analyse des photos aériennes historiques montre que cette zone est en forte accumulation depuis plusieurs années. Cette zone bénéficie d'un fort apport sédimentaire en provenance du littoral, en raison d'un courant favorable de l'est. De plus, il est constaté qu'un petit ruisseau sans nom doit participer à l'apport en sédiment dans cette zone.

2.6 Évaluation de la dérive littorale

La figure 2-10 qui suit montre la dynamique hydrosédimentaire autour du site à l'étude. Celle-ci a été évaluée dans le cadre des travaux du Laboratoire de dynamique et de gestion intégrée des zones côtières (LDGIZC) de l'Université du Québec à Rimouski (UQAR) et donne la tendance globale du secteur.



Figure 2-10 Dynamique hydrosédimentaire dans le secteur du projet

Il est possible d'observer que le secteur du site à l'étude à grande échelle présente une dynamique hydrosédimentaire active et qu'il n'y aurait cependant pas de source sédimentaire d'importance identifiée directement au site. Selon les observations de terrain et tel que discuté à la section précédente, le P-12173 et le ruisseau du Petit-vieux sont une source sédimentaire importante à proximité du site.

Le secteur est affecté par un courant de dérive principale qui emporte les sédiments à l'extérieur de la zone à l'étude à l'extrémité ouest du site. Un courant de dérive secondaire est aussi identifié. Ce courant a aussi un potentiel d'emporter les sédiments à l'extérieur du site, soit vers l'extrémité est.

2.7 Glaces

Le comportement des glaces au site à l'étude a été établi au moyen de l'analyse des cartes de glace du gouvernement du Canada.

2.7.1 Cartes de glace

Les cartes de glace du gouvernement fédéral de 2008 à 2021² ont été analysées pour établir les périodes d'englacement moyennes. Les cartes ont été regardées aux dates suivantes de chaque année : 15 décembre, 30 décembre, 15 janvier, 30 janvier, 15 février, 28 février, 15 mars, 30 mars. Le tableau qui suit résume les observations. La période durant laquelle la glace se forme à Gaspé et durant laquelle elle dégèle est indiquée.

Tableau 2-1 Analyse des cartes de glace

Hiver	Englacement	Dégel	Commentaires
2008-2009	30 déc. - 15 janv.	15 mars - 30 mars	Estuaire et Golfe gelés
2009-2010	15 janv. - 30 janv.	30 janv. - 15 fév.	L'estuaire et le Golfe n'ont presque pas gelé
2010-2011	15 janv. - 30 janv.	15 mars - 30 mars	Estuaire peu gelé, Golfe peu gelé
2011-2012	30 déc. - 15 janv.	15 mars - 30 mars	Estuaire gelé, Golfe partiellement gelé
2012-2013	15 janv. - 30 janv.	15 mars - 30 mars	Estuaire gelé, Golfe peu gelé
2013-2014	15 déc. - 30 déc.	30 mars - 15 avr.	Estuaire peu gelé, Golfe majoritairement gelé
2014-2015	30 déc. - 15 janv.	15 mars - 30 mars	Estuaire et Golfe gelés
2015-2016	30 déc. - 15 janv.	28 fév. - 30 mars	Estuaire gelé durant moins de 1 mois, Golfe peu gelé
2016-2017	30 janv. - 15 fév.	15 fév. - 28 fév.	Estuaire gelé durant moins de 1 mois, Golfe peu gelé
2017-2018	15 déc. - 30 déc.	1er mars - 15 mars	Estuaire et golfe gelés, dégel rapide sur la rive sud
2018-2019	30 déc. - 15 janv.	1er mars-30 mars	Estuaire et Golfe gelés, dégel rapide de l'estuaire
2019-2020	30 déc. - 15 janv.	15 fév-30 mars	Estuaire et Golfe peu gelés
2020-2021	15 janv. - 15 fév.	1er mars-15 mars	L'estuaire et le Golfe n'ont presque pas gelé

L'analyse des cartes des glaces permet donc de constater que l'estuaire et le Golf sur Saint-Laurent ont peu ou très peu gelé lors des dernières années.

² Archives des cartes de glaces du gouvernement du Canada. <http://iceweb1.cis.ec.gc.ca/Archive/page1.xhtml> - Cartes téléchargées le 28 janvier 2022

2.7.2 Englacement dans un contexte de changements climatiques

Une étude conduite par l'ISMER-UQAR prévoit une diminution importante du couvert de glace dans l'estuaire et le golfe du Saint-Laurent dans l'horizon 2040-2070³. Une diminution du volume de glace de près de 70 % et une diminution de la période d'englacement de 35 jours sont attendues. À la lecture de cette étude et des données présentées au tableau 6-1, il faut donc s'attendre dans le cadre des changements climatiques que les saisons à faible englacement deviennent la norme, ce qui rendra la côte davantage vulnérable à l'érosion et aux tempêtes hivernales.

2.7.3 Épaisseur de glaces

L'épaisseur du couvert de glaces dans le secteur du site à l'étude a été estimée à l'aide de l'équation de Stephen, qui tient entre autres compte du nombre de Degrés-jour au-dessous de 0°C, telle que proposée dans le Manuel de références en *Génie des glaces* ⁴. L'épaisseur de glaces calculée pour un événement de récurrence 50 ans est de 1,0 m. La figure 2-11 présente une photo des glaces dans le secteur du pont P-02805, situé à environ 5 km du site à l'étude. Le secteur à l'étude est cependant plus exposé au vent et donc la dynamique de formation de glaces y sera différente que celle du pont P-02805. En effet, l'épaisseur y est plus épaisse en raison de la présence d'un couvert de neige moins important.

