

V/R : 62437

N/R : 13-0302

**ANALYSES 3D LINÉAIRES
DU PONT CHAMPLAIN
TRAVÉES TYPES DE LA SECTION 7**

**Rapport final
2016-03-31**

ANALYSES 3D LINÉAIRES DU PONT CHAMPLAIN TRAVÉES TYPES DE LA SECTION 7

Rapport final

V/R: 62437
N/R: 13-0302

pour



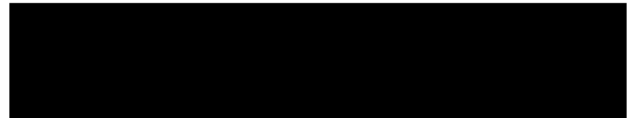
Les Ponts Jacques Cartier et Champlain Incorporée
The Jacques Cartier and Champlain Bridges Incorporated

Préparé par:



Bruno Massicotte, ing., Ph.D.
OIQ : 36817

BMI
2297, rue de Monza
Laval (Québec) H7K 3H5



Nicola Cordoni, M.A.Sc.

PJCCI
1111 St-Charles Ouest, 600 Tour Ouest
Longueuil (Québec) J4K 5G6

31 mars 2016

SOMMAIRE

Les analyses raffinées réalisées dans le cadre de ce mandat visent à donner des informations additionnelles sur le comportement des travées en béton du pont Champlain afin de poser des meilleurs diagnostics sur l'état de l'ouvrage et de mieux orienter les interventions. Les analyses raffinées réalisées dans deux mandats parallèles ont été faites pour les trois types de travées de béton de la Section 7 du pont Champlain : des analyses tridimensionnelles (3D) linéaires d'une travée complète et des analyses non linéaires en deux dimensions (2D) d'une poutre de rive. Ce rapport porte sur les analyses tridimensionnelles (3D).

L'étude avec le modèle 3D visait trois objectifs principaux : la détermination de l'état de contraintes dans le béton et les câbles de précontrainte des poutres à l'état non détérioré, le calcul des efforts dans les poutres causés par les charges routières et par les dispositifs de renforcement externes actifs, et l'étude du comportement des travées sous différentes conditions, sans endommagement et suite à une rupture localisée en flexion. Les modèles développés dans le cadre du présent mandat ont permis la réalisation des analyses non linéaires dans d'un mandat conjoint présenté dans un rapport séparé.

Les analyses réalisées avec les modèles 3D ont permis :

1. de déterminer que l'efficacité des systèmes de renforcement actifs pour contrôler l'ouverture des fissure était de l'ordre de 33%;
2. de conclure que les essais de chargement comportant deux intensités de charge amenaient des informations additionnelles pour le suivi du comportement des poutres;
3. de quantifier l'impact de la formation d'une fissure de flexion à mi-travée d'une poutre de rive sur les autres poutres du tablier.

Avec les modèles développés, PJCCI dispose d'outils numériques permettant de considérer tous les systèmes de renforcement actifs des travées des Sections 5 et 7. Ces modèles pourront permettre d'étudier le comportement de travées spécifiques pour différents scénarios de renforcement ou de formation de fissures dans les poutres. Les modèles pourront également servir pour l'interprétation des données de monitoring des poutres instrumentées. Comme pour le présent mandat, les modèles 3D permettent de déterminer les efforts requis pour la réalisation des analyses 2D non linéaires.

TABLE DES MATIÈRES

SOMMAIRE	I
1 INTRODUCTION	1
1.1 Contexte	1
1.2 Mandat	2
1.3 Objectifs et portée de l'étude	2
1.4 Réalisation du mandat	3
1.4.1 Mandats parallèles	3
1.4.2 Choix du logiciel pour les analyses linéaires	3
1.4.3 Analyses réalisées	3
1.5 Réalisation des modèles 3D linéaires	4
1.6 Organisation du rapport	4
2 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE	6
2.1 Localisation	6
2.2 Section 7A de 176'	7
2.3 Section 7A de 168'	7
2.4 Section 7B de 172'	10
2.4.1 Données historiques	10
2.4.2 Propriétés de la section	12
2.4.3 Systèmes Freyssinet et GTM	14
2.5 Systèmes de renforcement actifs	16
2.5.1 Généralités	16
2.5.2 PTE – Sections 5 et 7A	17
2.5.3 PTE – Section 7B	19
2.5.4 PTE2 sur les poutres extérieures – Sections 5 et 7	19



2.5.5	PTE2 sur les poutres intérieures – Sections 5 et 7	20
2.5.6	QP2 – Sections 7A et 7B	21
3	MODÈLE NON LINÉAIRE 1D.....	22
3.1	Section 7A – travées de 168’ – 22 câbles.....	22
3.2	Section 7B – travées de 172’ – 19 câbles.....	26
4	MODÈLE 3D – ANALYSES DE RÉFÉRENCE.....	32
4.1	Introduction	32
4.2	Section 7A – travées de 176’.....	33
4.2.1	Modèle	33
4.2.2	Système de renforcement PTE2 – P1 et P7.....	34
4.2.3	Système de renforcement PTE2 – P3 et P5.....	37
4.3	Section 7A – travées de 168’.....	40
4.3.1	Modèle	40
4.3.2	Charges de camion critiques en flexion	42
4.3.3	Charges de camion critiques à l'effort tranchant	46
4.3.4	Système de renforcement PTE – P1 et P7	51
4.3.5	Système de renforcement PTE2 – P1 et P7	54
4.3.6	Système de renforcement PTE2 – P3 et P5	57
4.3.7	Système de renforcement QP2 – P1 et P7.....	60
4.4	Section 7B – travées de 172’.....	65
4.4.1	Modèle	65
4.4.2	Charges de camion critiques en flexion	66
4.4.3	Charges de camion critiques à l'effort tranchant	70
4.4.4	Système de renforcement PTE – P1 et P7	75
4.4.5	Système de renforcement PTE2 – P1 et P7.....	78
4.4.6	Système de renforcement PTE2 – P3 et P5.....	81
4.4.7	Système de renforcement QP2 – P1 et P7	84
5	MODÈLE 3D – ESSAIS DE CHARGEMENT.....	89
5.1	Conditions d'essais	89



5.1.1	Configuration des camions.....	89
5.1.2	Positions longitudinales critiques – Travées 5 et 7A de 176'.....	90
5.1.3	Positions longitudinales critique – Travées 7A de 168'	92
5.1.4	Positions longitudinales critiques – Travées 7B	93
5.2	Comparaison avec les essais	96
5.2.1	Position des capteurs.....	96
5.2.2	Essais de chargement des travées 5 et 7A.....	97
5.2.3	Essais de chargement des travées 7B.....	99
5.3	Charges de calcul des travées 5 et 7A.....	101
6	SIMULATION D'UNE FISSURE DE FLEXION.....	103
6.1	Modèle	103
6.2	Poids propre.....	104
6.3	Charges de circulation	106
7	CONCLUSIONS.....	108
	ANNEXE 1 - RÉFÉRENCES.....	110
	ANNEXE 2 – RENFORCEMENTS ACTIFS.....	112
	ANNEXE 3 – MODÈLES CSI-BRIDGE.....	115

1 INTRODUCTION

1.1 CONTEXTE

Le pont Champlain, construit au début des années 1960, est un ouvrage d'apparence courante mais dont la conception du tablier (dalles et poutres précontraintes) ne permet pas l'application de méthodes de réparation usuelles tels le changement de dalle ou le remplacement des poutres. Ce pont, l'un des plus achalandés en Amérique du Nord, est exposé à des conditions climatiques et d'utilisation parmi les plus sévères que l'on puisse rencontrer. Bien que la détérioration de la condition des ouvrages d'art de cette époque soit assez répandue, la particularité de cet ouvrage rend très difficile sa remise à niveau. C'est ainsi qu'il a été jugé préférable de le remplacer avant la fin de la décennie.

D'ici à ce que le nouvel ouvrage soit utilisable, il est essentiel que la fiabilité du pont existant soit maintenue à un niveau qui permette de garantir son opération dans des conditions normales pour les usagers. Les travaux de renforcement, initiés dans les années 1980, qui se sont intensifiés dans les dernières années et qui devraient se poursuivre jusqu'à ce que le nouveau pont soit en place, visent à rehausser la résistance des éléments porteurs ayant subi des pertes de capacité au cours des ans. Ces travaux s'appuient sur les connaissances tirées des inspections, des mesures in situ du comportement des poutres et des analyses conventionnelles. Toutefois les caractéristiques non courantes de l'ouvrage et les conséquences d'une fermeture, même partielle, exigent la mise en œuvre de moyens exceptionnels.

La particularité du pont fait en sorte qu'il est difficile de porter un jugement éclairé sur sa condition en se basant uniquement sur des approches conventionnelles. Les avancées technologiques récentes permettent de réaliser des investigations in situ et des analyses raffinées qui peuvent donner des informations additionnelles sur le comportement des travées en béton. Les informations ainsi obtenues constituent des aides à la décision qui peuvent permettre de poser un meilleur diagnostic sur l'état de l'ouvrage, d'évaluer avec plus de justesse les conséquences d'une défaillance localisée et, à terme, de mieux orienter les interventions.

Les analyses raffinées non linéaires amènent des informations de grande valeur mais doivent être réalisées avec soin. En particulier les comportements non linéaires considérés pour les poutres du pont Champlain sont, entre autres, la fissuration du béton ainsi que la plastification ou la rupture des armatures et des câbles de précontrainte. Ces phénomènes sont associés à des ruptures en flexion ou à l'effort tranchant. Le logiciel utilisé doit être robuste, validé et bien adapté au problème à résoudre. Il doit également être utilisé par un spécialiste.

Il a été convenu que les analyses non linéaires pour les travées types du pont Champlain seraient réalisées par Denis Mitchell Consulting inc. avec un logiciel d'éléments finis non linéaire bidimensionnelle (2D). Le logiciel choisi permet de faire l'analyse du comportement non linéaire d'une poutre isolée mais ne permet toutefois pas de faire l'analyse tridimensionnelle d'une travée entière et de simuler l'interaction directe de la poutre avec le reste du tablier. Pour pallier à cette limitation, il a été proposé d'utiliser un logiciel d'éléments finis capable de faire les analyses tridimensionnelles (3D) linéaires permettant, entre autres, de déterminer les efforts exercés sur chacune des poutres d'une travée. Les charges ainsi obtenues des analyses linéaires 3D deviennent les charges externes appliquées sur le modèle non linéaire 2D. Ce rapport porte spécifiquement sur le modèle linéaire 3D et son interaction avec le modèle non linéaire 2D.

1.2 MANDAT

Le mandat confié par les *Ponts Jacques-Cartier Champlain inc. (PJCCI)* à *Bruno Massicotte inc. (BMI)* vise à développer des modèles d'analyse linéaire d'éléments finis 3D pour les trois types de travées retrouvées dans la Section 7 du pont Champlain. Ce mandat fait suite à un premier mandat qui portait uniquement sur les travées de la Section 5 [1]. Le modèle ainsi développé doit permettre l'interaction avec les analyses non linéaires 2D et doit éventuellement pouvoir être utilisé pour étudier le comportement du pont sous les charges de service ainsi que pour différentes conditions d'endommagement des poutres. Il est entendu que le mandat est réalisé en parallèle et en interaction avec le mandat portant sur les analyses non linéaires 2D dirigé par Denis Mitchell [2]. Comme les travées de type 7A sont identiques aux travées de la Section 5, ce rapport ajoute au précédent [1] et a préséance sur celui-ci.

1.3 OBJECTIFS ET PORTÉE DE L'ÉTUDE

Cette étude vise trois objectifs principaux directement reliés aux analyses non linéaires 2D :

1. déterminer l'état de contraintes dans le béton et les câbles des poutres à l'état non détérioré;
2. déterminer les efforts dans les poutres causés par les charges de trafic et les dispositifs de renforcement externes actifs;

3. étudier le comportement des travées sous différentes conditions : sans endommagement et suite à une rupture localisée en flexion à mi-portée d'une poutre de rive.

L'étude porte sur les trois types de travées en béton précontraint de la Section 7 du pont Champlain. Seules les poutres, les diaphragmes et la dalle seront considérés alors que les piles ne sont pas modélisées.

1.4 RÉALISATION DU MANDAT

1.4.1 MANDATS PARALLÈLES

Les travaux ont été réalisés par deux équipes. Les modèles linéaires ont été développés par Bruno Massicotte, ing., Ph.D. (pour BMI) et Nicola Cordoni, M.Sc.A. (stagiaire à PJCCI) alors que les analyses non linéaires ont été réalisées par Denis Mitchell (pour Denis Mitchell Consulting inc.). Les deux groupes ont travaillé en étroite collaboration pour la détermination des données reliées à la géométrie du tablier, des poutres et des câbles de précontrainte, aux propriétés des matériaux (acier de précontrainte et béton) et à l'historique de construction. Des échanges ont eu lieu sur une base régulière pour l'interprétation des résultats d'analyses linéaires et non linéaires. Les résultats des analyses linéaires servant de données d'entrée pour les analyses non linéaires ont été transmis en cours de mandat.

1.4.2 CHOIX DU LOGICIEL POUR LES ANALYSES LINÉAIRES

Pour les analyses linéaires 3D, le logiciel CSI Bridge [3] a été retenu pour sa robustesse et pour les options de modélisation adaptées au problème à résoudre qu'il offre, notamment pour l'analyse des poutres précontraintes, avec la prise en compte des pertes dans le temps, et pour sa capacité à modéliser des charges routières. Ce logiciel offre aussi la possibilité de déterminer les pertes de précontraintes. Ce logiciel est aussi utilisé couramment par les ingénieurs en ponts et les modèles développés sont compatibles avec ceux développés par les consultants impliqués dans le maintien en service du pont Champlain.

1.4.3 ANALYSES RÉALISÉES

L'utilisation de CSI Bridge se limite principalement à la réalisation d'analyses linéaires. Toutefois le logiciel permet de faire des analyses non linéaires de fluage, de retrait et

de relaxation sur des poutres en une ou deux dimensions (1D ou 2D) en vue de déterminer la précontrainte effective après les pertes après 51 ans.

Pour le présent mandat, les contraintes à long terme ont été obtenues suite à des analyses non linéaires dans le temps en utilisant un modèle poutre (1D). Toutes les autres analyses ont été faites avec un modèle tridimensionnel (3D) utilisant des éléments de solides linéaires. Les analyses suivantes ont ainsi été réalisées :

- détermination des contraintes à long terme en considérant l'historique de construction, le fluage, le retrait et la relaxation;
- calcul des efforts causés par les charges routières dans tout le tablier pour les cas de chargement les plus critiques en flexion et à l'effort tranchant pour la poutre de rive, avec ou sans fissure de flexion sur la poutre de rive;
- détermination de la distribution des efforts au sein du tablier engendrée par l'ajout des quatre types de systèmes de renforcement actifs par précontrainte actuellement installés sur l'ouvrage;
- calcul des effets causés par les charges de camions de 30 tonnes et 48 tonnes utilisés lors des essais de chargement mensuels réalisés par PJCCI;
- détermination de la redistribution des efforts suite à la formation d'une fissure de flexion dans une poutre de rive.

1.5 RÉALISATION DES MODÈLES 3D LINÉAIRES

Différents types de systèmes de renforcements ont été installés sur l'ensemble des travées du pont Champlain et chaque travée diffère des autres en terme de dégradation du béton, de nombre de câbles perdus, de tension dans les systèmes de précontrainte extérieure mis en place, etc. Le but de ce mandat est de fournir un modèle 3D linéaire pour chacune des travées de la Section 5 et de la Section 7 qui puisse être utilisé pour des analyses ultérieures en fonction des conditions propres à chaque travée. Les modèles linéaires permettent la modélisation de tous les éléments de renforcement présents dans les différentes travées. L'étude spécifique de chaque travée pourra être faite en activant ou désactivant l'effet des différents systèmes.

1.6 ORGANISATION DU RAPPORT

Le chapitre suivant présente les caractéristiques générales d'une travée type requises pour la modélisation, les étapes de construction et la description des systèmes de

renforcement actifs utilisés pour la Section 7. Le chapitre 3 présente le calcul de la précontrainte effective, donnée requise pour les analyses non linéaires 2D. Les analyses de référence des travées de la Section 7 qui diffèrent de celles obtenues dans l'étude précédente sur la Section 5 sont présentées au chapitre 4. Ces analyses portent sur les charges de gravité et les systèmes de renforcement actifs. Les modèles développés pour chacun de types de travées sont utilisés au chapitre 5 pour obtenir des valeurs analytiques correspondant aux mesures des capteurs installés sur chacune des poutres de rive lors des essais de chargement. Le chapitre 6 présente la modélisation du comportement d'une travée et de la redistribution des efforts suite à l'apparition d'une fissure de flexion dans la poutre de rive. Les conclusions sont présentées au chapitre 7. Trois annexes complètent le rapport.

2 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

2.1 LOCALISATION

La Figure 2-1 présente la localisation des différentes sections du pont Champlain. La Section 7 du pont Champlain est située entre la Section métallique au-dessus de la voie maritime (Section 6) et la rive Sud de Brossard. Elle est constituée de 10 travées entre l'axe 4E (fin de la Section 6) et l'axe 14E (culée du côté de la rive sud), divisées en deux sous-sections, Section 7A et Section 7B.

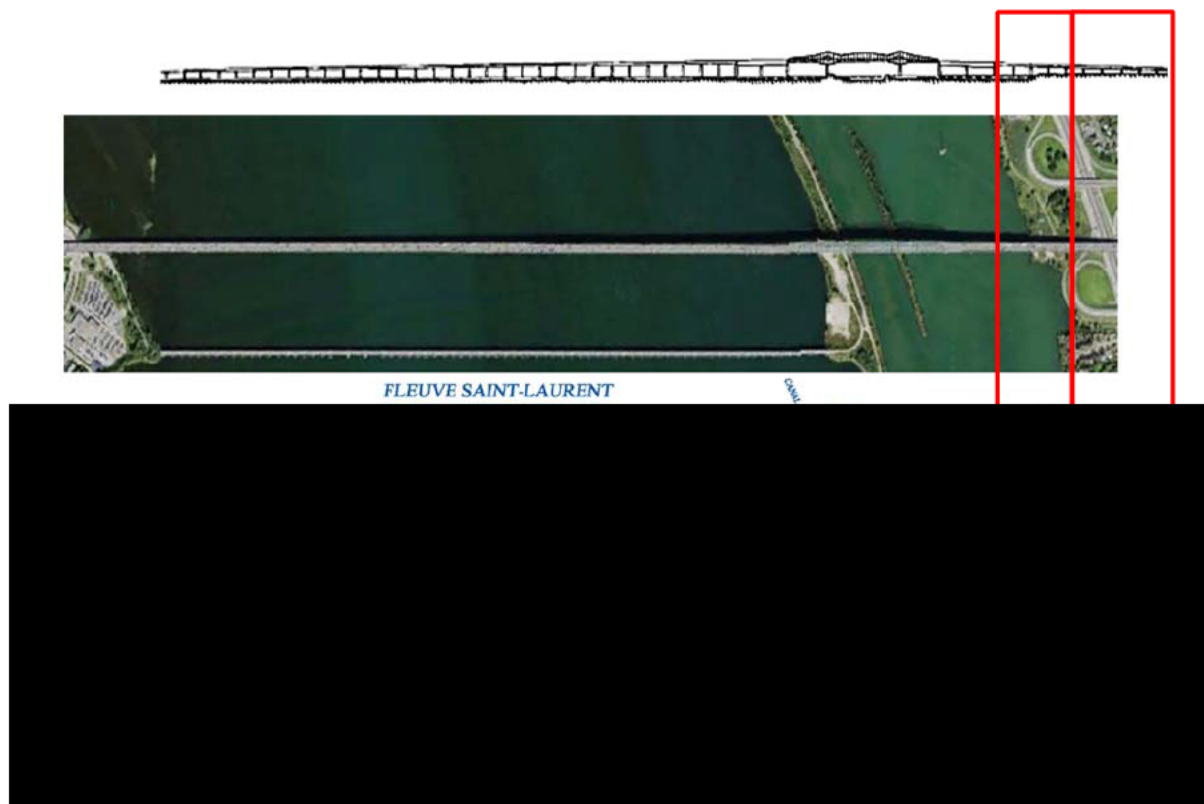


Figure 2-1 : Localisation de la Section 7

Il y a quatre différents groupes de travées caractérisés par différentes portées, géométrie et nombre de câbles de précontrainte tel qu'illustré sur la Figure 2-2 : la Section 7A (176'4") identique à la Section 5, la Section 7A (168'8"), la Section 7B avec deux configurations de précontrainte.