³ Senneville et al., « Rapport final : Modélisation des glaces dans l'estuaire et le golfe du Saint-Laurent dans la perspective des changements climatiques », ISMER-UQAR, Rapport final présenté au ministère des Transports du Québec, 2013, p. 384.

⁴ Donald Carter, ing., D.Sc. « Manuel de références : Génie des glaces », Rapport technique préparé pour le ministère des Transports du Québec, 2009, p. 37.



Figure 2-11 Épaisseur de glace dans le secteur du pont P-02805 (5 km du site à l'étude)

2.8 Série de données marégraphiques enregistrées

Le ministère des Transports procède actuellement à la collecte de données d'élévation de niveau d'eau dans le secteur de Gaspé, soit à environ 3 km du site à l'étude. Les données disponibles actuellement sont du 26 novembre 2020 au 12 janvier 2022 et les mesures sont espacées à la minute. La série de données est trop faible pour permettre d'établir une récurrence sur les niveaux d'eau, mais elle permet tout de même d'en tirer des informations intéressantes, dont le maximum enregistré qui était à l'élévation 1,33 m le 6 décembre 2021.

3 CONDITIONS HYDRAULIQUES

3.1 Marées et niveaux d'eau

3.1.1 Tables marées

Les données de marnages disponibles sur le site Web du Service hydrographique du Canada (SHC) de Pêches et Océans Canada du port secondaire de Sandy Beach (#2319) sont présentées au tableau 3-1⁵. Cette station est localisée dans la baie de Gaspé à environ 5,5 km au Sud-Est du site à l'étude et le port principal est Rivière-au-Renard (#2330) est utilisé comme référence. Cependant, ces données n'incluent pas les surcotes et par conséquent, elles ne devraient pas être retenues à des fins de conception.

Tableau 3-1 Niveaux des marées à Sandy beach (#2319) selon le site Web de Pêches et Océans Canada

Type de marée	Niveaux au site à l'étude (m NMM CGVD28)
Extrême de pleine mer (Ex. H)	1,99
Pleine mer supérieure à la grande marée (PMSGM)	1,19
Pleine mer supérieure à la marée moyenne (PMSMM)	0,75
Niveau moyen de l'eau (NME)	0,13
Basse mer inférieure à la marée moyenne (BMIMM)	-0,33
Basse mer inférieure à grande marée (BMIGM)	-0,65
Extrême de basse mer (Ex. B)	-1,39

3.1.2 Niveaux d'eau extrêmes (surcotes)

Les calculs pour les marées extrêmes ont été réalisés avec les données de la station marégraphique de Rivière-au-Renard de Pêche et Océan Canada (#2330). Les observations de 1980 à 2021 ont été soumises à une loi d'ajustement statistique Log-Pearson type 3 (Méthode des moments) à l'aide du logiciel de statistiques Hyfranplus

⁵ La conversion utilisée pour la transformation entre le zéro des cartes (Zc) et le référentiel CGVD28 est de -0,864, selon le site de Pêches et Océans Canada. Station Readings | Pêches et Océans Canada (dfo-mpo.gc.ca). Les données ont été consultées le 1^{er} février 2021.

développé à l'INRS. La loi d'ajustement fut choisie à l'aide des outils d'aide à la décision inclus dans le logiciel puis validée graphiquement. La transposition de la station de Rivière-au-Renard (#2330) à Sandy Beach (#2319) fut réalisée à l'aide de la différence d'élévation entre ces stations indiquée à la table des marées pour la pleine mer supérieure à la grande marée (-0,1 m ZC).

Tableau 3-2 Niveaux d'eau extrêmes (marées et surcotes) à la station de Rivière-au-Renard (#2330) transposé à la station Sandy Beach (#2319)

Période de retour (ans)	Niveaux d'eau (m ZC)		Site à l'étude (m NMM CGVD28)
	Rivière-au-Renard (#2330)	Sandy Beach (#2319)	
2	2,43	2,33	1,47
5	2,56	2,46	1,60
10	2,65	2,55	1,69
25	2,78	2,68	1,82
50	2,88	2,78	1,92
100	2,97	2,87	2,01

3.1.3 Changements climatiques et rebond isostatique postglaciaire

En 2019, le Groupe d'experts intergouvernemental sur l'évolution du climat (GIEC) a publié un rapport sur les impacts des changements climatiques sur le niveau des mers⁶. Selon ce rapport, le rehaussement du niveau de la mer à l'horizon 2075, soit approximativement à la fin de la vie utile d'une protection en enrochement mis en place prochainement, pourrait atteindre environ 500 mm pour le scénario RCP 8,5. Il est pertinent de mentionner que le sixième cycle du GIEC prévoit un nouveau rapport synthèse en 2022 et que les scénarios pourraient être revus à ce moment.

⁶ Oppenheimer, M., B.C. Glavovic, J. Hinkel, R. van de Wal, A.K. Magnan, A. Abd-Elgawad, R. Cai, M. Cifuentes-Jara, R.M. DeConto, T. Ghosh, J. Hay, F. Isla, B. Marzeion, B. Meyssignac, and Z. Sebesvari, 2019: Sea Level Rise and Implications for Low-Lying Islands, Coasts and Communities. In: IPCC Special Report on the Ocean and Cryosphere in a Changing Climate [H.-O. Pörtner, D.C. Roberts, V. Masson-Delmotte, P. Zhai, M. Tignor, E. Poloczanska, K. Mintenbeck, A. Alegria, M. Nicolai, A. Okem, J. Petzold, B. Rama, N.M. Weyer (eds.)]. In press.

Ce rehaussement du niveau des mers est affecté par le rebond isostatique postglaciaire, qui serait approximativement un rehaussement de 0,25 mm/an à l'endroit du site à l'étude⁷.

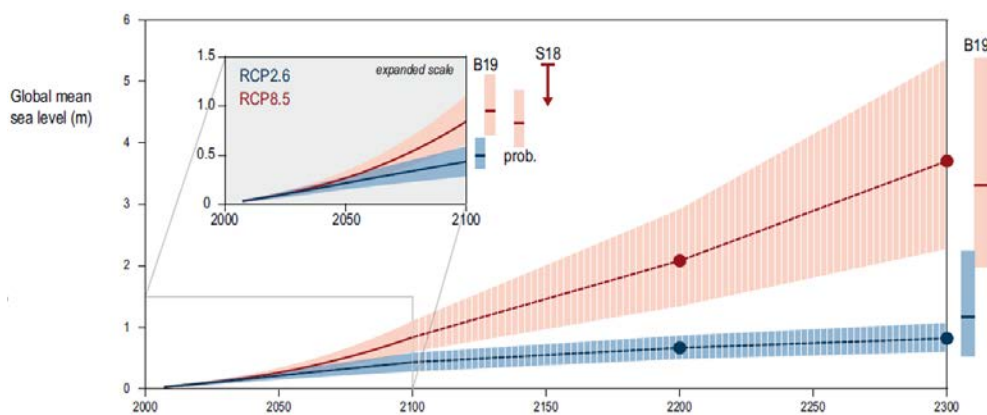


Figure 3-1 Rehaussement des océans estimés par le GIEC selon différents scénarios climatiques

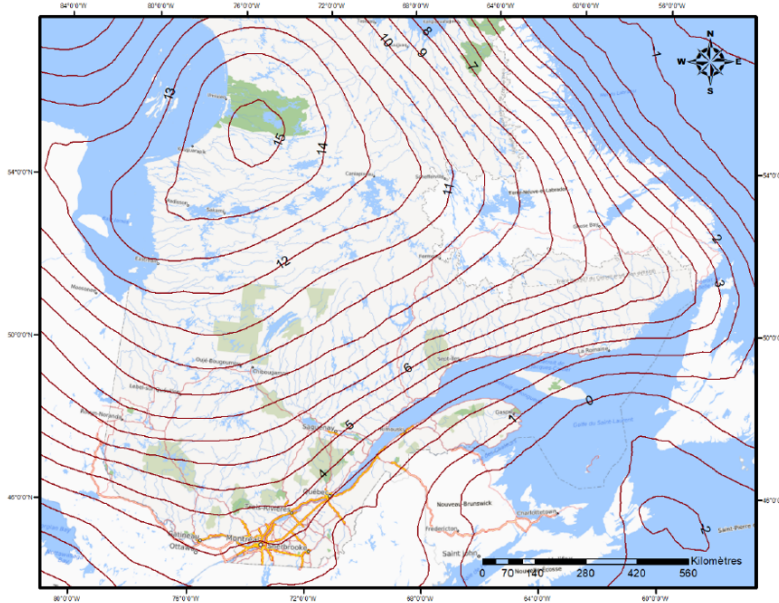


Figure 3-2 Rebond postglaciaire en Amérique du Nord

⁷ Taux basé sur la grille de vélocité, version 7 du NAD83 (SCRS) (NAD83v70VG), provenant de l'outil TRX du site internet de Ressources naturelles Canada (<https://webapp.geod.nrcan.gc.ca/geod/tools-outils/trx.php>)

Les élévations de marées de récurrences du tableau précédent sont ajustées pour tenir compte de ces aspects dans le tableau qui suit (tableau 3-3). Ces valeurs doivent être retenues dans le cas d'une nouvelle conception. Les valeurs du tableau 3-2 doivent, quant à elles, être retenues dans le cas de la vérification d'un ouvrage existant.

Tableau 3-3 Niveau des marées additionnées de surcotes au site à l'étude à l'horizon 2075

Période de retour (ans)	Marée + Surcote + RCP 8,5 – horizon 2075 (m NMM) CGVD28
2	1,92
5	2,05
10	2,14
25	2,27
50	2,37
100	2,46

3.2 Climat de vagues

3.2.1 Direction des vents considérés (Fetch)

Le calcul des vagues s'est effectué en deux (2) points distincts. Le premier, présenté à la figure 3-3, a pour objectif de définir le régime de vague produit à l'intérieur de la baie de Gaspé alors que le deuxième point, localisé à l'extérieur de la baie de Gaspé, a pour but d'établir les vagues du golfe qui pourraient y entrer. La figure 3-3. permet de localiser le point de calculs pour l'utilisation du logiciel GENEREUX par rapport au site à l'étude ainsi que de visualiser les lignes de « fetch » espacées aux trois degrés au site à l'étude. Ces « fetchs » indiquent les directions d'intérêts pour les analyses de provenance des vagues.