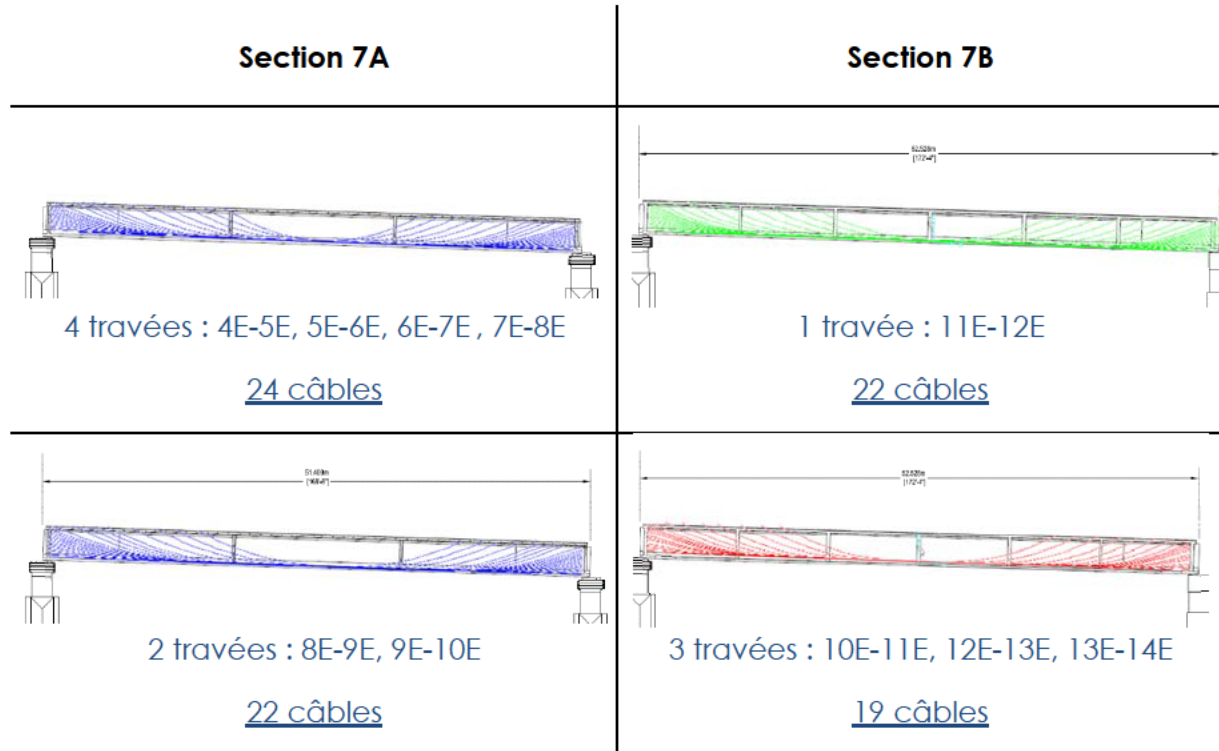


Figure 2-2 : Nombre de câbles dans chacune de travées de la Section 7

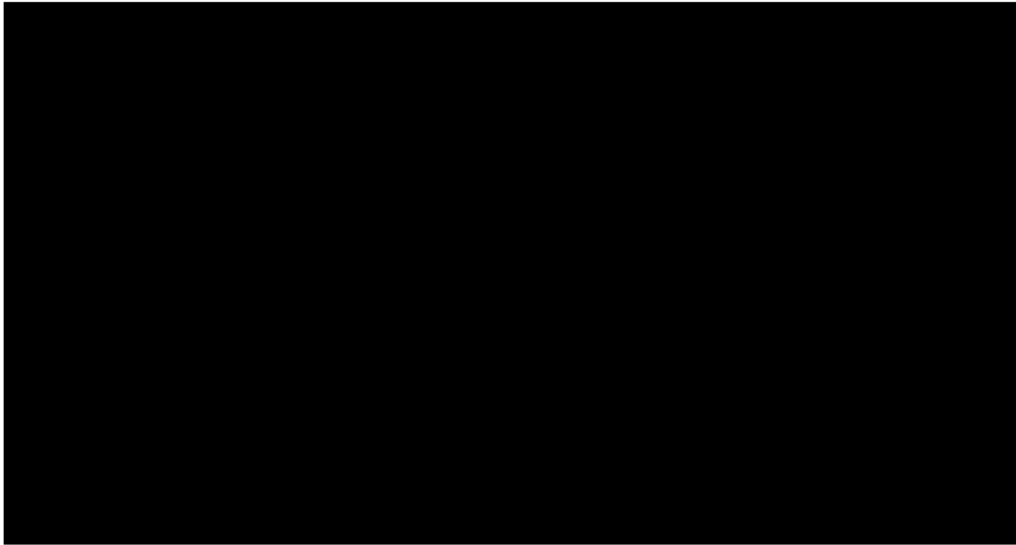
2.2 SECTION 7A DE 176'

La Section 7A démarre après la Section 6 au-dessus de la voie maritime, et va de l'axe 4E jusqu'à l'axe 10E. Les mêmes calculs de conception que pour la Section 5 ont été utilisés pour les premières 4 travées entre l'axe 4E et l'axe 8E, les poutres ayant la même longueur de 176'4" (53.645 m) et 172' (52.426 m) de portée, le même nombre de diaphragmes intermédiaires et le même type de précontrainte. Pour l'étude de ces travées, les analyses présentées dans le rapport précédent [1] demeurent valides.

2.3 SECTION 7A DE 168'

La Section 7A (168'8") est constituée des deux travées entre les axes 8E et 10E. Le tablier est composé de 7 poutres préfabriquées de 168'8" (51.410 m) de longueur et 164'8" (50.190 m) de portée, soit une portée 7'4" (2.235 m) inférieure à celle des

poutres de la Section 5. Des dalles intercalées entre les 7 poutres ont été coulées sur place et connectées ensemble par la mise en tension de la précontrainte transversale. La section transversale des poutres (Figure 2-3) est la même employée dans la Section 5.



a) Section d'extrémité

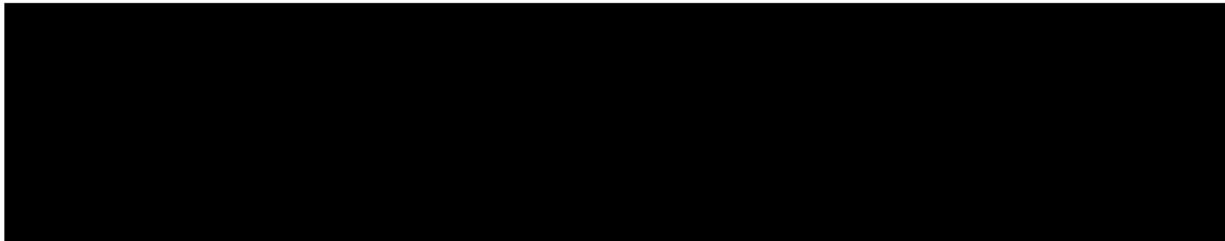
b) Section à mi-travée

Figure 2-3 : Coupe transversale des poutres de la Section 7A (168'8")

Les travées ont été construites avec deux diaphragmes intermédiaires (Figure 2-4a) et deux diaphragmes aux extrémités (Figure 2-4b). L'épaisseur des diaphragmes est égale à 8" (0.203 m) et des câbles de précontrainte ont été mis en tension pour lier transversalement poutres et diaphragmes. Les deux diaphragmes intermédiaires ont été coulés à 56'6" (17.221 m) de distance de chaque appui aux extrémités.



(a) Diaphragme intermédiaire et précontrainte transversale (en rouge)



(b) Diaphragme d'extrémité et précontrainte transversale (en rouge)

Figure 2-4 : Section transversale d'une travée type de la Section 7A (168'8") au niveau des diaphragmes

La Figure 2-5 indique l'utilisation de 22 câbles de précontrainte longitudinale de type Freyssinet – 12 fils parallèles de 7 mm de diamètre. Selon les dessins de construction, le profil des câbles est le même de celui utilisé dans la Section 5, sauf pour les deux derniers câbles au centre de la poutre qui ont été enlevés – les câbles numéro 23 et 24. La précontrainte transversale dans la dalle est constituée de 52 câbles placés à une distance variable entre 3' (0.914 m) et 3'5" (1.041 m). L'historique de mise en tension des câbles longitudinaux suit la même procédure que celle utilisée pour la Section 5, répartie en trois phases :

- Phase 1 : Mise en tension des premiers 14 câbles 3 jours après la coulée de la poutre;
- Phase 2 : Mise en tension de 6 câbles – du 15 au 18 et les 21 et 22 – 10 jours après la coulée de la poutre;
- Phase 3 : Mise en tension des 2 derniers câbles – numéro 19 et 20 – 28 jours après la coulée de la poutre.

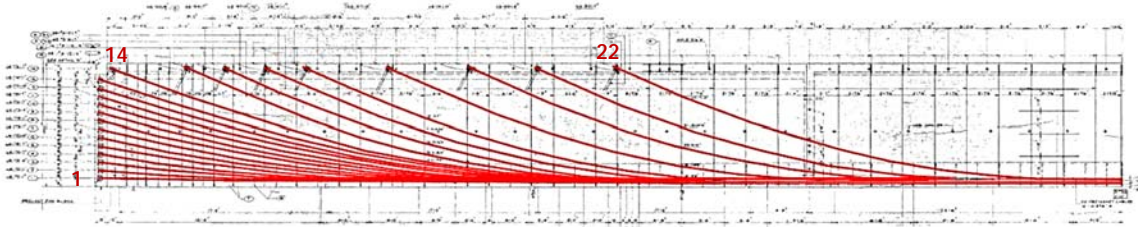


Figure 2-5 : Vue en élévation d'une poutre préfabriquée de la section 7A (168'8") avec les 22 câbles de précontrainte longitudinaux en rouge

2.4 SECTION 7B DE 172'

2.4.1 DONNÉES HISTORIQUES

Étant donné que la position de l'autoroute du côté de Brossard n'avait pas encore été déterminée, le contrat pour la construction des 4 dernières travées de la Section 7 du pont Champlain a été assigné séparément au contrat de la Section 5. Parmi les propositions pour la construction de la Section 7B, la compagnie Janin a proposé l'utilisation d'un système de précontrainte différent. Le système GTM (Grands Travaux de Marseille) a ainsi remplacé le système Fressinet avec des avantages économiques pour sa réalisation. Le système GTM avait été utilisé précédemment pour la réalisation du tunnel sous-marin de la Havane, pour les ponts routiers de Serre-Ponçon en France et pour les ponts de Libourne, Pont-Nuovo et Foelli en Corse, mais jamais employé au Canada. Toutefois des gaines autour des câbles et un système d'ancrage plus grands représentaient des obstacles majeurs pour l'utilisation de ce nouveau système de précontrainte qui a été choisi pour les 4 travées de la Section 7B. Malgré les dimensions différentes, le tracé des câbles et les forces de précontrainte utilisés avec le système Fressinet ont été conservés.

Différemment des Section 5 et Section 7A, les quatre travées de la Section 7B ont été coulées sur place à l'aide de coffrages métalliques. À titre d'exemple le Tableau 2-1 présente l'avancement des travaux pour la réalisation de l'érection de la travée 10E – 11E.

Tableau 2-1 : Séquence de fabrication des poutres de la travée 10E – 11E

SEMAINE	1	2	3	4	5	6
Poutre 6						
Poutre 7						
Poutre 2						
Poutre 4						
Poutre 5						
Poutre 1						
Poutre 3						
Diaphragmes						
Dalle						

Les 7 poutres de la travée 11E-12E ont été coulées sur place en premier (Figure 2-6). Dès le début, le bétonnage du talon des poutres s'est révélé compliqué à cause de l'augmentation de la taille des gaines autour des câbles, amenant conséquemment une réduction de l'espace des colonnes de béton entre les groupes de câbles. Un gros travail de réparation a été nécessaire pour la plupart des poutres et une solution différente a été adoptée pour les trois autres travées.

Parmi les 22 câbles de la conception initiale utilisée pour la travée 11E-12E, 3 câbles de précontrainte ont été enlevés pour les trois autres travées de la Section 7B ce qui a nécessité la modification de la position des groupes de câbles au milieu de la poutre afin d'augmenter l'espace entre les gaines et l'augmentation de la force de précontrainte pour la mise en tension des câbles. La résistance plus élevée des torons et l'aire plus grande des câbles du système GTM ont permis de garantir la force de précontrainte requise. Les travées 10E-11E, 12E-13E et 13E-14E ont ainsi été réalisées avec 19 câbles longitudinaux.

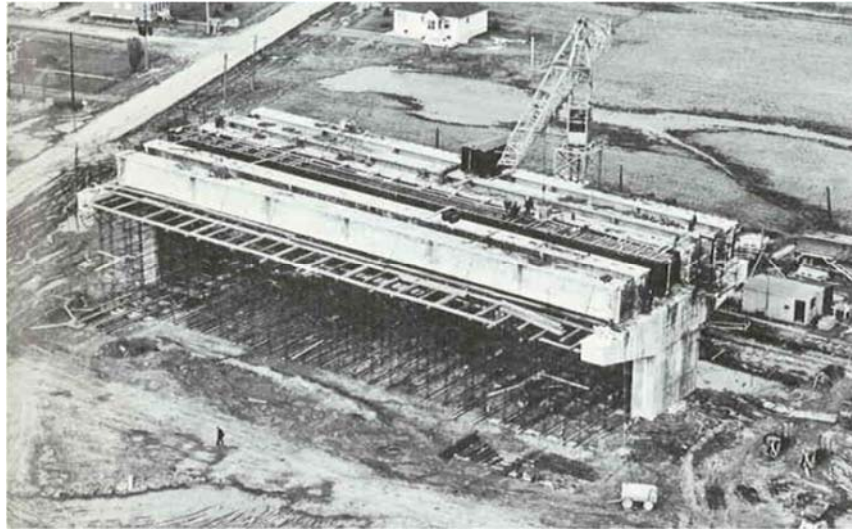
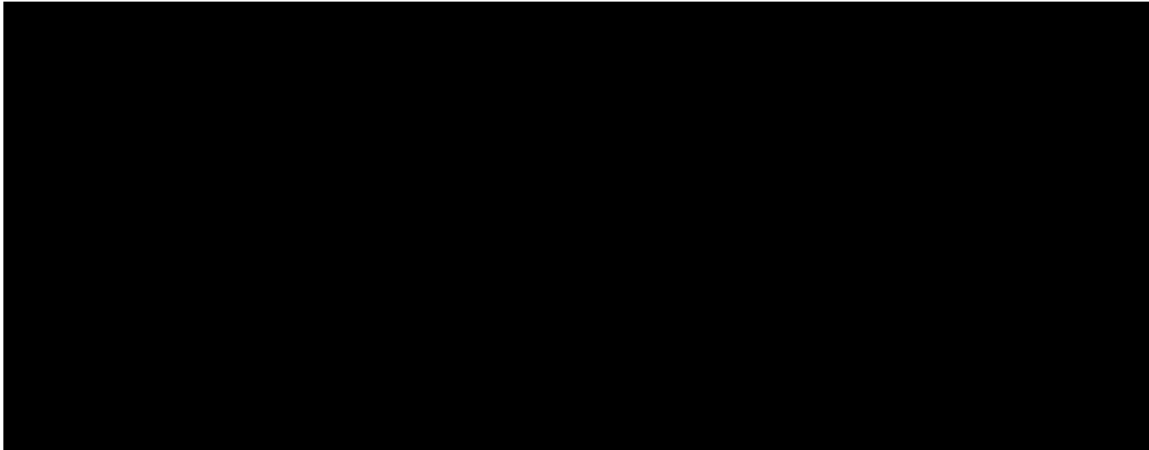


Figure 2-6 : Phase de construction de la Section 7B – Travée 11E-12E

Pour le présent rapport, seule la condition avec 19 câbles de précontrainte a été analysée considérant que le modèle de la Section 7B avec 22 câbles pour la travée 11E-12E donnerait des valeurs de résistance plus sécuritaires.

2.4.2 PROPRIÉTÉS DE LA SECTION

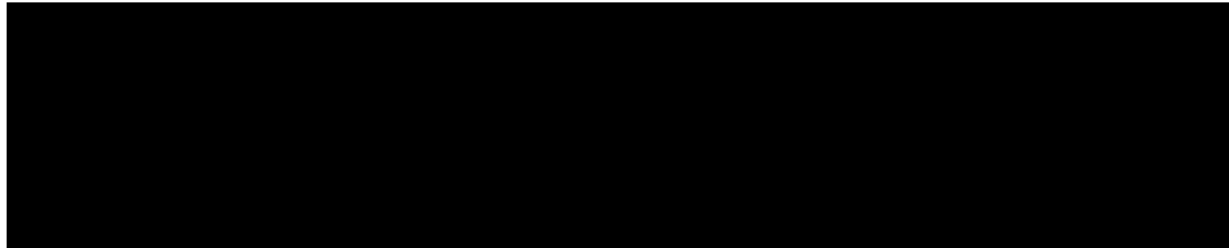
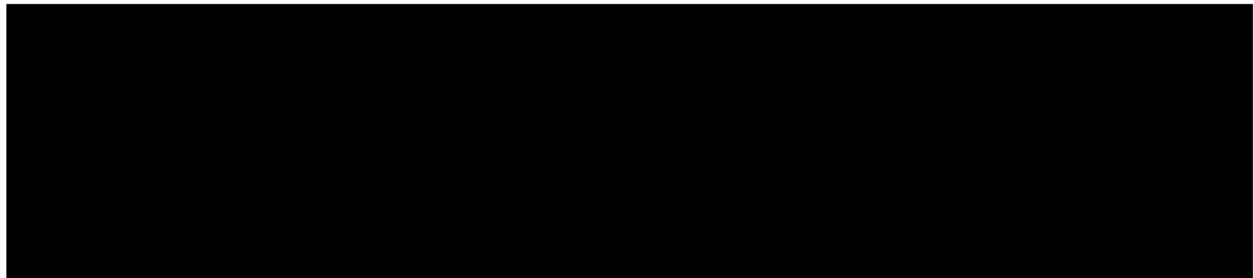
Le tablier est constitué de 7 poutres précontraintes avec 19 ou 22 câbles longitudinaux de 172'4" (52.527 m) de longueur et 168' (51.206 m) de portée. La section transversale des poutres (Figure 2-7a) est constante le long de la poutre sauf sur 24" (610 mm) à proximité des diaphragmes d'extrémité où l'épaisseur de l'âme et du talon inférieur augmentent graduellement respectivement de 5" (127 mm) et de 8" (203 mm). Des dalles intercalées entre les poutres et coulées sur place sont interconnectées par 54 câbles transversaux dont l'espacement varie entre 2'3" (686 mm) et 3'4½" (1029 mm). Au total 5 diaphragmes intermédiaires espacés de 28' (8.534 m) et 2 diaphragmes au niveau des appuis relient transversalement les poutres. Deux systèmes différents de précontrainte des diaphragmes ont été utilisés tel que montré sur la Figure 2-8. Le système avec 3 câbles de précontrainte est utilisé pour les deux diaphragmes A-A (Figure 2-8b) alors que le système avec 5 câbles de précontrainte est utilisé pour les 3 diaphragmes B-B restants (Figure 2-8c).



a) Section transversale

b) Position des diaphragmes

Figure 2-7 : Section transversale d'une poutre de la Section 7B.



b) Diaphragme intermédiaire – AA
et précontrainte transversale

c) Diaphragme intermédiaire – BB et
précontrainte transversale

Figure 2-8 : Section transversale d'une travée type de la Section 7B au niveau des diaphragmes

Pour les problèmes de bétonnage mentionnés plus haut, deux configurations ont été utilisées pour la disposition des câbles longitudinaux. Les poutres de la travée 11E-12E ont été fabriquées avec 22 câbles de précontrainte selon la disposition des câbles du dessin 12942-L-180A [10]. Les trois travées 10E-11E, 12E-13E et 13E-14E ont été

fabriquées avec 19 câbles selon la configuration du dessin de construction 12942-L-180B [11].

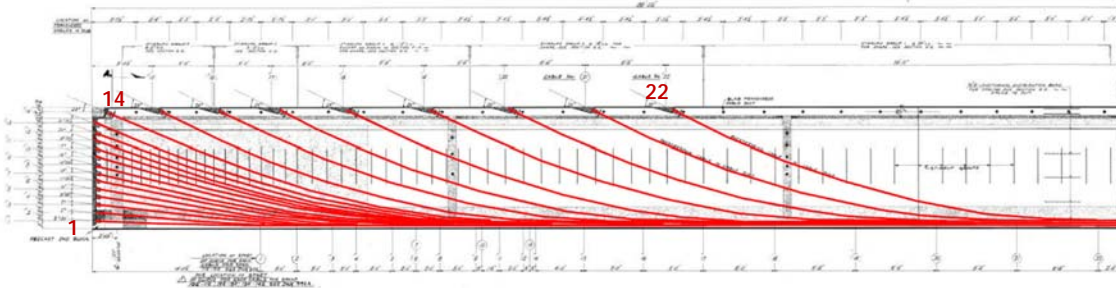


Figure 2-9 : Vue en élévation d'une poutre de la section 7B – travée 11E-12E

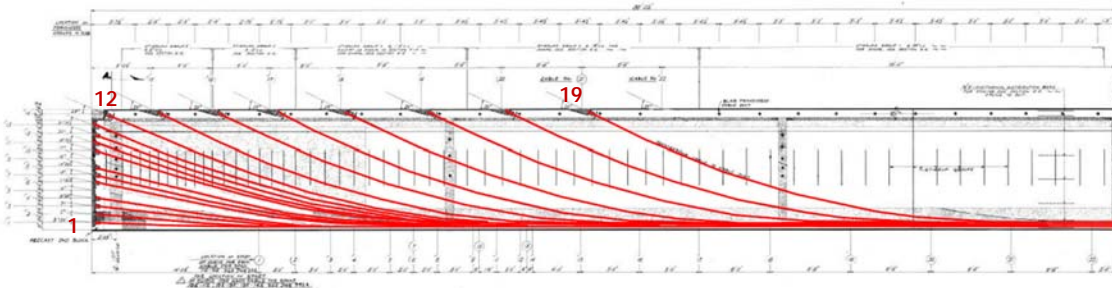
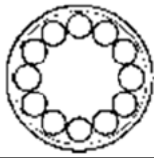



Figure 2-10 : Vue en élévation d'une poutre de la section 7B – travées 10E-11E, 12E-13E et 13E-14E.

2.4.3 SYSTÈMES FREYSSINET ET GTM

Comme mentionné précédemment, le système de précontrainte de la Section 7B est différent de celui utilisé pour toutes les autres travées des Sections 5 et 7A. Le Tableau 2-2 présente les caractéristiques des deux types de systèmes de précontrainte. Les câbles du système Freyssinet sont constitués de 12 fils parallèles, tel que montré sur la Figure 2-11a alors que les câbles utilisés avec le système GTM sont composés de 7 torons de 6 fils torsadés autour d'un fil au centre, tel que montré sur la Figure 2-11b. L'aire totale par des câbles GTM est égale à 498 mm², légèrement plus grande que celle des câbles utilisés dans le système Freyssinet.

Tableau 2-2 : Systèmes de précontrainte Freyssinet et GTM

Section	Section 5 44W à 4W Section 7A 4E à 8E	Section 7A 8E à 10E	Section 7B 11E-12E	Section 7B 10E-11E 12E à 14E
Travée	Travée type 176'4" (x44)	Travée type 168'8" (x2)	Travée type 172'4" (x1)	Travée type 172'4" (x3)
Systèmes de précontrainte	Freyssinet		GTM (Grands Travaux de Marseille)	
# de câbles par poutre	24	22	22	19
# fils par câble ou toron et # torons par câble	12 fils de 7 mm de diamètre par câble		7 fils de 3.6 mm de diamètre par toron et 7 torons par câble	
Position des fils : description	12 fils en parallèle		7 fils en torsade dans un toron 7 torons en parallèle	
Position des fils : schéma à l'ancrage				
Aire de la section d'un câble (mm ²)	462 mm ²		498 mm ²	

Les propriétés mécaniques de l'acier du système GTM sont inconnues, le seul spécimen de câble obtenu s'est révélé être trop court pour faire un test en laboratoire. Les propriétés mécaniques utilisées pour le modèle non linéaire ont donc été choisies en faisant des hypothèses conservatrices. La résistance ultime $f_{pu} = 1600$ MPa [2] a été considérée pour les calculs avec le modèle 1D non linéaire réalisés avec le logiciel CSI-Bridge 2015 [3] pour déterminer la précontrainte effective considérant les pertes de précontrainte dues aux effets différés : le fluage et le retrait du béton, ainsi que la relaxation de l'acier.



(a) Travée 8E-9E, câbles Freyssinet

(b) Travée 10E-11E, câbles GTM

Figure 2-11 : Systèmes de précontrainte utilisés

2.5 SYSTÈMES DE RENFORCEMENT ACTIFS

2.5.1 GÉNÉRALITÉS

Six systèmes de renforcement actifs sont présents sur le pont Champlain (Tableau 2-3) :

- torons précontraints externes horizontaux ancrés aux extrémités des poutres de rive au niveau du talon, noté PTE;
- torons précontraints externes horizontaux ancrés aux extrémités des poutres de rive au niveau inférieure de l'âme, noté PTE2;
- torons précontraints externes horizontaux ancrés aux extrémités des poutres intérieures P3 et P5 au niveau inférieure de l'âme, noté PTE2;
- arbalètes à double poinçons précontraintes et installées sous les poutres de rive, notées QP1;
- mono-torons gainés graissés ancrés aux extrémités des poutres et déviés au niveau des poutres de rive, notés QP2;
- treillis métalliques sous les poutres de rive.

Tous ces systèmes, sauf les treillis, sont considérés dans ce rapport. Les descriptions données dans le rapport précédant [1] et pertinentes à ce rapport sont reprises ici sauf pour le système QP1 qui n'est pas présent dans la Section 7. Le Tableau 2-3 présente les systèmes en place à la fin de l'année 2015 [4] dans les Sections 5 et 7.

Tableau 2-3 : Systèmes de renforcement employés pour les Sections 5 et 7 [4]

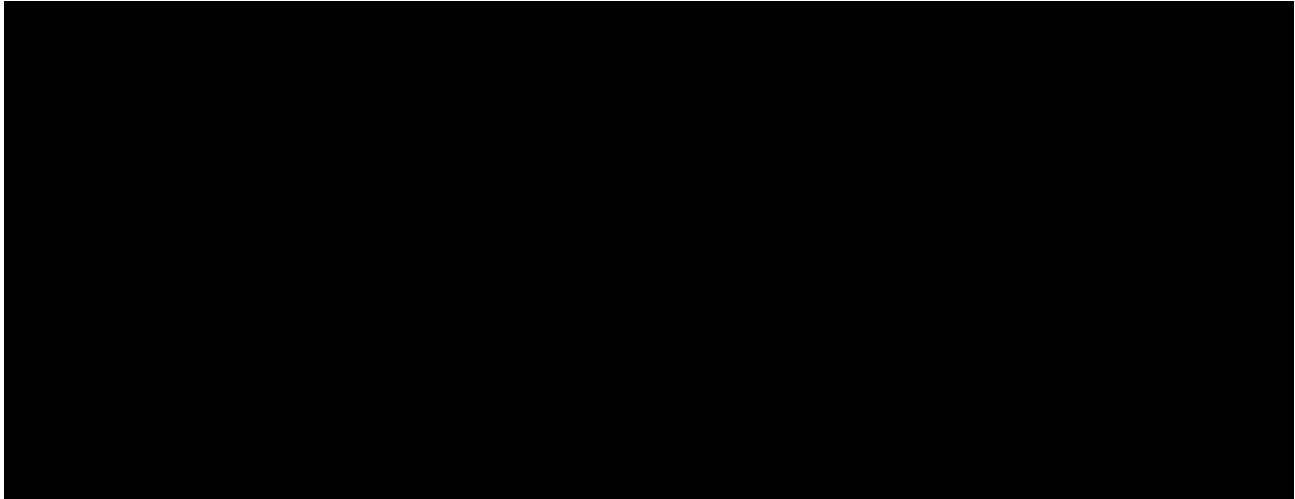
Type de travée	Nombre de travées	PTE	PTE2		Arbalètes		Treillis	
			Ext	Int	QP1	QP2	P1	P2
5 - 176'	40	40	26	1	11	2	10	22
7A - 176'	4	4	1	0	2	1	1	1
7A - 168'	2	2	1	1	0	1	0	0
7B - 172'	4	4	1	1	0	3	1	1
Total	50	50	29	3	13	7	12	24

2.5.2 PTE – SECTIONS 5 ET 7A

Le premier système installé pour renforcer la précontrainte consiste en deux câbles droits installés de part et d'autre du talon de la poutre et situés à une distance de 9" (0.23 m) du bas de la poutre (Figure 2-12). Les câbles sont ancrés dans des blocs de béton armé coulés de part et d'autre du talon de la poutre qui sont reliés à l'aide de barres de clouage transversales précontraintes.

Le point d'application de la charge considéré pour la modélisation de la PTE est situé à une distance de 1.260 m de l'appui, soit la distance entre l'axe des diaphragmes d'extrémité et la surface sur laquelle la tête d'ancrage est en appui (Figure 2-13).

Les câbles sont constitués de torons gainés graissés de type T15. Typiquement de 4 à 9 torons sont utilisés de chaque côté des poutres, selon l'état de dégradation de la poutre renforcée et le niveau de renforcement préconisé. Une contrainte de 1000 MPa ($0.54f_{pu}$) environ est considérée après les pertes. La force ainsi appliquée se situe typiquement entre 1125 kN et 2530 kN selon le nombre de torons installés. Le système est appliqué de manière non symétrique sur les travées, les poutres P1 et P7 n'ayant pas nécessairement le même niveau de renforcement. Le détail de la Section 7A (168') est montré sur la Figure 2-12.



a) Bloc d'ancrage aux extrémités

b) Support intermédiaire

Figure 2-12 : Détail du renforcement externe PTE pour les Sections 5 et 7A [13]



Figure 2-13 : Systèmes de renforcement actifs PTE et QP2 (Section 5)

2.5.3 PTE – SECTION 7B

Pour la Section 7B le renforcement PTE a été modélisé sur la travée 10E-11E. Sur la poutre de rive P7 le système PTE a été installé en 1999 (dessins de la série #125153 – 05tc à 07tc) et sur la poutre de rive P1 a été installé seulement en 2010 (dessins de la série #125452A – 29tc à 30tc) [13]. Les détails, illustrés sur la Figure 2-14, sont identiques à ceux de la Section 7A (Figure 2-12).

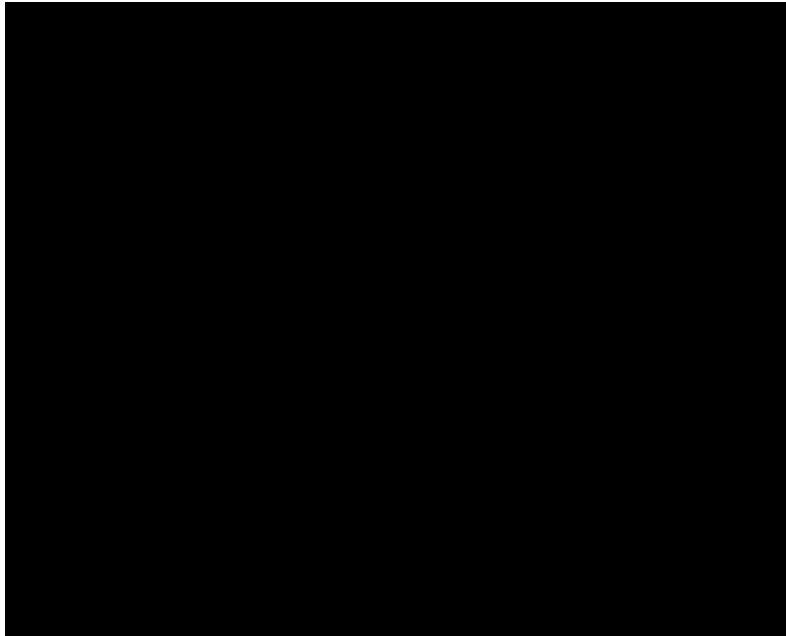


Figure 2-14 : Détail du renforcement externe PTE pour la Section 7B [13]

2.5.4 PTE2 SUR LES POUTRES EXTÉRIEURES – SECTIONS 5 ET 7

À partir de 2014 un nouveau système de précontrainte externe PTE2 (Figure 2-15) a été installé sur certaines poutres des Sections 5 et 7 du pont Champlain. Ce système de renforcement qui a les mêmes fonctionnalités que la précontrainte externe PTE, est constitué de deux câbles de précontrainte, un de chaque côté de la poutre, ancrés dans la partie inférieure de l'âme de la poutre. Un système d'ancrage en acier localisé de chaque côté de la poutre a été retenu afin transférer les efforts de précontrainte aux poutres. Le système de précontrainte est constitué de 12 torons T15S de 15.7 mm de diamètre ayant une section de 150 mm² et utilisant un acier à basse relaxation de nuance 1860 MPa.

Les caractéristiques géométriques de ce système de précontrainte ont été obtenues des dessins de la série #125730 (401 à 405) produits par le consultant DESSAU [15].

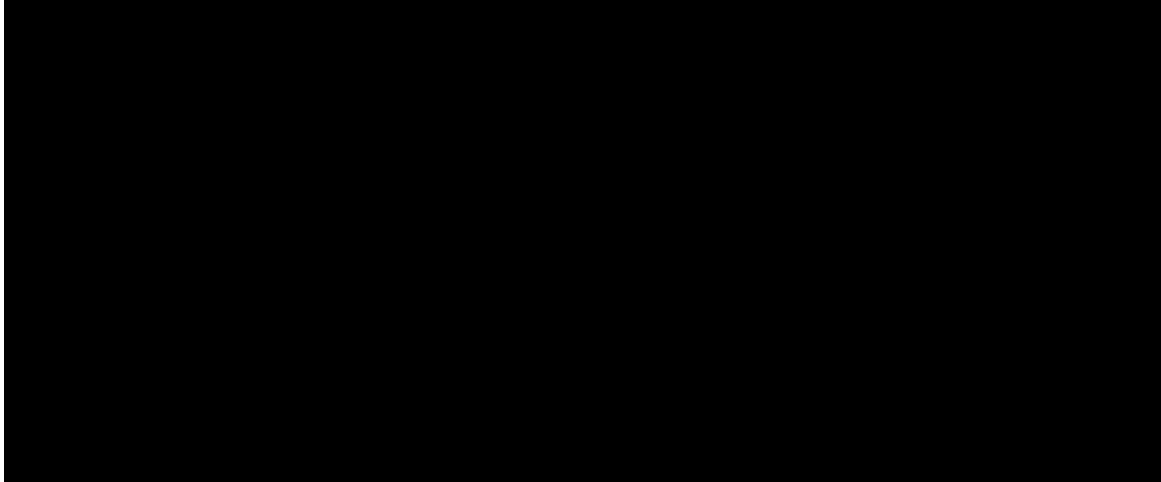


Figure 2-15 : Système de précontrainte externe PTE 2 [15]

Selon les indications sur le dessin #125814-403 [12], la force a été placée à 680 mm du bas du talon de la poutre. La force de précontrainte a été considérée active à une distance de 1817 mm mesurée à partir des extrémités des poutres.

Deux niveaux de tension ont été appliqués, variable d'une travée à l'autre : $0.40 f_{pu}$ ou $0.75 f_{pu}$, correspondant respectivement à 2678 kN et 5022 kN par poutre. Le système est généralement appliqué de manière symétrique sur les travées, à savoir que les poutres P1 et P7 ont le même niveau de renforcement, à l'exception de la travée 41W-40W [4].