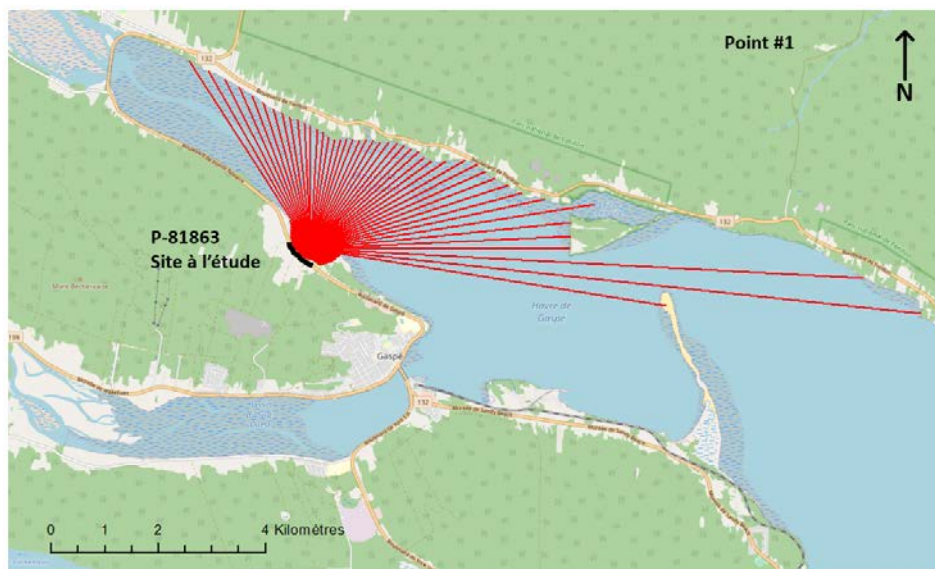


Figure 3-3 Position du point focal #1 et radiales au site à l'étude

À partir de ces radiales, les fetch, ont été déterminés à l'aide de la méthode pondérée selon la méthode d'Yvon Ouellet. Le tableau suivant présente les longueurs de fetch pour chacune des directions d'intérêts.

Tableau 3-4 Fetch pondéré au point focal pour détermination des vagues des principales directions

	N	NNE	NE	ENE	E	ESE	NW	NNW
Longueur (km)	2,3	2,3	2,6	3,9	5,4	1,9	1,2	2,8

3.2.2 Vent

Les vents dans la baie de Gaspé sont influencés par les montagnes qui la ceinturent et il y a aucune station météorologique avec des séries de vents enregistrés représentatives dans le secteur. La station de vent à l'aéroport de Gaspé est elle aussi influencée par le relief de la vallée de la rivière St-Jean. Ainsi, pour le calcul des vagues, une station virtuelle (# 182) provenant de la réanalyse Merra située à l'est du site à l'étude (latitude : 48.5, longitude : -63.333) fut utilisée. Cette dernière n'est pas influencée par le relief local et possède des données de réingénierie de vent de 1980 à 2012.

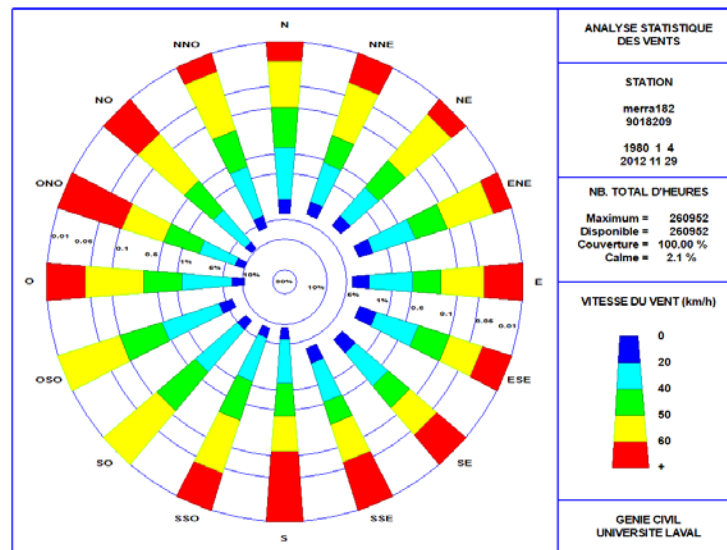


Figure 3-4 Distribution du vent selon la station Merra au point 182

3.2.3 Vagues de conception dans la baie de Gaspé

Un calcul fait à l'aide du logiciel GENEREUX, basé sur les données de réanalyse de vents du Modern Era Retrospective analysis for Research and Applications (MERRA) de la NASA et sur les ouverts « fetchs » à l'endroit du site à l'étude dans la baie de Gaspé. Le logiciel permet de calculer les vagues en utilisant différents algorithmes. La méthode présentée à l'intérieur du Coastal Engineering Manual fut utilisée en y intégrant les vents et les « fetch » présentés précédemment. Les vagues ainsi simulées ont été établies en considérant l'absence de glace.

Tableau 3-5 Hauteurs de vagues significatives (Hs) retenues pour le climat de vagues de GENEREUX

Récurrence (ans)	Hauteur significative de vagues Hs (m)			
	NE	ENE	E	NNO
2	0,56	0,67	0,78	0,55
5	0,63	0,76	0,89	0,61
10	0,66	0,80	0,94	0,65
25	0,69	0,84	1,01	0,68
50	0,71	0,86	1,05	0,70
100	0,72	0,88	1,09	0,72

Tableau 3-6 Périodes de pointe (Tp) retenues pour le climat de vagues de GENEVEUX

Récurrence (ans)	Périodes de pointe TP (s)			
	NE	ENE	E	NNO
2	3,58	3,90	4,20	3,53
5	3,78	4,14	4,48	3,72
10	3,87	4,25	4,62	3,82
25	3,96	4,35	4,78	3,93
50	4,01	4,41	4,88	3,99
100	4,05	4,46	4,97	4,05

3.2.4 Vagues à l'extérieur de la baie de Gaspé

La possibilité que les vagues provenant de l'extérieur de la baie de Gaspé se propagent jusqu'au site à l'étude a été évaluée. Le régime de vagues à l'extérieur de la baie de Gaspé a été récemment calculé dans le cadre d'un autre projet de la direction.

Les vagues modélisées à proximité de la flèche de sable pour une récurrence 50 ans ont une hauteur significative d'environ 1,55 m et une période de 13,75 s. L'élévation de la flèche de sable en certains points est d'environ -1 m. Ainsi, lors d'un événement tempête en combinaison avec de hautes marées, des vagues pourraient à l'occasion traverser la flèche de sable, mais seraient fortement affectées par la bathymétrie. De plus, même si certaines vagues traversent la flèche du sable et se rendent au site à l'étude, celui-ci est également protégé par une pointe tout juste en aval. Les vagues pourraient quand même atteindre le site à l'étude par le phénomène de réfraction, mais seraient encore une fois fortement diminuées en intensité. La figure 3-5 présente les différentes élévations à l'aide d'un MNT et différents éléments du site à l'étude.

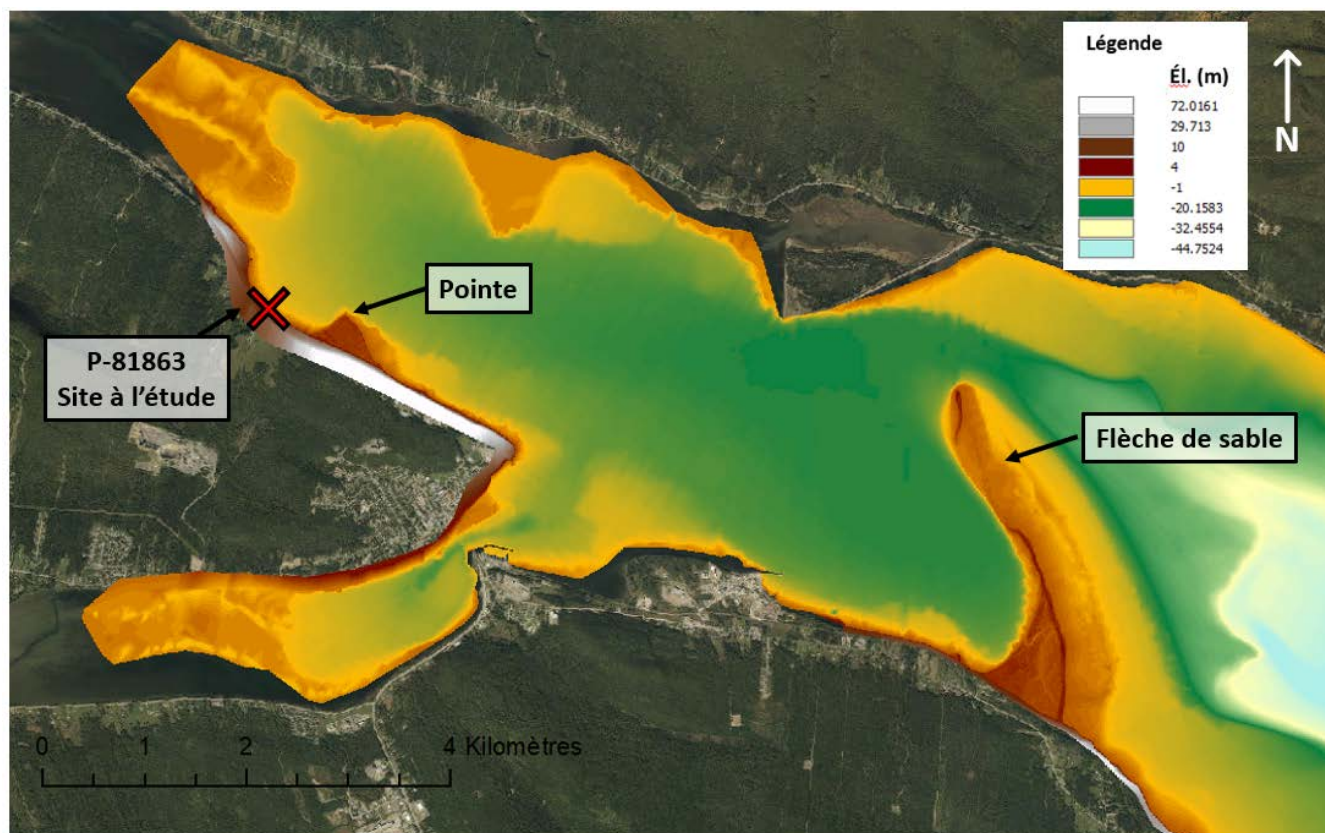


Figure 3-5 MNT de la baie de Gaspé

Ainsi, il est conclu que les vagues calculées à l'aide de GENEREUX (présentée à la section précédente) sont plus représentatives et critiques pour la conception de la protection. Toutefois, l'impact des vagues à l'extérieur de la baie de Gaspé a tout de même été évalué.

4 ÉVALUATION DE SOLUTIONS DE PROTECTION

4.1 Diverses solutions envisagées

Les bonnes pratiques dans le domaine de la protection des berges en milieu littoral veulent que différentes approches de protection des berges soient envisagées. L'approche ayant le moins d'impacts sur le site et son environnement immédiat devrait alors être retenue. Les orientations du cadre normatif de la loi sur l'aménagement et l'urbanisme sont représentatives de cette approche. Au moment de l'écriture de ce rapport, ces exigences sont en cours d'élaboration. Dans ce contexte, le choix de la solution de remplacement sera minimalement justifié, soit :