2.5.5 PTE2 SUR LES POUTRES INTÉRIEURES – SECTIONS 5 ET 7

Les poutres intérieures P3 et P5 de quelques travées des Sections 5 et 7 ont également été renforcées avec le système PTE2, identique à celui utilisé pour les poutres de rive. Un seul niveau de tension a été appliqué, soit $0.40 f_{pu}$, correspondant à 2678 kN par poutre. Le système est appliqué de manière symétrique sur les travées, à savoir que les poutres P3 et P5 ont le même niveau de renforcement

2.5.6 QP2 – SECTIONS 7A ET 7B

Le système de renforcement QP2 pour Section 7A (168') est constituée de 32 mono-torons (16 de chaque côté de la poutre) gainés graissés Freyssinet T15 de 15.2 mm de diamètre et 140 mm² de section d'acier galvanisé à basse relaxation de résistance 1860 MPa.

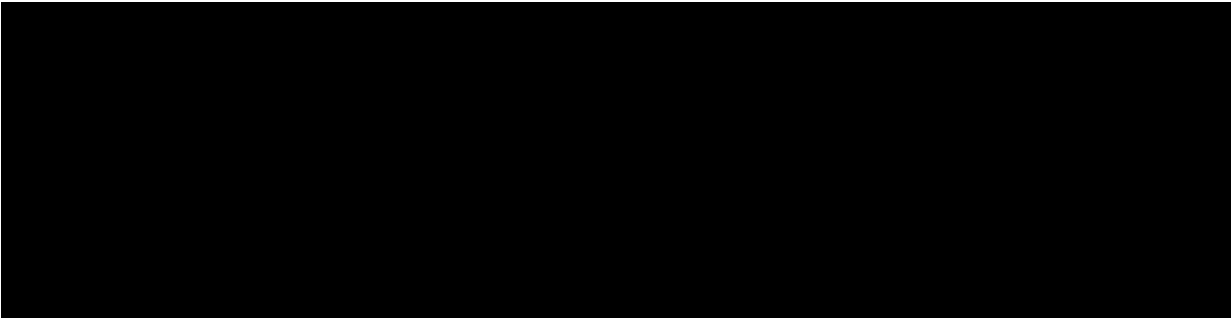


Figure 2-16 : Détail du renforcement externe mono-torons déviés QP2 – Section 7A (168'8") [14]

Pour la Section 7B, la présence de 5 diaphragmes intermédiaires oblige l'utilisation d'un système de mono-torons gainés graissés différent de celui mis en place pour la Section 5 et 7A. Un seul point de déviation au-dessous du premier diaphragme intermédiaire a été utilisé. Le système est aussi constitué de seulement 16 câbles précontraints (Figure 2-17), 8 de chaque côté de la poutre.

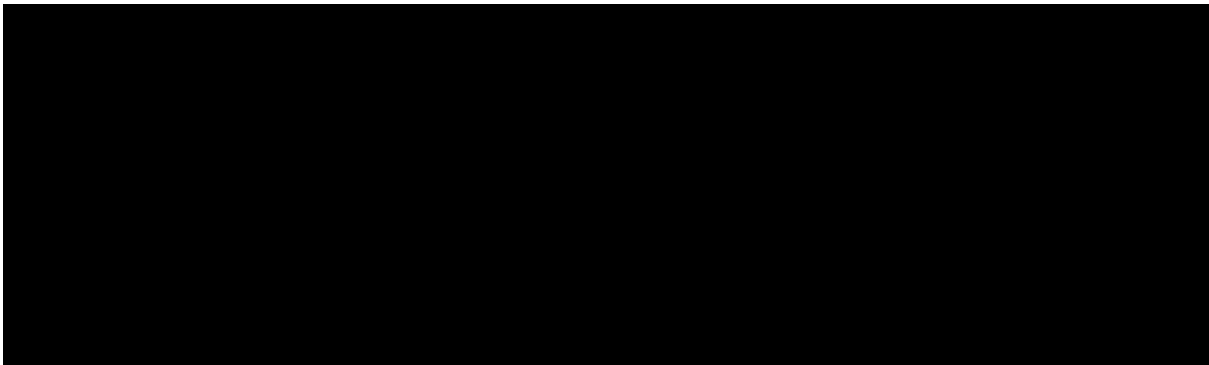


Figure 2-17 : Détail du renforcement externe mono-torons déviés QP2 – Section 7B (dessin #15 de la série 125649) [16]

3 MODÈLE NON LINÉAIRE 1D

3.1 SECTION 7A – TRAVÉES DE 168' – 22 CÂBLES

La construction de la Section 7A a fait partie du même contrat de construction que la Section 5. Le même système de précontrainte de type Freyssinet a été utilisé pour toutes les 6 travées. Comme mentionné au chapitre 2, les 4 premières travées ont les mêmes caractéristiques géométriques qu'une travée type de la Section 5. Tous les résultats obtenus dans le rapport précédant [1] restent valides pour l'étude de ces 4 travées. Les analyses non linéaires ont été réalisées pour les poutres des 2 travées de la Section 7A de 168' comportant 22 câbles. La géométrie considérée est montrée sur la Figure 3-1.

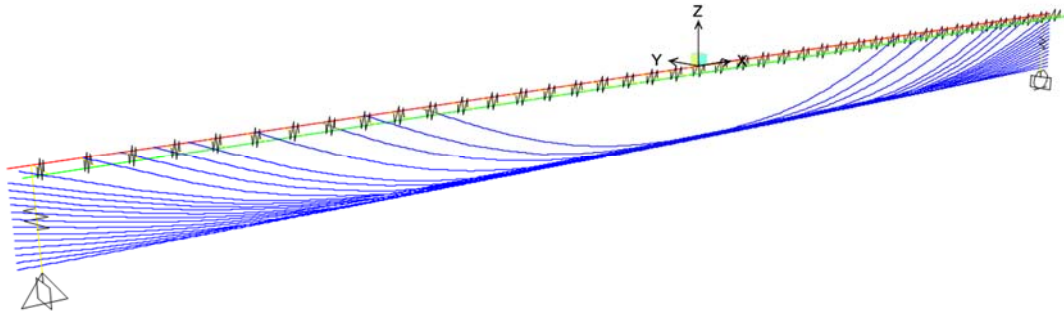


Figure 3-1 : Modèle 1D de la Section 7A (168')

Le Tableau 3-1 montre les charges utilisées dans le modèle 1D. Le poids propre des diaphragmes a été modélisé avec 4 charges concentrées au droit des 2 diaphragmes d'extrémité et des deux diaphragmes intermédiaires. La dalle a été ajoutée après 28 jours pour simuler le temps passé entre la construction de la poutre et la coulée des dalles intercalées entre les poutres précontraintes.

Tableau 3-1 : Résumé des charges considérées

Cas de charge	Description	Forme
CM0	Poids propre de la poutre	Poids propre défini pour la section
CM1	Poids propre des dalles et du reste des diaphragmes	Charge répartie sur la poutre et charges ponctuelles au droit des diaphragmes
CM2	Poids propre de la couche d'usure, du chasse-roue et des barrières métalliques	Charge répartie
CM3	Charge additionnelle due à l'installation de glissières de sécurité en 1995	Charge répartie
PC1, PC2 et PC3	Précontraintes en trois étapes lors de la construction	Éléments tendons de CSI-Bridge

Pour le modèle 1D de la Section 7A (168'), le même historique de chargement que pour la Section 5 a été utilisé (Tableau 3-2). Les hypothèses du modèle sont identiques à celles du modèle 1D de la Section 5 présentées dans le rapport précédant [1]. Les 22 câbles de type Freyssinet ont été modélisés selon les indications données sur le plan #12942-EE-25 [7].

Tableau 3-2 : Étapes de construction

Étape	Durée	Date	Description	Action dans CSI-Bridge
1	0j	J0	Coulée	Ajout de la poutre sans tendons
2	3j		Attente de 3j	
3		J3	PC1 + CM0	Ajout et chargement un à un des câbles 1 à 14; + Ajout du poids propre de la poutre après la mise en tension du câble 10 et avant l'ajout du câble 1
4	7j		Attente de 7j	
5		J10	PC2	Ajout et chargement un à un des câbles 15 à 18 puis 21 et 22
6	18j		Attente de 18j	
7		J28	CM1	Ajout du poids des dalles et portions de diaphragmes
8		J28	Ajout des éléments dalle	Début du comportement de poutre mixte avec rigidité des dalles qui augmente dans le temps
9	1j		Attente de 1j	
10		J29	PC3	Ajout et chargement un à un des câbles 19 et 20
11	30j		Attente de 30j	
12		J59	CM2	Ajout du poids de la couche d'usure, du chasse-roue et des barrières métalliques
<i>Fin de la construction</i>				
13	12000j		Attente de 33 ans	
14		33ans	CM3	Remplacement des barrières par les parapets New-Jersey en 1995
15	6600j		Attente de 18 ans	
16		51ans	Résultats en 2013	

Les analyses non linéaires des étapes de construction permettent de déterminer la force de précontrainte de chacun des 22 câbles le long de leur tracé selon leur abscisse curviligne. Les résultats pour les câbles 2 et 14 sont présentés à titre d'exemple sur la Figure 3-2. La force de précontrainte totale dans les 22 câbles après 51 ans est de 7868 kN, ce qui représente une force moyenne par câble de 358 kN. Pour une aire de 462 mm² par câble, cela correspond à une contrainte moyenne de 775 MPa, ou 0.49 f_{pu} , où f_{pu} a été établi à 1580 MPa [1]. Le Tableau 3-3 présente l'ensemble des forces dans les 22 câbles.

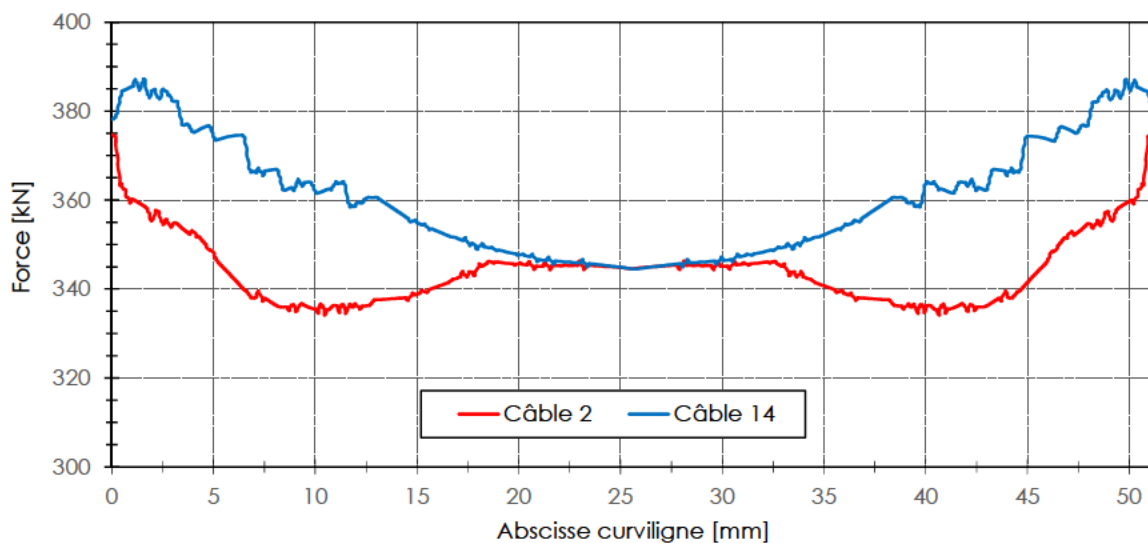


Figure 3-2 : Forces dans les câbles 2 et 14 après 51 ans

Tableau 3-3 : Force à mi-travée dans les 22 câbles en kN après 51 ans

Section 7A - 168'				
Numéro de câble	À 3 jours (fin de la phase 1)	À 10 jours (fin de la phase 2)	À 28 jours (fin de la phase 3)	Après 51 ans (en 2013)
1	505	437	415	345
2	504	436	415	345
3	504	437	415	345
4	507	439	418	347
5	510	440	419	349
6	513	442	421	351
7	517	446	424	354
8	519	447	426	355
9	523	451	429	358
10	526	453	432	360
11	491	427	406	336
12	495	431	410	339
13	501	435	414	344
14	502	436	415	344
15	x	474	429	358
16	x	477	432	360
17	x	486	438	366
18	x	491	442	370
19	x	x	496	389
20	x	x	502	393
21	x	503	451	378
22	x	510	456	382

3.2 SECTION 7B – TRAVÉES DE 172' – 19 CÂBLES

Les analyses non linéaires ont été réalisées pour les poutres des 3 travées de la Section 7B comportant 19 câbles. Le profil des câbles présenté sur la Figure 3-3 a été pris à partir du tableau du dessin #180B [11], qui a remplacé le précédent dessin #180A [10].

La numérotation des câbles pour toutes les 4 travées de la Section 7B suit la configuration avec 22 câbles de précontrainte longitudinale. Dans la configuration à 19 câbles (Figure 3-3) les câbles numéro 5, 9 et 22 ont été enlevés.

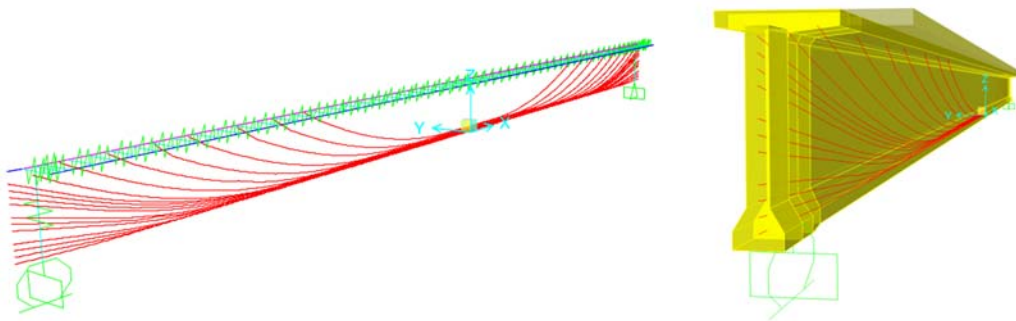


Figure 3-3 : Modèle 1D non linéaire – Section 7B avec 19 câbles

En suivant la séquence de mise en tension dans le dessin #12942-L-S92A [9], l'ensemble des câbles a été mis en tension en trois phases différentes.

- Phase 1 : 14 câbles (1 à 13 et 19 à 21 – sauf 5 et 9) ont d'abord été mis en tension un par un, 3½ jours après la coulée de la poutre. La mise en tension a été réalisée simultanément à partir des deux extrémités de la poutre.
- Phase 2 : Les mêmes 14 câbles ont été retendus 10 jours après la coulée de la poutre.
- Phase 3 : Tous les 19 câbles ont été mis en tension à 28 jours ou plus après la coulée de la poutre.

Pour le modèle non linéaire 1D, la précontrainte dans tous les câbles longitudinaux a été appliquée dans une seule phase après 3½ jours après la coulée de la dalle.

Propriétés des matériaux utilisées sont comme suit :

- torons : $E_s = 195000$ MPa, $f_y = 1360$ MPa, $f_{pu} = 1600$ MPa;
- contrainte de mise en tension des câbles = 1200 MPa;
- béton : f'_c à 28 jours = 30.3 MPa, f'_c après 51 ans = 38.5 MPa, module élastique E_c calculé selon le code CSA-S6-14 [5] avec une masse volumique de 2498 kg/m³.

Le logiciel CSI Bridge [3] permet de considérer le fluage et le retrait du béton, ainsi que la relaxation de l'acier pour des éléments poutre. Le logiciel considère également les pertes instantanées dues au frottement et à la courbure des câbles, à l'entrée des ancrages ainsi qu'au raccourcissement élastique.

Les lois de retrait, de fluage et de relaxation disponibles dans CSI-Bridge suivent le Code Modèle du CEB-FIP 1990 qui est également compatible avec les exigences du code Canadien CSA-S6 [5]. L'analyse est faite de manière incrémentale dans le temps et considère l'évolution de la résistance du béton en parallèle avec l'évolution des déformations des matériaux.

Le modèle 1D considère la charge due au poids propre de la poutre, de la dalle et des diaphragmes, le poids des barrières métalliques, de la couche d'usure et du chasse-roue. Selon une hypothèse conservatrice, la tension de vérinage retenue correspond à une contrainte de 1200 MPa, soit 75% de la résistance ultime de 1600 MPa supposé pour le système GTM. Des torons de précontrainte à relaxation normale sont considérés. Les valeurs usuelles recommandées dans la littérature sont retenues pour considérer les pertes par frottement et pour la rentrée d'ancrage.

Pour le calcul du retrait et du fluage du béton, un ciment à prise normale est considéré. Une humidité relative moyenne annuelle de 70% est supposée alors qu'il a été déduit qu'une cure humide de 3 jours avait été adoptée considérant la cadence de construction des poutres. Les mêmes caractéristiques sont retenues pour les dalles intercalaires. Les paramètres de calcul des pertes sont énumérés au Tableau 3-4.

Tableau 3-4 : Pertes instantanées

Variable	Unités SI	Unités Imp.	Description	Commentaire
Paramètres pour les pertes par frottement et par rentrée d'ancrage				
μ	0.2 rad ⁻¹	0.2 rad ⁻¹	Coefficient de frottement angulaire	Câble multi-fils dans une gaine en acier semi-rigide (Collins & Mitchell)
K	0.003 m ⁻¹	0.0009 ft ⁻¹	Coefficient de frottement linéaire	Câble multi-fils dans une gaine en acier semi-rigide (Collins & Mitchell)
g	8 mm	0.315 in	Rentrée ou glissement d'ancrage	Valeur usuelle pour ancrage Freyssinet

Tableau 3-5 : Paramètres pour le calcul des déformations dues aux effets différés selon le CEB-FIP (1990) et utilisés avec CSI-Bridge

Variable	Unités	Description	Commentaire
s	0.25	Coefficient relié au type de ciment dans le calcul de $f'_c(t)$ et $E_c(t)$	Ciment normal, prise rapide ou normale : 0.25 Ciment haute résistance et prise rapide : 0.2 Ciment prise lente : 0.38.
β_{sc}	5	Coefficient reliée au type de ciment dans le calcul des déformations de retrait	Ciment normal, prise rapide ou normale : 5 Ciment haute résistance et prise rapide : 8 Ciment prise lente : 4
RH	70 %	Humidité relative annuelle moyenne de l'atmosphère ambiante à Montréal	CSA S6-06
t_s	3 j	Âge du béton lors du début du retrait (fin de la cure humide)	Déduction selon les documents historiques consultés
h	222 mm (centre) 268 mm (extrémité)	Rapport volume/ surface de la poutre	Calculé automatiquement par CSI Bridge ou défini par l'utilisateur
Classe	1	Classe de l'acier pour la relaxation (1 : relaxation normale, 2 : basse relaxation)	Résistance des câbles de 1600 MPa donc relaxation normale

Les analyses non linéaires des étapes de construction permettent de déterminer la force de précontrainte de chacun des 19 câbles le long de leur tracé selon leur abscisse curviligne. Les résultats pour les câbles 2 et 14 sont présentés à titre d'exemple sur la Figure 3-4. La force totale dans les 19 câbles après 51 ans est de 7000 kN ce qui représente une force moyenne par câble de 368 kN. Pour une aire de 498 mm² par câble, cela correspond à une contrainte moyenne de 739 MPa, ou 0.46 f_{pu} . Le Tableau 3-6 présente l'ensemble des forces dans les 19 câbles.

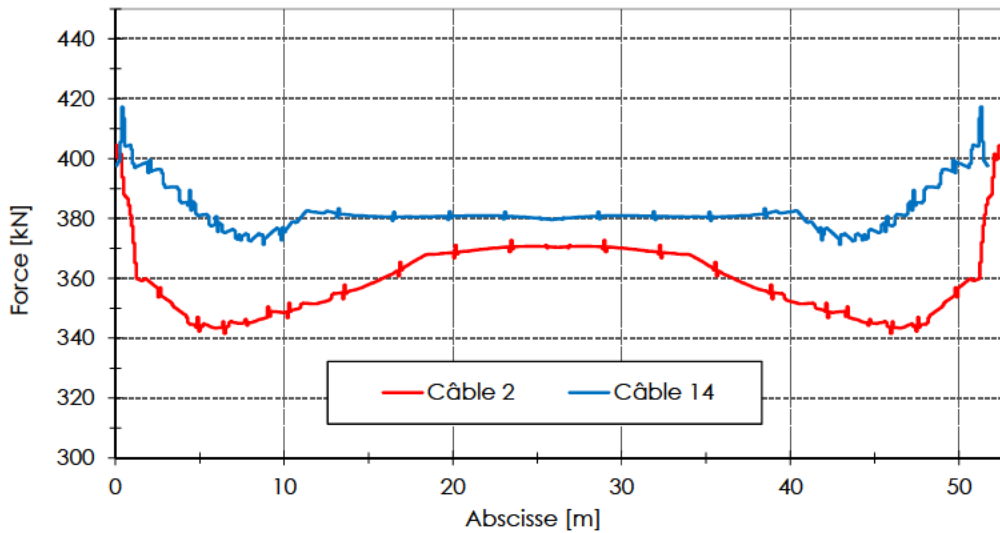


Figure 3-4 : Force des câbles 2 et 14 dans la Section 7B après 51 ans

Tableau 3-6 : Force à mi-travée dans les 19 câbles de la Section 7B après 51 ans

Section 7B			
Numéro de câble	Ordre de mise en tension	À 28 jours (Phase 1)	Après 51 ans (en 2013)
1	3	497	367
2	4	500	370
3	5	504	374
4	6	508	377
5	Câble enlevé pour les travées 10E-11E, 12E-13E et 13E-14E		
6	1	463	339
7	7	490	365
8	8	511	381
9	Câble enlevé pour les travées 10E-11E, 12E-13E et 13E-14E		
10	9	512	383
11	2	462	339
12	10	513	384
13	11	516	387
14	19	506	380
15	18	501	376
16	17	478	358
17	16	477	356
18	15	486	364
19	14	488	366
20	13	486	364
21	12	495	370
22	Câble enlevé pour les travées 10E-11E, 12E-13E et 13E-14E		

4 MODÈLE 3D – ANALYSES DE RÉFÉRENCE

4.1 INTRODUCTION

Dans le cadre de ce mandat, les modèles 3D linéaires ont été faits pour chacun des trois types de travées retrouvées dans la Section 7, celles de 53.75 m (176'4") de la Section 7A étant identiques à celles de la Section 5. Le Tableau 4-1 présente l'ensemble des analyses réalisées dans le premier mandat (I) et le présent mandat (II) pour les différentes situations considérées dans l'analyse des travées du pont Champlain. Les sections suivantes donnent une vue générale de l'ensemble des résultats. Dans tous les cas seule la condition symétrique des systèmes de renforcement actifs est illustrée. Toutefois les données transmises pour les analyses non linéaires 2D considèrent la condition non symétrique pour la précontrainte appliquée sur les poutres de rive. Les modèles permettent de traiter n'importe quelle combinaison.

Tableau 4-1 : Conditions analysées dans les deux mandats

Type de travée	D	Charges vives		PTE	PTE2		Arbalètes		Essais		Fissuration P7	
		Mmax	Vmax		Ext	Int	QP1	QP2	30T	48T	D	L
5 - 176'	I	I	I	I	II	II	I	I	I	II	I	
7A - 176'	I	I	I	I	II	II	I	I	I	II	I	
7A - 168'	II	II	II	II	II	II	s/o	II	II	II		
7B - 172'	II	II	II	II	II	II	s/o	II	II	II	II	II

Le Tableau 2-3 offre une vision globale des systèmes de renforcements actifs installés sur les poutres de rive des Sections 5 et 7A. Les résultats d'analyse présentés dans les prochaines sections réfèrent au cas où une force de 1000 kN a été mise sur chacune des poutres renforcées. Comme le système de renforcement considéré est symétrique par rapport à l'axe central des travées, les courbes des poutres P1 et P7, P2 et P6, et P3 et P5 sont confondues. Les valeurs numériques pour un renforcement appliqué sur une seule poutre ont été transmis à Denis Mitchell afin qu'il puisse considérer des renforcements non symétriques lorsque requis. Les modèles numériques développés permettent aussi d'appliquer toutes les combinaisons de renforcement, à savoir tous les types avec le niveau de précontrainte réelle afin de pouvoir étudier le comportement des travées. Toutefois, dans ce qui suit, chacun des systèmes est présenté de manière indépendante.

Enfin, l'efficacité de chacun des systèmes de renforcement actif utilisés est déterminée, dans les sections suivantes, par le ratio de la contrainte à la fibre inférieure de chaque poutre dans le tablier généré par le renforcement actif divisé

par la contrainte à la fibre inférieure pour une poutre isolée renforcée avec une précontrainte de 1000 kN pour le même système de renforcement actif.

4.2 SECTION 7A – TRAVÉES DE 176'

4.2.1 MODÈLE

Le modèle linéaire 3D a été élaboré afin d'étudier les quatre travées de la Section 7A de 176'4" (53.75 m) situées entre les piles 4E et 8E. Il s'agit du même modèle qui a été utilisé pour les 40 travées de la Section 5. Le modèle 3D est présenté sur la Figure 4-1 où on distingue les câbles de précontrainte longitudinale et transversale qui sont modélisés en tant que charges. Les systèmes de renforcement externe PTE, PTE2, QP1 et QP2 sont aussi présents dans le modèle (Tableau 2-3). Il n'y a pas de système de renforcement PTE2 intérieur pour les quatre travées de la Section 7 mais ce système est présent pour une travée de la Section 5.

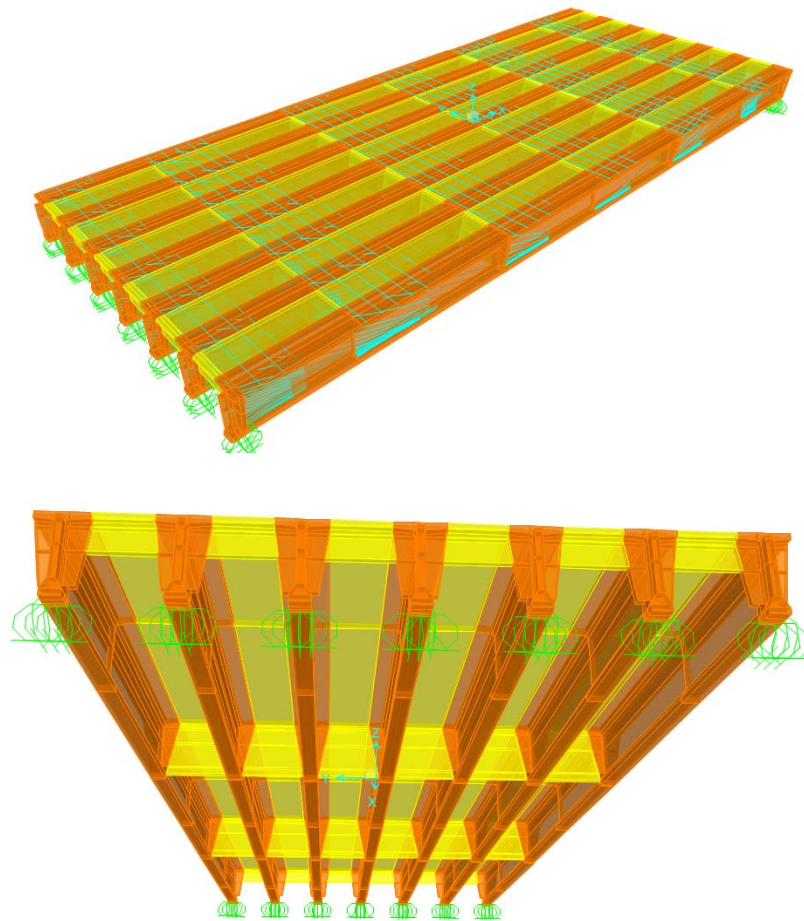


Figure 4-1 : Modèle linéaire de la Section 7A (176'4") [1]

Les résultats des analyses présentés dans le rapport du mandat précédent [1] ne sont pas répétés ici. Seuls les résultats des analyses du système de précontrainte externe non adhérente supérieur (PTE2) sont présentés.

4.2.2 SYSTÈME DE RENFORCEMENT PTE2 – P1 ET P7

Les résultats au niveau de la force axiale, de l'effort tranchant et du moment fléchissant pour le tablier et les poutres sont présentés respectivement sur la Figure 4-2, la Figure 4-3 et la Figure 4-4. La distribution des efforts de flexion entre les poutres est montrée sur la Figure 4-5. Les valeurs numériques sont données au Tableau 4-2.

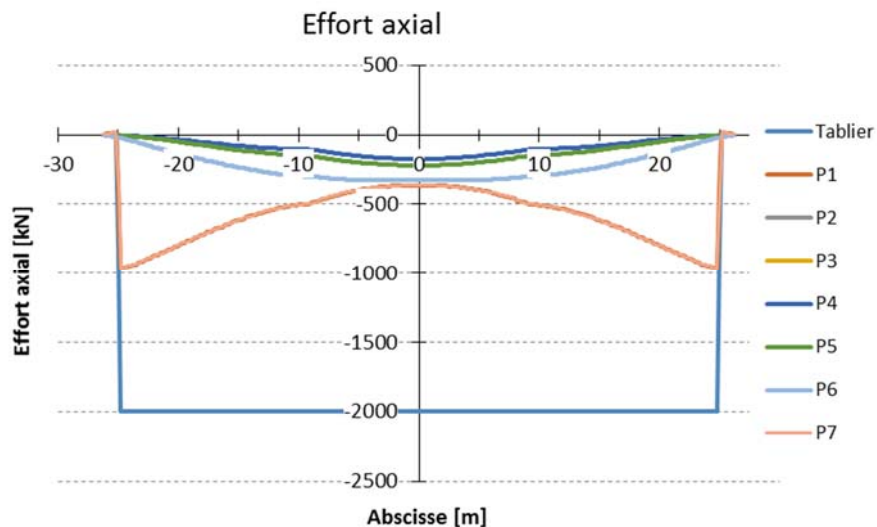


Figure 4-2 : Effort axial dans le tablier et les poutres des travées 5 et 7A
Renforcement PTE2 de 1000 kN appliqué sur les poutres P1 et P7

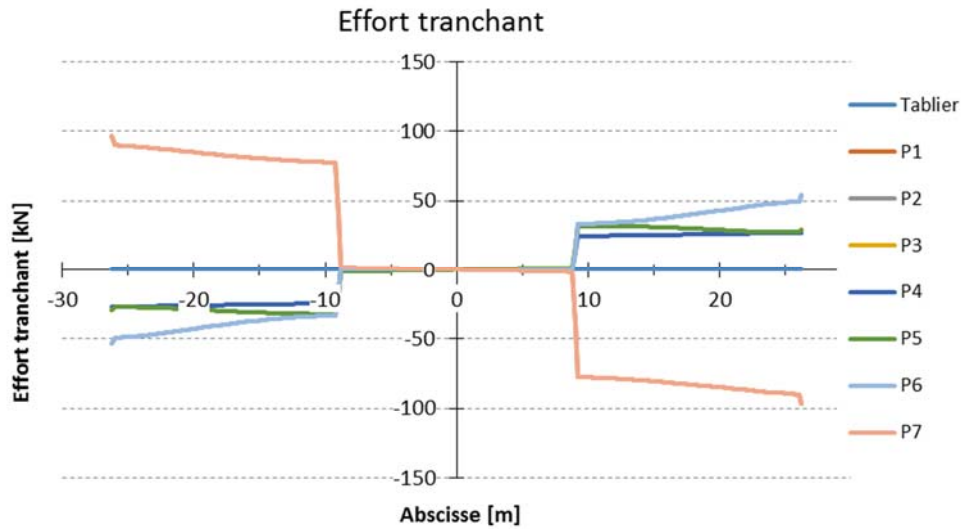


Figure 4-3 : Effort tranchant dans le tablier et les poutres des travées 5 et 7A
Renforcement PTE2 de 1000 kN appliqué sur les poutres P1 et P7

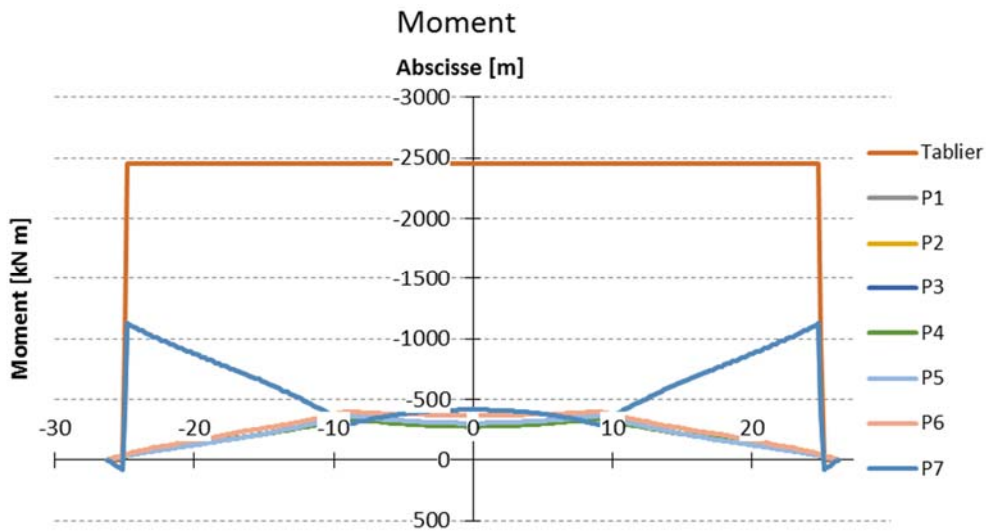


Figure 4-4 : Moment fléchissant dans le tablier et les poutres des travées 5 et 7A
Renforcement PTE2 de 1000 kN appliqué sur les poutres P1 et P7

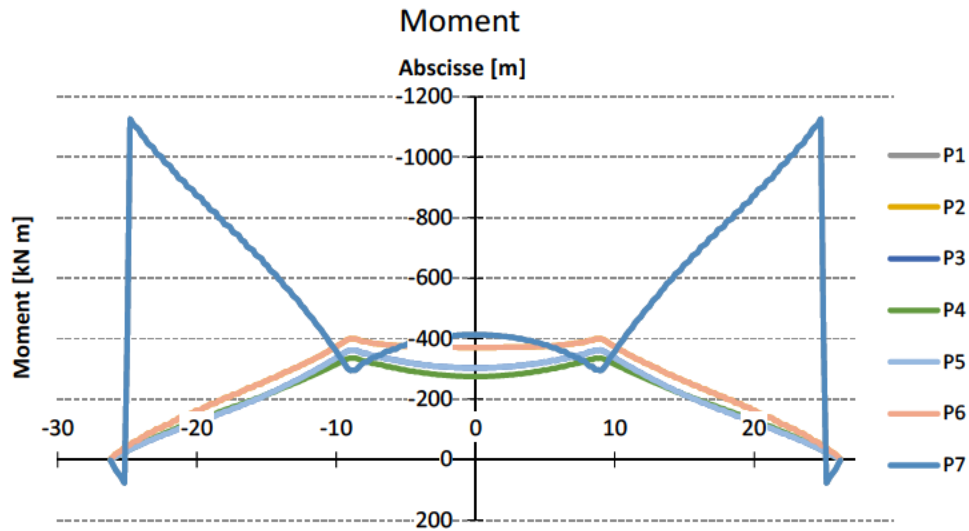


Figure 4-5 : Moment fléchissant dans le tablier et les poutres des travées 5 et 7A
Renforcement PTE2 de 1000 kN appliqué sur les poutres P1 et P7

Tableau 4-2 : Effet du renforcement PTE2 de 1000 kN appliqué sur les poutres P1 et P7 des travées 5 et 7A

Poutres	N (kN)	V (kN)	M (kN-m)	Efficacité
Tablier	-2000	0	-2451	
P1 / P7	-363	89	-413	0.35
P2 / P6	-329	-48	-371	0.31
P3 / P5	-221	-27	-304	0.24
P4	-175	-27	-275	0.21

L'analyse des résultats montre que la force axiale totale dans le tablier est égale à 2000 kN, ce qui correspond à la somme des forces de précontrainte appliquées aux deux poutres extérieures. Cet effort se répartit entre toutes les poutres avec 36% pour les poutres de rive à mi-travée. Comme pour le système de précontrainte externe PTE, l'effet du système de renforcement est négatif en ce qui concerne l'effort tranchant dans les deux poutres extérieures, augmentant l'effort tranchant dans les poutres de rives d'un effort égal à 9% de la force de précontrainte appliquée. Le moment fléchissant appliqué à l'extrémité des poutres extérieures est réparti assez uniformément entre les poutres à mi-travée, les poutres extérieures et les poutres adjacentes (P1, P2, P6 et P7) conservant chacune en moyenne le tiers du moment appliqué. Le bilan de l'efficacité pour le contrôle de la fissuration à mi-travée indique une valeur autour de 35% pour les poutres de rive.

4.2.3 SYSTÈME DE RENFORCEMENT PTE2 – P3 ET P5

Les résultats au niveau de la force axiale, de l'effort tranchant et du moment fléchissant pour le tablier et les poutres sont présentés respectivement sur la Figure 4-6, la Figure 4-7 et la Figure 4-8. La distribution des efforts de flexion entre les poutres est montrée sur la Figure 4-9. Les valeurs numériques sont données au Tableau 4-3.