- **Ne rien faire** : comme discuté à la section 2.3 du présent rapport, d'un point de vue géotechnique il est recommandé d'intervenir en stabilisant le talus à défaut de quoi des pertes de terrains supplémentaires pourraient survenir et affecter la structure routière. Les conclusions hydrauliques vont également en ce sens et ainsi ne rien faire ne semble pas être l'action à préconiser pour ce projet;
- **Déplacement local de la route** : selon l'étude géotechnique, cette option serait très intéressante pour assurer la protection de l'infrastructure routière à long terme. Les conclusions hydrauliques vont également en ce sens. Cependant, en raison de la complexité de la mise en place de cette action et de l'impossibilité de la réaliser à court terme, selon les informations obtenues auprès de la direction territoriale, il est important d'éviter la progression de l'érosion en bas de talus à l'aide d'une solution de protection. Il est à noter que même si la route est déplacée, il est possible qu'une protection contre l'érosion en bas de talus soit quand même requise. La direction de l'hydraulique peut être contactée au besoin;
- **Solutions de protection alternatives douces** : Diverses solutions ont été envisagées, dont la mise en place d'une recharge de plage à l'aide d'un matériau de même nature que celui composant la plage existante. Cependant, comme discuté à la section 2.5 du présent rapport, certaines caractéristiques du site ne favorisent pas cette option, dont principalement le fait que le site est localisé à la limite de deux (2) cellules hydrosédimentaire et l'absence de source importante qui favorisent l'apport en sédiments. La seule mise en place d'une recharge de plage nécessitera donc un entretien récurrent sur la durée de vie de l'ouvrage et également la mise en place de structures visant à retenir les sédiments sur le site pour en améliorer la durabilité a été évaluée. Cette alternative est donc écartée pour le site à l'étude;

- **Protection en empierrement en bas de talus:** cette option est intéressante, car elle permet d'assurer une protection du bas de talus contre l'action des vagues et de résister aux glaces. Elle a également l'avantage de pouvoir être mise en place rapidement pour freiner l'érosion du bas de talus. Voir section 6.1;
- **Protection du haut de talus :** bien que cette portion de talus ne soit pas directement concernée dans la demande et est traitée plus en profondeur dans l'étude géotechnique, il est tout de même souligné que l'utilisation de techniques de phytotechnologies (génie végétal) pourrait être une approche intéressante pour ce site en assurant une protection supplémentaire du haut de talus contre le ruissellement en haut de talus. Si cette alternative est retenue, il est recommandé que cet aspect soit traité par des experts en génie végétal. Voir section 6.2.

4.2 Choix de la solution retenue

Considérant les besoins en protection du site et les résultats de l'analyse des méthodes de protection les mieux adaptées à cet endroit, la protection proposée est un enrochement en bas de talus. Ces travaux assurent une protection contre l'érosion et la submersion pour un événement de récurrence 50 ans et résistent aux impacts des glaces.

Le choix de la solution retenue a été réalisé non seulement dans une optique de protection locale du site à l'endroit de l'ouvrage à construire, mais aussi dans une vision d'ensemble du comportement du secteur. En effet, comme discuté à la section 2.5, les deux (2) sites situés immédiatement en amont et en aval du site à l'étude ont leur propre source de sédiment et donc la longueur visée d'empierrement est proposée afin de minimiser l'impact sur les sites adjacents et également l'ajout de transitions minimisera l'apparition de problématique future possible, telle que l'effet de bout.

5 CRITÈRES D'ANALYSES ET DE CONCEPTION

5.1 Généralités

Il n'y a actuellement aucune norme qui dicte la récurrence des événements de conception à utiliser pour concevoir un ouvrage de protection en milieu côtier. Ainsi, il a été jugé adéquat de retenir un événement de récurrence 50 ans pour la conception des ouvrages, soit la même récurrence que pour la majorité des ponts du Ministère. Le secteur à l'étude est fortement influencé par les vagues et marées, mais également la présence de glaces. L'impact de ces éléments a donc été évalué et le plus gros diamètre de pierres recommandées pour contrer l'action de ces phénomènes a été retenu pour la conception de la protection en empierrement.

5.2 Influence des vagues et marées

Deux (2) éléments influençant la conception d'un ouvrage de protection sont les niveaux d'eau et les vagues. Les vagues dépendent quant à elles des vents et de l'englacement. Pour le site à l'étude, les niveaux d'eau sont très élevés et donc la plage n'a pas beaucoup d'impact devant l'ouvrage à protéger. Pour la conception d'une protection en enrochement, le niveau d'eau, majoré pour prendre en compte les changements climatiques dans 50 ans, est utilisé en combinaison avec une vague de même récurrence. Un événement qui combine une vague de récurrence 50 ans orientée dans la bonne direction à un niveau d'eau de récurrence 50 ans aura une récurrence probablement supérieure à 50 ans. En effet, étant donné que bien qu'il existe une variable indépendante entre les niveaux et les vagues, ce lien n'est pas absolu et que d'autres facteurs peuvent affecter ces phénomènes. Cependant, dans le cadre de ce projet, avec la profondeur d'eau et la géométrie de la baie qui limitent la propagation des vagues, l'utilisation d'une vague de récurrence 50 ans n'aura pas un impact majeur sur la conception. Pour la hauteur de remontée sur les enrochements, la méthode présentée à l'intérieur du Coastal Engineering Manual fut utilisée et pour les débits de franchissement sur les enrochements, le modèle basé sur les essais de Pedersen a été employé.

5.3 Épaisseur de glaces

Un autre élément qui a été pris en compte pour la conception de l'ouvrage de protection est l'épaisseur de glaces. En effet, dans le secteur du site à l'étude, le talus est non seulement soumis à l'action des vagues, mais également à celle des glaces, particulièrement dans le contexte d'une débâcle hivernale où les glaces encore résistantes peuvent affecter le talus ou encore par l'action érosive des glaces flottantes qui circulent au printemps.

Comme discuté à la section 2.7.3 du présent rapport, l'épaisseur de glaces calculée pour un événement de récurrence 50 ans est de 1,0 m. Selon le Manuel de références en Génie des glaces, pour une telle épaisseur de glaces, il est recommandé de concevoir une protection en empierrement ayant un D_{50} (diamètre médian) minimal de 800 mm pour une pente d'installation de 2 :1.