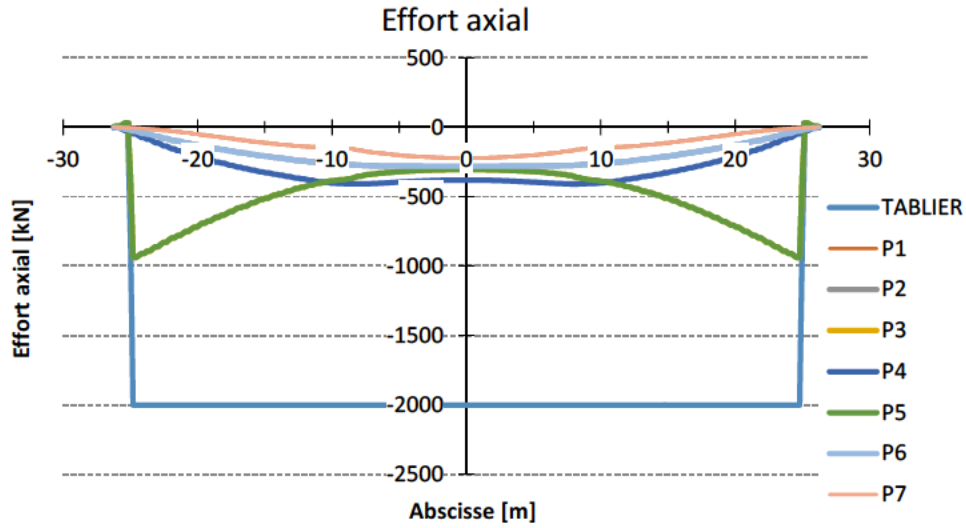


Figure 4-6 : Effort axial dans le tablier et les poutres des travées 5 et 7A
Renforcement PTE2 de 1000 kN appliqué sur les poutres P3 et P5

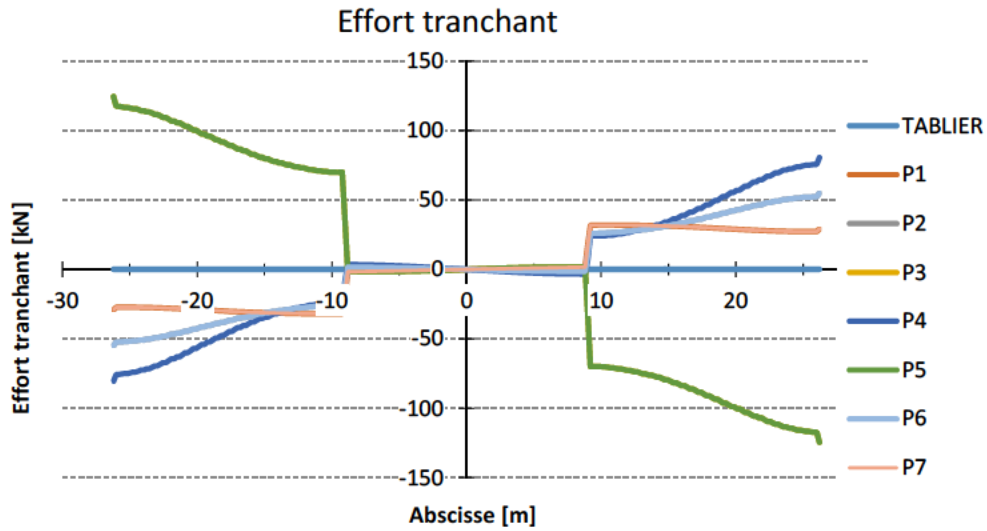


Figure 4-7 : Effort tranchant dans le tablier et les poutres des travées 5 et 7A
Renforcement PTE2 de 1000 kN appliqué sur les poutres P3 et P5

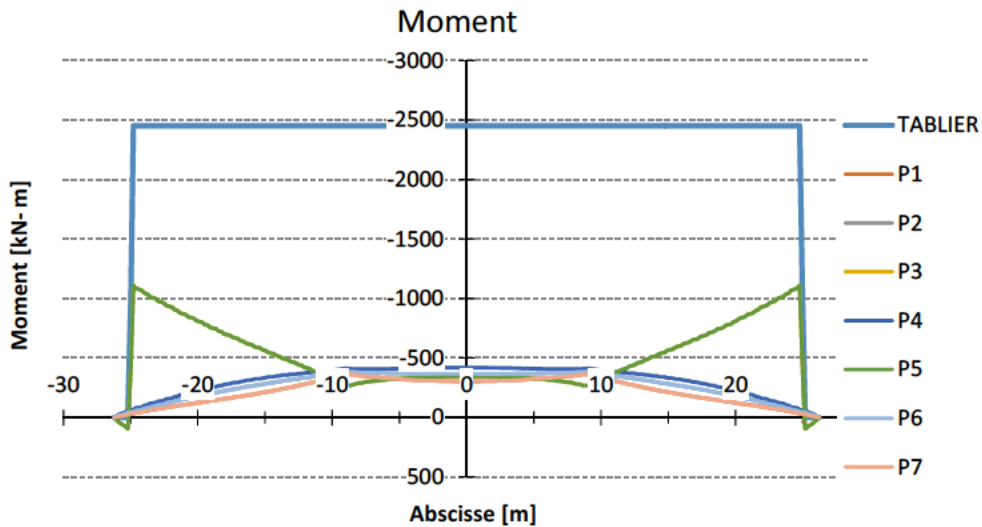


Figure 4-8 : Moment fléchissant dans le tablier et les poutres des travées 5 et 7A
Renforcement PTE2 de 1000 kN appliqué sur les poutres P3 et P5

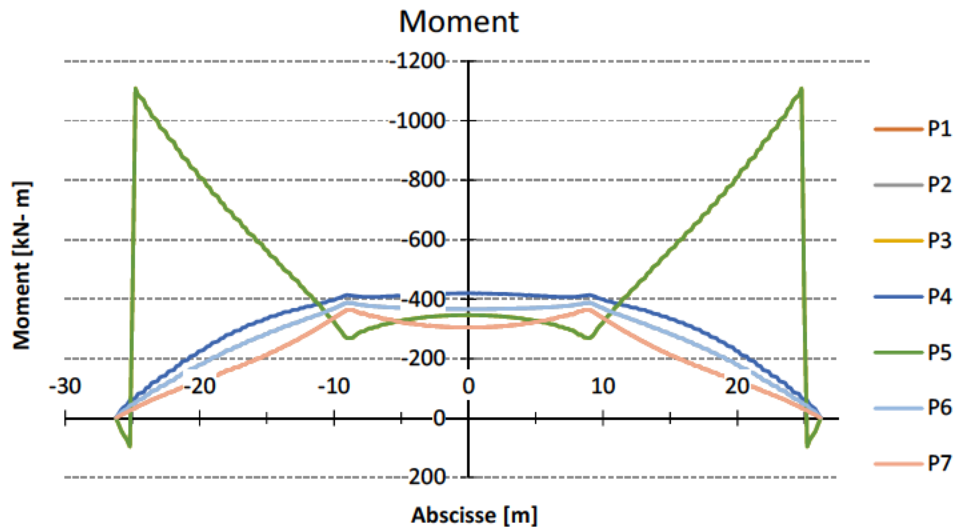


Figure 4-9 : Moment fléchissant dans les poutres des travées 5 et 7A
Renforcement PTE2 de 1000 kN appliqué sur les poutres P3 et P5

Tableau 4-3 : Effet du renforcement PTE2 de 1000 kN appliqué sur les poutres P3 et P5 des travées 5 et 7A

Poutres	N (kN)	V (kN)	M (kN-m)	Efficacité
Tablier	-2000	0	-2451	
P1 / P7	-223	-32	-304	0.24
P2 / P6	-282	-52	-366	0.29
P3 / P5	-305	116	-346	0.29
P4	-381	-75	-419	0.35

L'analyse des résultats montre que la force axiale totale dans le tablier est égale à 2000 kN, ce qui correspond à la somme des forces de précontrainte appliquées aux deux poutres extérieures. Cet effort se répartit entre toutes les poutres à mi-travée avec 31% pour les poutres P3 et P5 et 38% pour la poutre P4. Comme pour le système de précontrainte externe pour les poutres extérieures, l'effet du système de renforcement est négatif en ce qui concerne l'effort tranchant dans les deux poutres où la précontrainte est appliquée, augmentant l'effort tranchant des poutres P3 et P5 d'un effort égal à 12% de la force de précontrainte appliquée. Le moment fléchissant appliqué à l'extrémité des poutres est réparti assez uniformément entre les poutres à mi-travée, la poutre P4 étant la plus avantagée. Le bilan de l'efficacité pour le contrôle de la fissuration à mi-travée indique une valeur autour de 35% pour la poutre P4, 29% pour les autres poutres intérieures et 24% pour les poutres de rive.

4.3 SECTION 7A – TRAVÉES DE 168'

4.3.1 MODÈLE

Un modèle linéaire 3D a été élaboré afin d'étudier les deux travées de la Section 7A ayant une longueur de 168'8" (51.41 m). Le modèle 3D est présenté sur la Figure 4-10 où on distingue les câbles de précontrainte longitudinale et transversale qui sont modélisés en tant que charges. Ce modèle s'applique aux travées 8E-9E et 9E-10E. Les systèmes de renforcement externe PTE, PTE2, QP2 sont aussi présents dans le modèle. Il n'y a pas de système de renforcement QP1 pour ces deux travées.

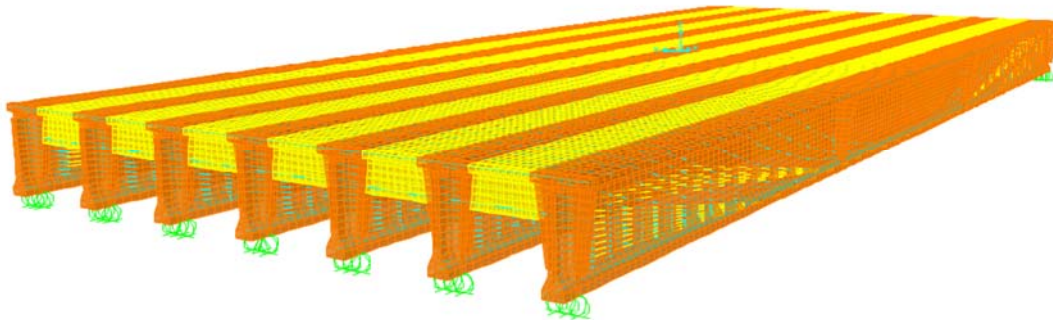


Figure 4-10 :Modèle linéaire de la Section 7A(168'8")

À titre de comparaison avec les deux autres modèles des Sections 5 et 7A [1], la Figure 4-11 et la Figure 4-12 illustrent respectivement l'effort tranchant et le moment fléchissant dus au poids propre de la structure. Les 5 poutres intérieures reprennent un moment fléchissant maximum à mi-travée égal à 12896 kN-m alors que les deux poutres de rive supportent un moment fléchissant égal à 11877 kN-m. La différence est explicable par le poids d'une partie de la dalle et des diaphragmes intermédiaires qui est moindre pour les poutres de rive.

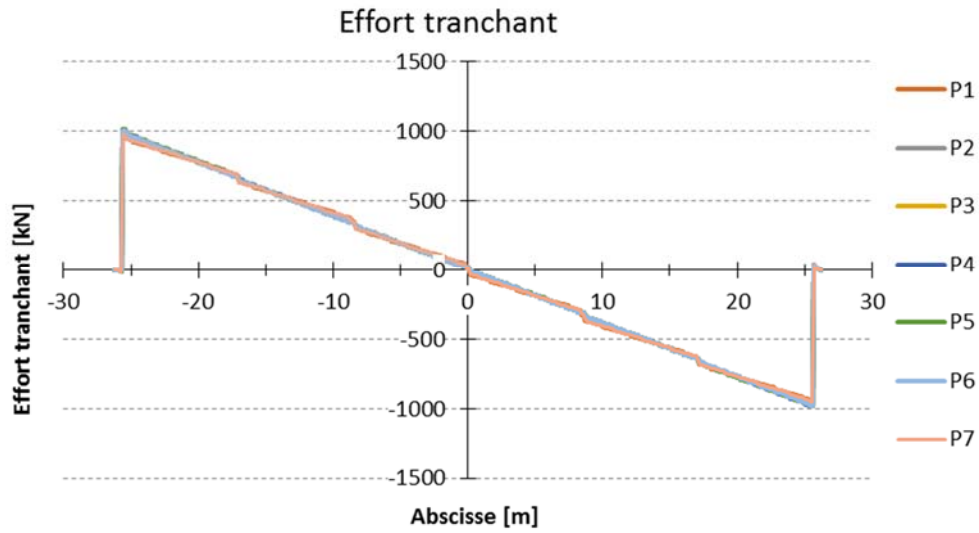


Figure 4-11 : Effort tranchant dans les poutres (Section 7A de 168'8")
Poids propre

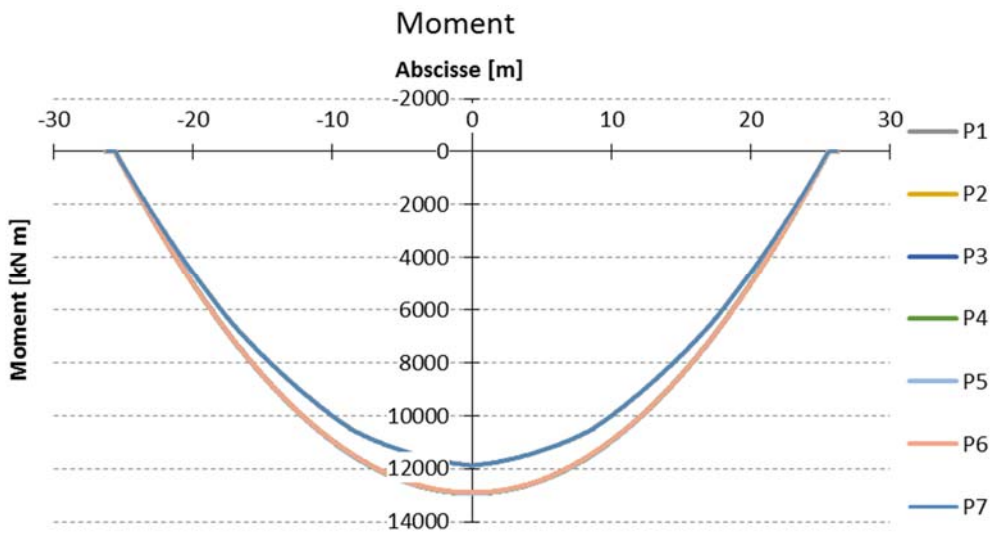


Figure 4-12 : Moment fléchissant dans les poutres (Section 7A de 168'8")
Poids propre

4.3.2 CHARGES DE CAMION CRITIQUES EN FLEXION

Le cas de chargement le plus critique en flexion pour la poutre de rive P7 correspond au cas où les 3 voies de circulation sont chargées en considérant la charge de voie et la charge de camion CL-625. La charge de voie de \blacksquare kN/m est appliquée avec une pression uniforme de \blacksquare kPa sur 3 m de largeur par voie chargée sur toute la longueur de la travée. La charge de camion correspondante est égale à 80% des charges d'essieux du camion CL-625 sans coefficient de majoration dynamique. Un coefficient de simultanéité $R_L = 0.8$ a été appliqué pour les trois voies chargées.

Longitudinalement les trois camions ont été placés comme montré sur la Figure 4-13 pour maximiser les efforts de flexion à mi-travée. Les charges de roues du camion ont été placées à 600 mm de distance du bord de la voie la plus proche à la poutre de rive (Figure 4-14). Tel que mentionné dans le rapport précédent [1], dans tous les cas c'est la charge de voie qui donne la condition la plus critique en flexion. Toutefois, pour cette portée, la charge de camion et la charge de voie donnent virtuellement le même effort maximal.

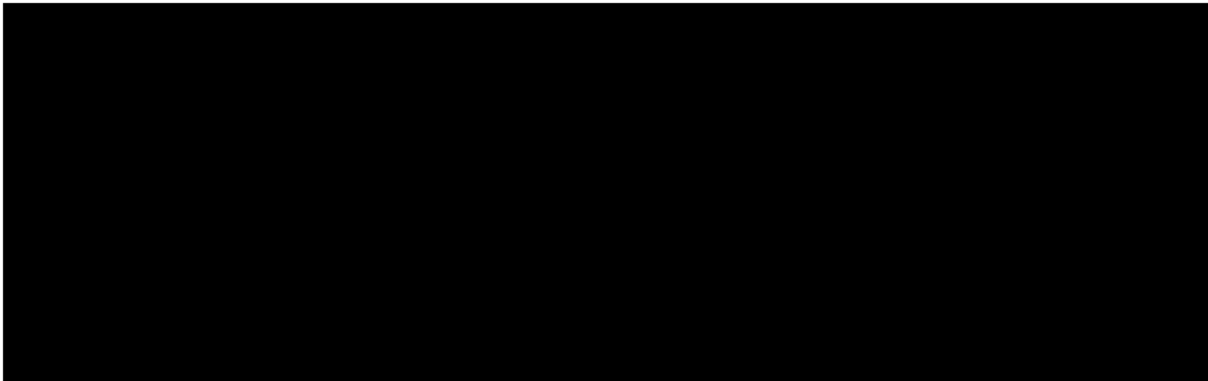


Figure 4-13 : Cas de chargement en flexion, position longitudinale des charges

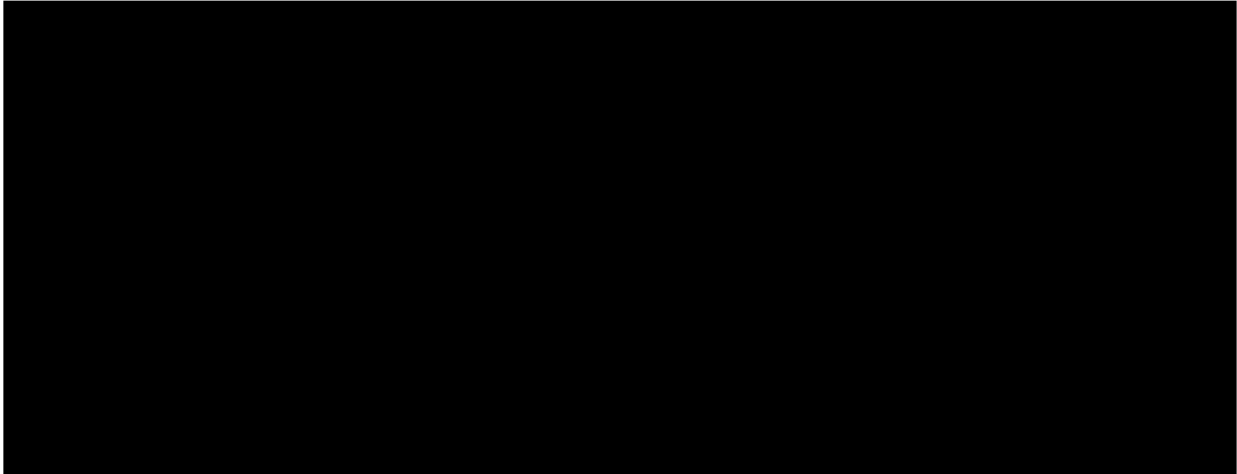


Figure 4-14 : Cas de chargement en flexion, position transversale des charges

Les résultats obtenus des analyses 3D pour l'effort axial, l'effort tranchant et le moment fléchissant sont présentés respectivement sur la Figure 4-15, la Figure 4-16 et la Figure 4-17 pour le tablier.

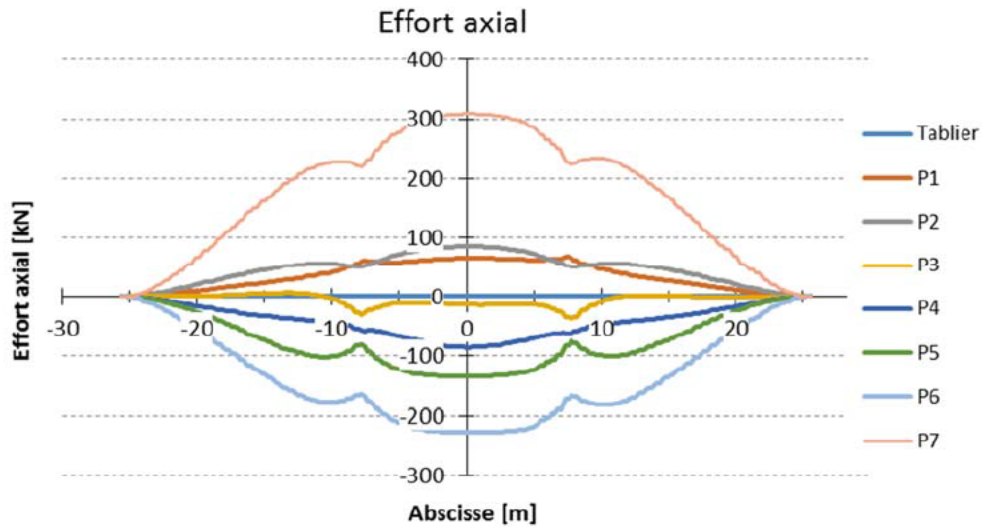


Figure 4-15 : Effort axial dans le tablier et les poutres
Chargement critique de flexion pour la poutre P7

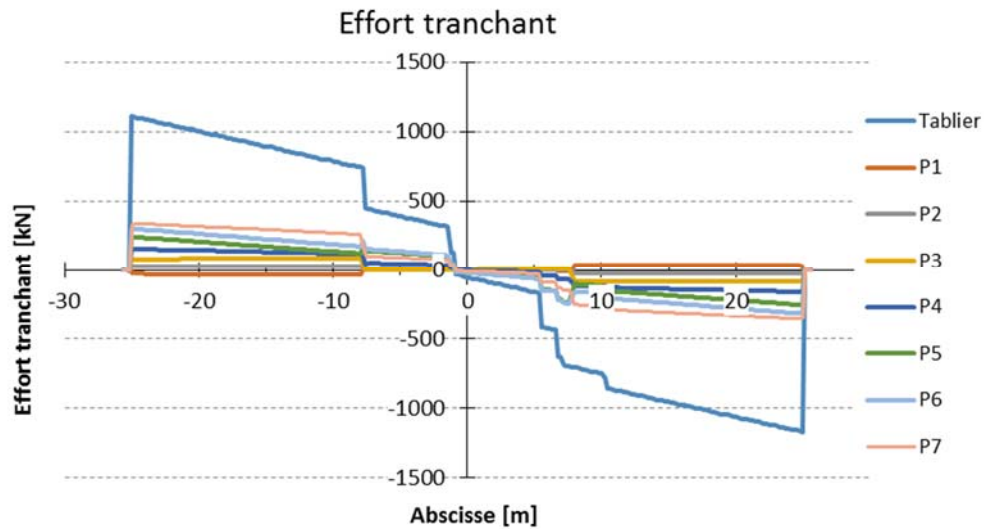


Figure 4-16 : Effort tranchant dans le tablier et les poutres
Chargement critique de flexion pour la poutre P7

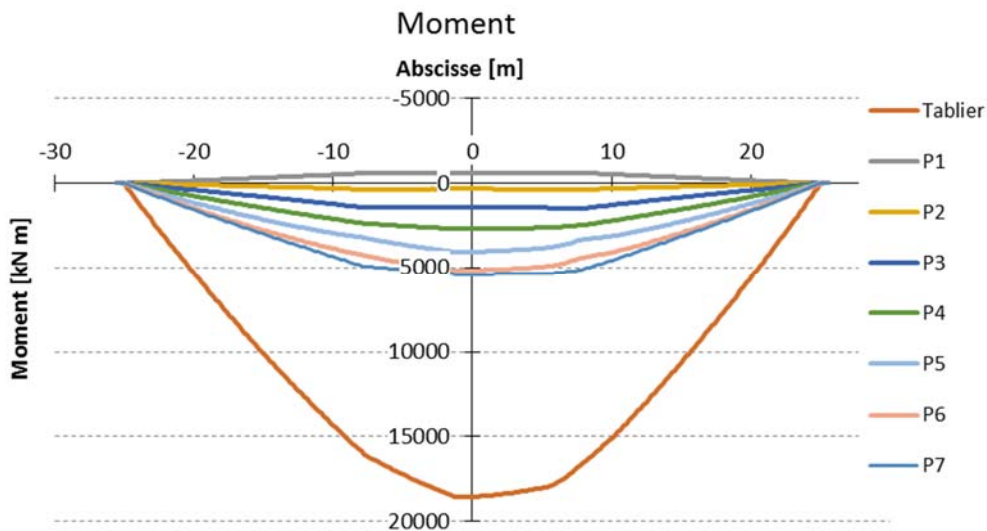


Figure 4-17 : Moment fléchissant dans le tablier et les poutres
Chargement critique de flexion pour la poutre P7

L'effort tranchant maximal dans la poutre de rive est de 354 kN, tel qu'illustré sur la Figure 4-18. Les diaphragmes permettent une répartition de l'effort tranchant entre les poutres intérieures, soit 317 kN dans la poutre P6 et 255 kN dans la poutre P5.

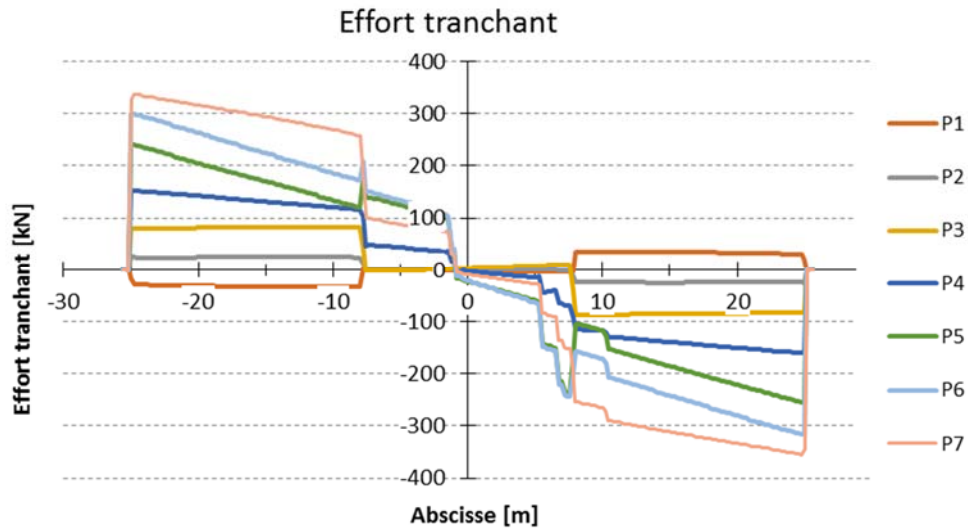


Figure 4-18 : Effort tranchant dans les poutres
Chargement critique de flexion pour la poutre P7

La Figure 4-17 montre un moment maximum à mi-travée de 18576 kN·m pour l'ensemble du tablier. La présence des diaphragmes et de la dalle permet la redistribution du moment fléchissant entre les 7 poutres, soit un moment maximum de -602 kN-m dans la poutre P1, 385 kN-m dans la poutre P2, 1501 kN-m dans la poutre P3, 2691 kN-m dans la poutre P4, 4071 kN-m dans la poutre P5, 5175 kN-m dans la poutre P6 et 5430 kN-m dans la poutre P7 (Figure 4-19).

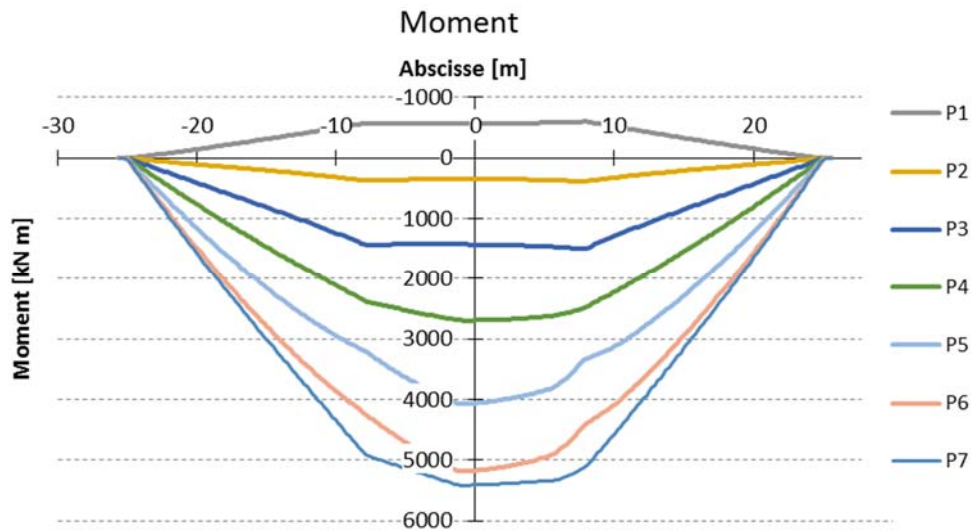


Figure 4-19 : Moment fléchissant dans les poutres – Chargement critique de flexion pour la poutre P7

4.3.3 CHARGES DE CAMION CRITIQUES À L'EFFORT TRANCHANT

La position des charges de camion pour maximiser la combinaison d'effort tranchant et de moment fléchissant dans la poutre de rive est la même trouvée pour la Section 5 en raison de la présence de deux diaphragmes intermédiaires.

Le positionnement transversal des camions CL-625 sur le tablier est défini sur la Figure 4-20. Le positionnement longitudinal des camions est présenté sur la Figure 4-21. Pour la voie extérieure, la condition critique est obtenue quand le dernier essieu du camion est situé à [REDACTED] m de distance de l'appui. Toutefois, pour le calcul de la résistance à l'effort tranchant réalisées avec les analyses non linéaire 2D, le camion dans la voie 1 a été positionné à environ deux fois la profondeur de la poutre de l'appui pour obtenir les conditions les plus critiques. Pour les voies 2 et 3, la condition critique est obtenue en décalant les essieux de [REDACTED] m vers le milieu de la travée par rapport au positionnement longitudinal du camion défini pour la voie extérieure.

Pour l'effort tranchant, la charge de camion ou la charge de voies donnent virtuellement le même effort maximal pour la portée considérée.

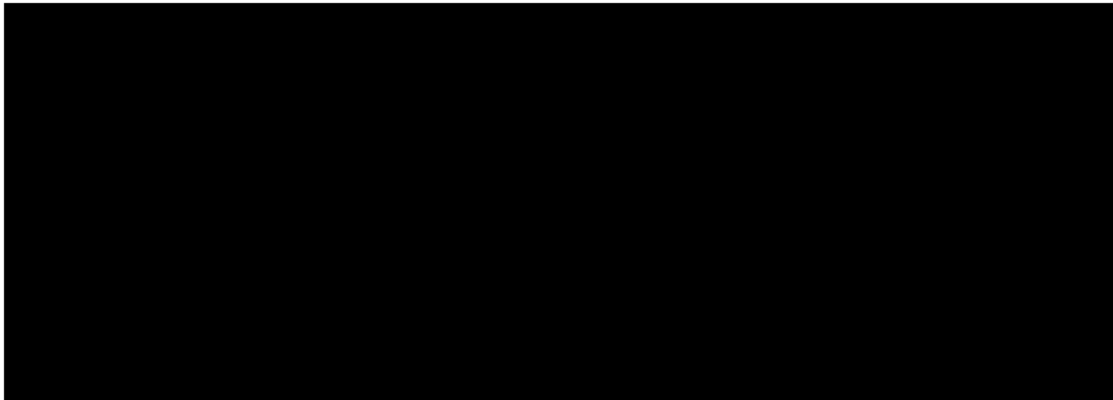
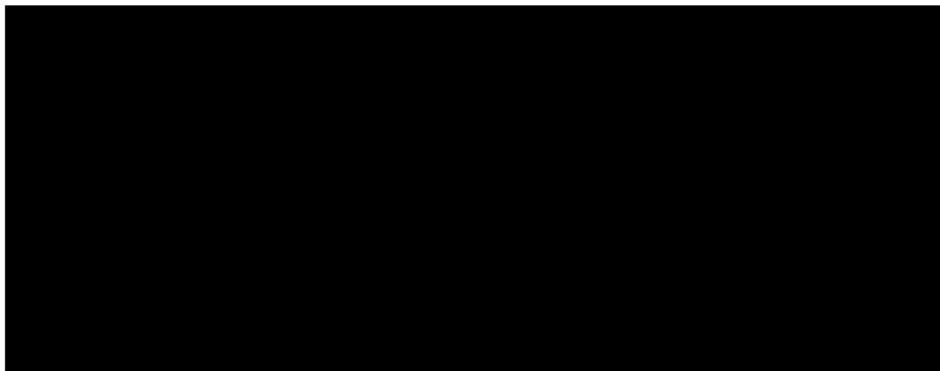
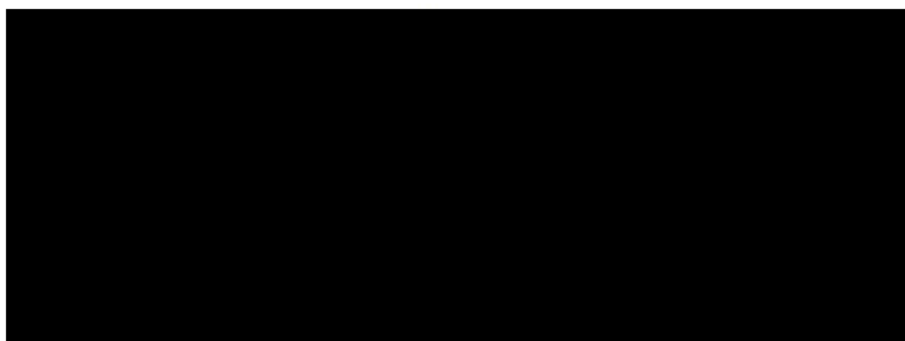


Figure 4-20 : Positionnement transversal des charges de camion correspondant à la condition critique à l'effort tranchant pour la poutre P7



(a) Camion dans la voie 1 (voie extérieure – erronée, à refaire)



(b) Camion dans les voies 2 et 3

Figure 4-21 : Positionnement longitudinal des charges de camion correspondant à la condition critique à l'effort tranchant pour la poutre P7

Les résultats obtenus des analyses 3D pour l'effort axial, l'effort tranchant et le moment fléchissant sont présentés respectivement sur la Figure 4-22, la Figure 4-23 et la Figure 4-24.

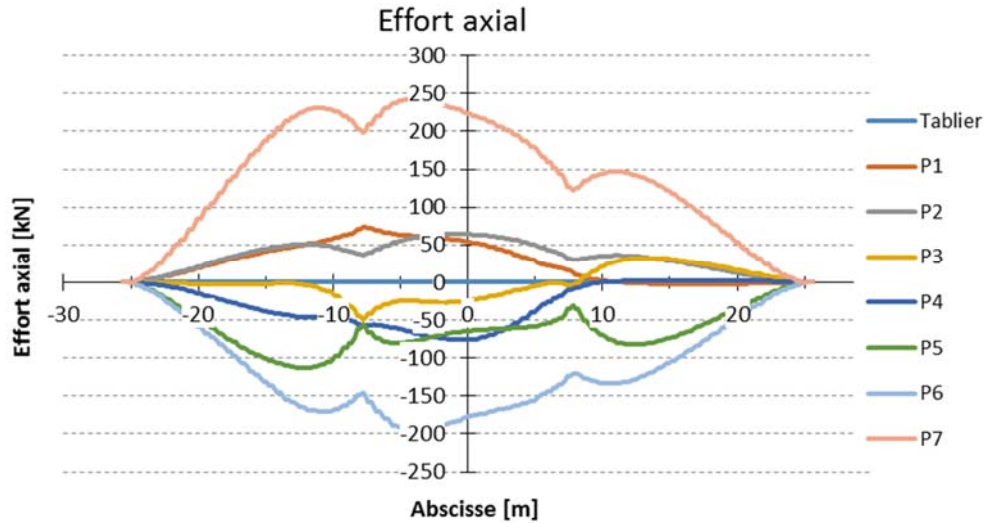


Figure 4-22 : Effort axial dans le tablier et les poutres
Chargement critique à l'effort tranchant pour la poutre P7

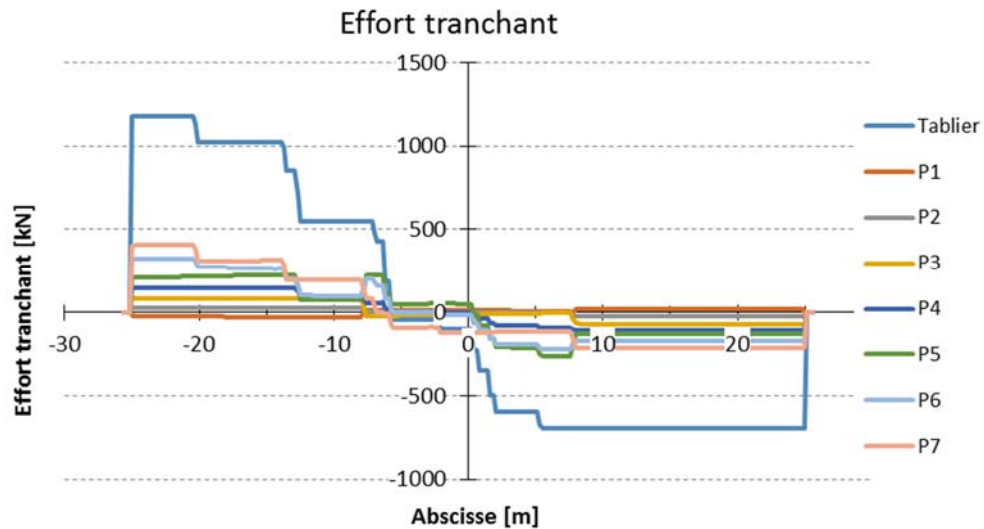


Figure 4-23 : Effort tranchant dans le tablier et les poutres
Chargement critique à l'effort tranchant pour la poutre P7

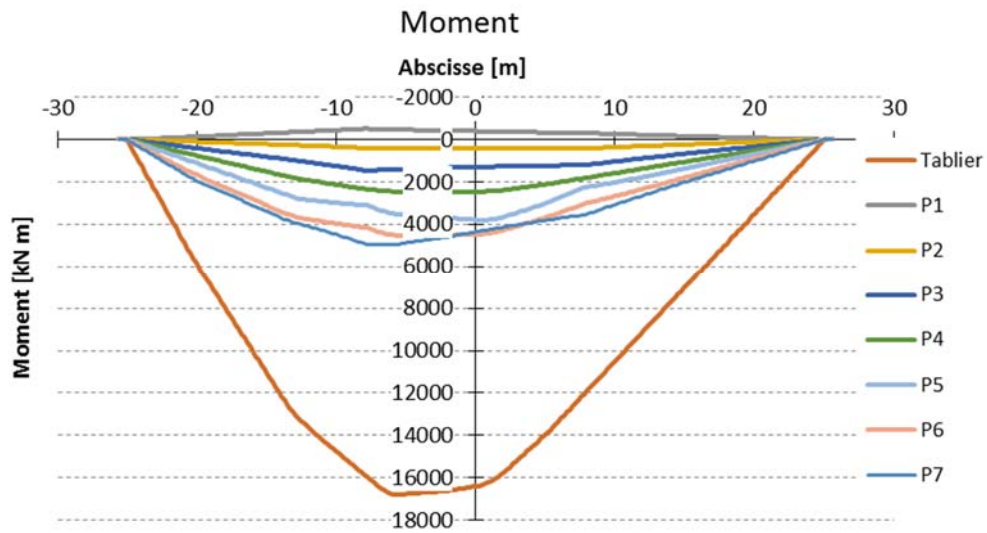


Figure 4-24 : Moment fléchissant dans le tablier et les poutres
Chargement critique à l'effort tranchant pour la poutre P7

L'effort de cisaillement repris par le tablier est égal à 1177 kN pour l'appui gauche et 698 kN pour l'appui droit, la somme correspondant à l'effort appliqué sur trois voies ($3 \times 625 \times 1.25 \times 0.8$ kN). Comme montré sur la Figure 4-25, la poutre P7 est la plus sollicitée avec un effort tranchant maximal égal à 411 kN.