Figure 5-1 Photographie hivernale sur site à l'étude (mars 2022)

6 PROTECTION EN ENROCHEMENT

6.1 Détails sur la protection en enrochement

Le tableau 6-1 présente les détails de la carapace et des sous-couches de la protection proposés pour l'enrochement au site à l'étude. Prendre note qu'il n'est pas recommandé de remplacer les sous-couches par du géotextile dans le contexte du site à l'étude.

Tableau 6-1 Détails de la protection en enrochement proposée (pente 2H :1V ou plus douce)

Élément	Calibre (mm)	Diamètre médian (D_{50}) (mm)	Poids (tonnes)	Épaisseur (mm)	Détails de la clé (mm)
Carapace	600-1000	800	0,5 à 1,5	1600	Hauteur min. = 700 Longueur min. = 1500
Couche-filtre 1	300-400	350	-	700	-
Couche-filtre 2	0-200	150	-	300	-

La protection en enrochement proposée devra respecter les spécifications suivantes :

- la hauteur de la protection en pierre devra atteindre une élévation minimale de 3,5 m, correspondant à une marée de récurrence 50 ans en combinaison avec une vague de récurrence 50 ans (voir figure 6-1);
- la densité de la pierre devra être supérieure ou égale à 2 500 kg/m³. Il est à noter que le choix de densité de pierre prend le compte d'un facteur de sécurité et permet d'anticiper un abaissement de la plage possible;
- la pente d'enrochement devra être de 2H:1V ou plus douce;
- dans un sol meuble, la clé devra être aménagée au pied de la protection en enrochement. La base de l'enrochement doit être positionnée de manière que la base de la clé soit enfouie de 1,0 m sous le profil de la plage après travaux. Si le roc se trouve à une élévation supérieure que l'élévation prescrite, la clé devra être encastré dans le roc à hauteur de la moitié du D_{50} de la pierre de carapace;

- dans un effort de réduction des impacts des travaux projetés, il est recommandé de procéder au remblayage de la clé avec le matériel d'excavation, mis en réserve. Dans le cas où il resterait un surplus de matériel d'excavation après remblayage de la clé, il devrait être déposé face à la protection de manière à recharger la plage localement. L'avantage de procéder ainsi est de conserver les sédiments dans la cellule hydrosédimentaire, tout en visant à limiter les impacts du nouvel enrochement sur la plage;
- les pierres utilisées pour le revêtement doivent satisfaire la norme 14501 « Enrochement et revêtement en pierres », du *Tome VII - Matériaux* du Ministère. Elles doivent, notamment, être des pierres de carrière provenant du dynamitage ou des pierres d'une sablière provenant du concassage. Elles doivent également être massives et présenter des arêtes vives. La mise en place doit être conforme à l'article 15.2.5.6 du Cahier des charges et devis généraux. Les pierres doivent être placées avec soin, enchâssées et serrées solidement les unes contre les autres en toutes directions, sans aspérités dépassant la moitié du calibre moyen des pierres. Le revêtement doit être le plus lisse possible pour résister aux glaces. Le terrain naturel doit être excavé au besoin afin d'insérer l'enrochement, si possible. Des couches filtres sont nécessaires sous l'enrochement afin de prévenir la perte des sédiments fins. Il est important de noter que les ouvrages en pierres ont une durée de vie limitée et qu'ils nécessitent un entretien et des inspections régulières afin d'assurer la pérennité de l'ouvrage.

6.2 Protection contre le ruissellement

La protection contre le ruissellement en haut de talus n'est pas directement visée dans la demande et est traitée plus en profondeur dans l'étude géotechnique préliminaire (2021), dont l'une des solutions proposées est de mettre en place un mur de soutènement. Il est tout de même souligné qu'au-delà de l'élévation 3,5 m, soit l'élévation minimale pour la protection en empierrement du bas de talus, des techniques de phytotechnologie pourraient être utilisées afin d'apporter une protection supplémentaire contre le ruissellement du haut de talus. La conception et la surveillance devront être réalisées par un expert dans le domaine du génie végétal. Cependant, l'ajout de génie végétal pourrait ne pas répondre aux besoins de stabilité géotechniques et cette option devra donc être discutée avec eux.

6.3 Coupe type d'enrochement

La figure 6-1 présente la coupe type de l'enrochement proposé afin de protéger la berge existante contre l'érosion, l'action des glaces et des vagues. Cette coupe type suit les recommandations des sections précédentes.

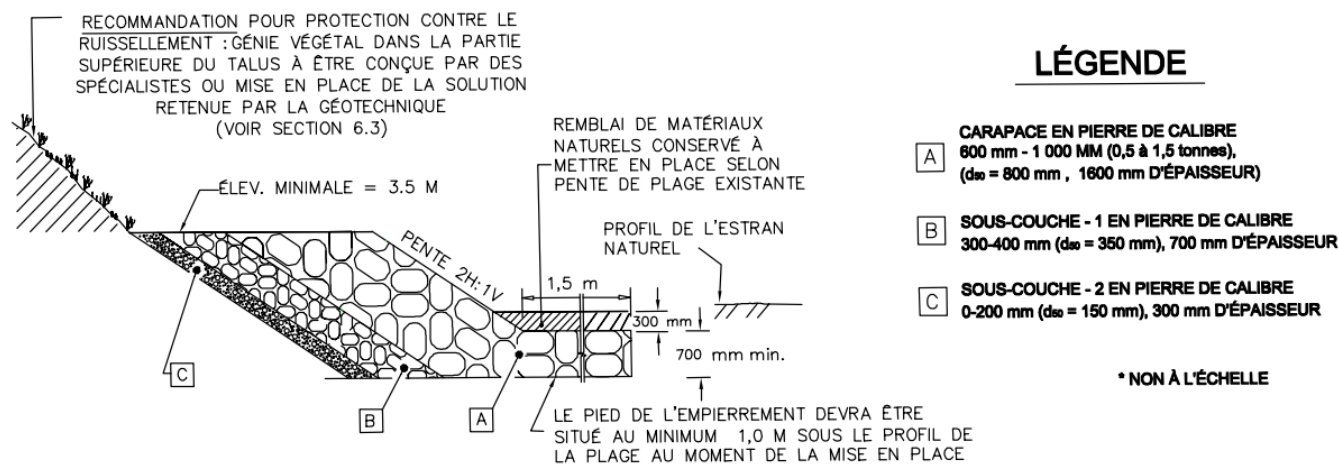


Figure 6-1 Coupe type proposée pour l'enrochement de protection au site à l'étude

6.4 Longueur d'empierrement et transitions

La longueur de protection en empierrement nécessaire pour protéger le bas de talus contre l'érosion est estimée à 120 m et un à total d'environ 220 m avec les transitions. Des transitions de part et d'autre doivent être ajoutées afin de minimiser l'impact sur le milieu aux approches de la protection qui pourrait créer des zones favorables à l'érosion. Du côté de la structure P-12173, il est recommandé de raccorder la protection à celle de la structure, ce qui représente environ une transition de 50 m de longueur. Du côté est, selon les observations terrain, il est recommandé que la longueur de la transition soit d'environ 50 m.



Figure 6-2 Transitions et longueur d'empierrement

De plus, il est à noter que les longueurs de transitions présentées sont à titre indicatif et devront être ajustées à la réalité de terrain lors de la mise en plan des travaux, notamment pour préserver la végétation mature, particulièrement dans la zone à l'est, ou pour des besoins autres qu'hydrauliques. Par exemple, les transitions pourraient être plus petites si la protection est encastrée et il est rappelé que l'avis géotechnique recommandait de couvrir le secteur compris entre les chaînages 1+340 et 1+550.

7 CONCLUSION

La présente étude a permis de caractériser les niveaux d'eau, le comportement géomorphologique, le climat de vagues et le comportement des glaces qui affectent la rive de la baie de Gaspé, plus précisément à l'Anse-aux-Cousins sur la route 132. Cette caractérisation a été utilisée pour établir des critères de conception d'ouvrages de protection en bas de talus de la route à cet endroit. L'ouvrage de protection proposée est un enrochement sur une longueur totale avec transition estimée à environ 220 m.

Il est important de noter que les ouvrages en pierres ont une durée de vie limitée et qu'ils nécessitent un entretien et des inspections régulières afin d'assurer la pérennité de l'ouvrage.

Les milieux côtiers sont sujets à des changements importants, naturels, anthropiques et sous l'effet des changements climatiques. Il est fortement recommandé de demander un avis technique complémentaire sur les solutions présentées dans ce rapport si leur implantation ne se fait pas dans quelques années pour valider que les conditions locales n'ont pas changé de manière assez importante pour devoir réévaluer les conceptions proposées.


Il est à souligner que les conclusions et recommandations élaborées dans le cadre de cette étude hydraulique ne sont valides que pour le projet P-81863 et ne pourront être utilisées pour d'autres sites, même contigus, sans avoir fait l'objet d'une étude complémentaire.



ANNEXE A

GRANULOMÉTRIE

Laboratoire de Québec
1645, Boulevard Hamel Ouest Québec G1N3Y7

ÉCHANTILLON Matériau: Granulat naturel Calibre: Tout autre calibre utilisé Usage: Usage non défini Masse: 2652 g Nbre contenants: 1 Div.journal: Dossier serv. prof.: Devis spécial: Non Réception: 2022-01-19 État à la réception: Acceptable		EXPÉDITEUR ET DISTRIBUTION Soumis par: Laboratoire de Québec Client: Québec Client: Laboratoire de Québec Québec Copie à: Destinataire: MARILYN SWIDERSKI Remarques: P-81863 exp.: 000C	
PRÉLÈVEMENT Prélevé par: CHRISTIAN POIRIER, MTQ Date/Heure: 2020-07-07 Lieu: Centr. enrobé: Température: Attest. conform.: Lot: 1 Échantillon: 1 Taille du lot: PLAGE NATURELLE - NA			
Source granulat:		Centrale enrobage:	
Sondage:		Profondeur:	
Méthodes d'essais Groupes de conditions Caractéristiques mesurées	Résultats des essais	Exigences	Norme de référence
LC 21-040 Analyse granulométrique	(% Passant combiné)		
Tamis 112 mm	100 %		
Tamis 80 mm	100 %		
Tamis 56 mm	100 %		
Tamis 40 mm	96 %		
Tamis 31.5 mm	94 %		
Tamis 20 mm	92 %		
Tamis 14 mm	90 %		
Tamis 10 mm	88 %		
Tamis 5 mm	84 %		
Tamis 2.5 mm	74 %		
Tamis 1.25 mm	57 %		
Tamis 630 µm	37 %		
Tamis 315 µm	16 %		
Tamis 160 µm	5 %		
Tamis 80 µm	2.5 %		
NOTES			
LÉGENDE: C = Conforme, NC = Non-Conforme Ce rapport est pour l'usage exclusif du client et ne peut être reproduit, sinon en entier, sans la permission écrite du Laboratoire des chaussées. Le résultat n'est représentatif que de l'échantillon soumis à l'essai.			
Essais supervisés par: DOLENE CARRIER		Date: 2022-01-20	
COMMENTAIRES DE L'APPROBATEUR			
Original du rapport signé par :			
		Vérifié par: JEAN-MICHEL ROYER, ing.	
		Date: 2022-01-25	