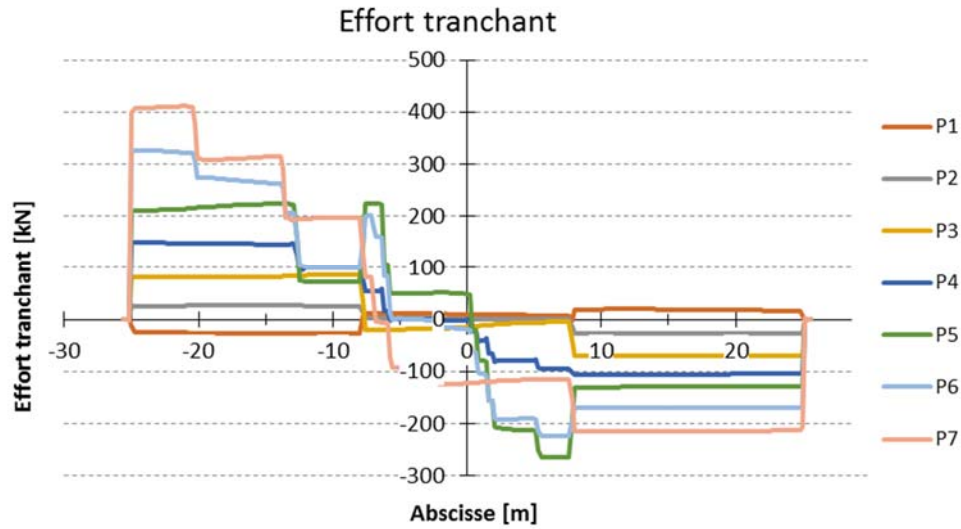


Figure 4-25 : Effort tranchant dans les poutres
Chargement critique à l'effort tranchant pour la poutre P7

Le moment fléchissant total repris par l'ensemble du tablier est égal à 16789 kN-m. De l'analyse de la Figure 4-26, la redistribution du moment fléchissant dans les poutres amène à des moments maximums répartis comme suit : -499 kN-m pour la poutre P1, 415 kN-m pour la poutre P2, 1467 kN-m pour la poutre P3, 2466 kN-m pour la poutre P4, 3805 kN-m pour la poutre P5, 4525 kN-m pour la poutre P6 et 4990 kN-m pour la poutre P7.

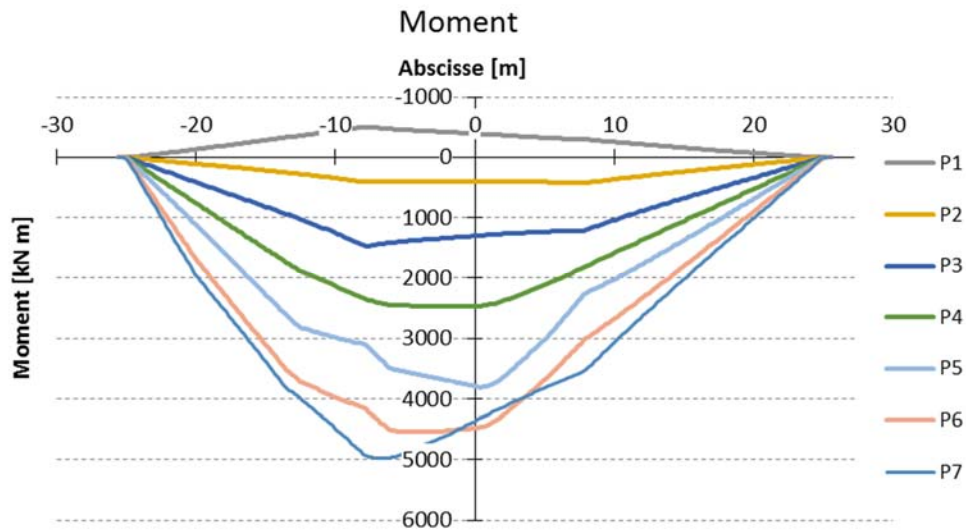


Figure 4-26 : Moment fléchissant dans les poutres
Chargement critique à l'effort tranchant pour la poutre P7

4.3.4 SYSTÈME DE RENFORCEMENT PTE – P1 ET P7

Les résultats au niveau de la force axiale, de l'effort tranchant et du moment fléchissant pour le tablier et les poutres sont présentés respectivement sur la Figure 4-27, la Figure 4-28 et la Figure 4-29. La distribution des efforts de flexion entre les poutres est montrée sur la Figure 4-30. Les valeurs numériques sont données au Tableau 4-4.

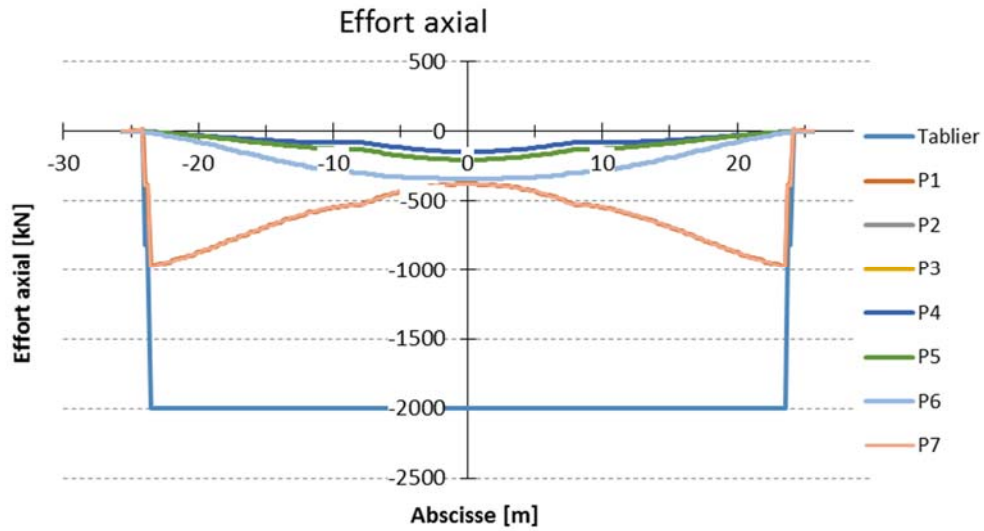


Figure 4-27 : Effort axial dans le tablier et les poutres des travées 7A de 168'8" Renforcement PTE de 1000 kN appliqué sur les poutres P1 et P7

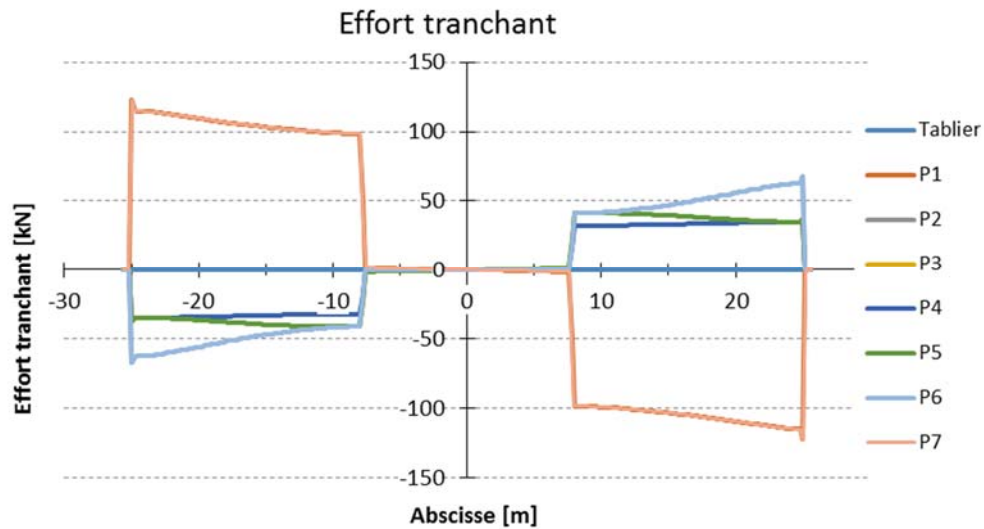


Figure 4-28 : Effort tranchant dans le tablier et les poutres des travées 7A de 168'8" Renforcement PTE de 1000 kN appliqué sur les poutres P1 et P7

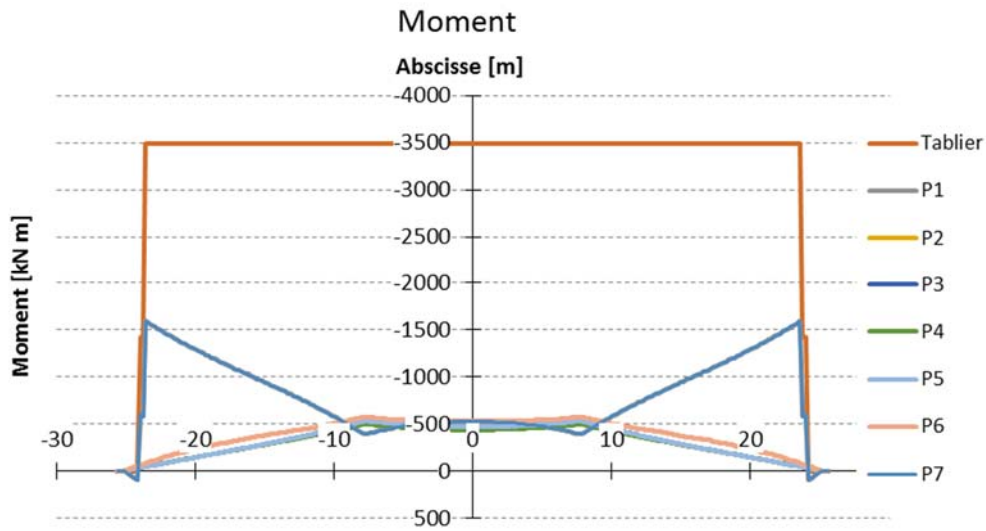


Figure 4-29 : Moment fléchissant dans le tablier des travées 7A de 168'8"
Renforcement PTE de 1000 kN appliqué sur les poutres P1 et P7

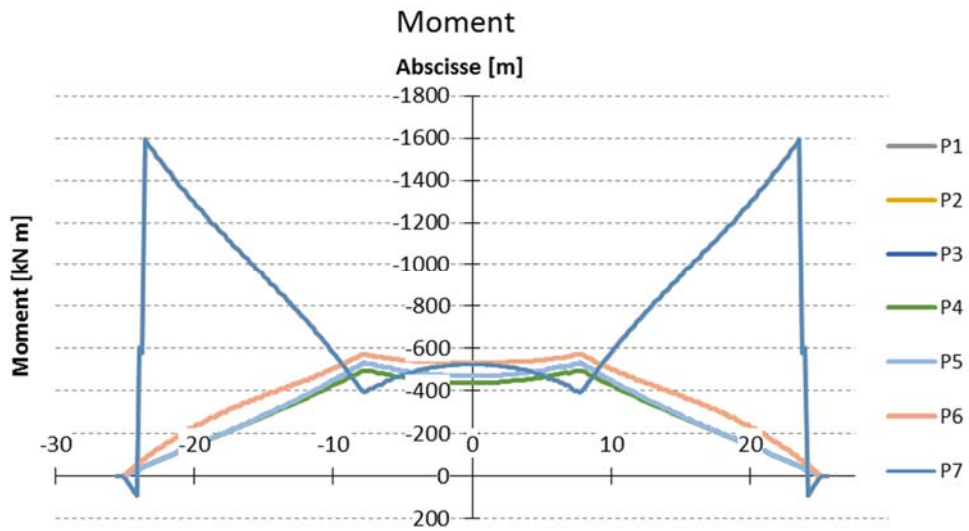


Figure 4-30 : Moment fléchissant dans les poutres des travées 7A de 168'8"
Renforcement PTE de 1000 kN appliqué sur les poutres P1 et P7

Tableau 4-4 : Effet du renforcement PTE appliqué sur P1 et P7 des travées 7A-168'
Force de précontrainte de 1000 kN par poutre

Poutres	N (kN)	V (kN)	M (kN-m)	Efficacité
Tablier	-2000	0	-3488	
P1 / P7	-381	115	-525	0.32
P2 / P6	-341	-62	-533	0.31
P3 / P5	-205	-35	-468	0.25
P4	-147	-35	-437	0.22

L'analyse des résultats montre que la force axiale totale dans le tablier est égale à 2000 kN, ce qui correspond à la somme des forces de précontrainte appliquées aux deux poutres extérieures. Cet effort se répartit entre toutes les poutres avec 38% pour les poutres de rive à mi-travée. L'effet du système de renforcement est négatif en ce qui concerne l'effort tranchant dans les deux poutres extérieures, augmentant l'effort tranchant dans les poutres de rives d'un effort égal à près de 12% de la force de précontrainte appliquée. Le moment fléchissant appliqué à l'extrémité des poutres extérieures est réparti assez uniformément entre les poutres à mi-travée, les poutres extérieures et les poutres adjacentes (P1, P2, P6 et P7) conservant en moyenne chacune 30% du moment appliqué. Le bilan de l'efficacité pour le contrôle de la fissuration à mi-travée indique une valeur autour de 32% pour les poutres de rive.

4.3.5 SYSTÈME DE RENFORCEMENT PTE2 – P1 ET P7

Les résultats au niveau de la force axiale, de l'effort tranchant et du moment fléchissant pour le tablier et les poutres sont présentés respectivement sur la Figure 4-31, la Figure 4-32 et la Figure 4-33. La distribution des efforts de flexion entre les poutres est montrée sur la Figure 4-34. Les valeurs numériques sont données au Tableau 4-5.

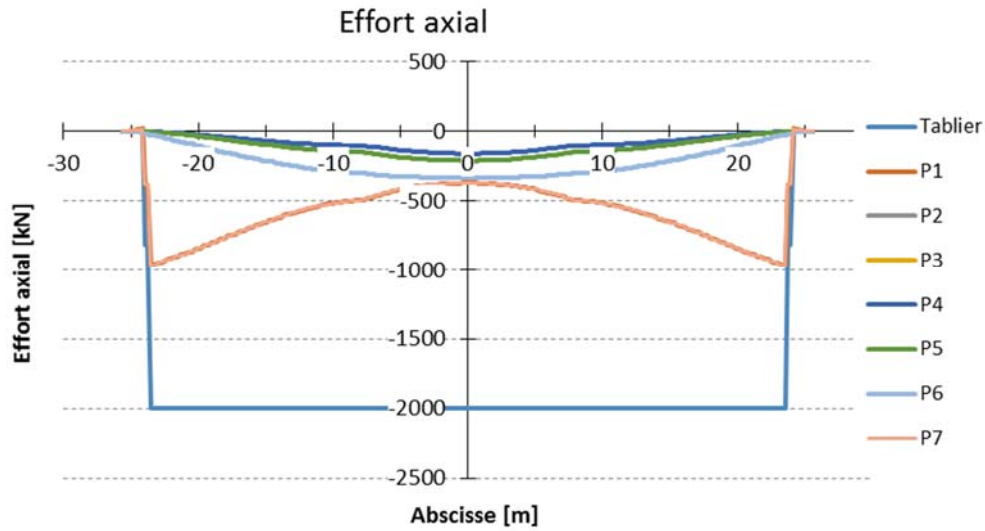


Figure 4-31 : Effort axial dans le tablier et les poutres des travées 7A de 168'8" Renforcement PTE2 de 1000 kN appliqué sur les poutres P1 et P7

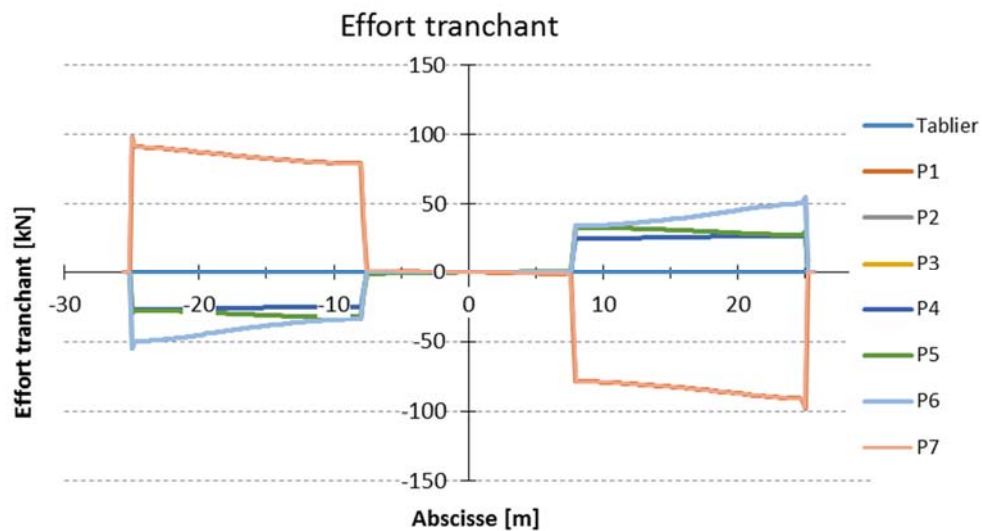


Figure 4-32 : Effort tranchant dans le tablier et les poutres des travées 7A de 168'8" Renforcement PTE2 de 1000 kN appliqué sur les poutres P1 et P7

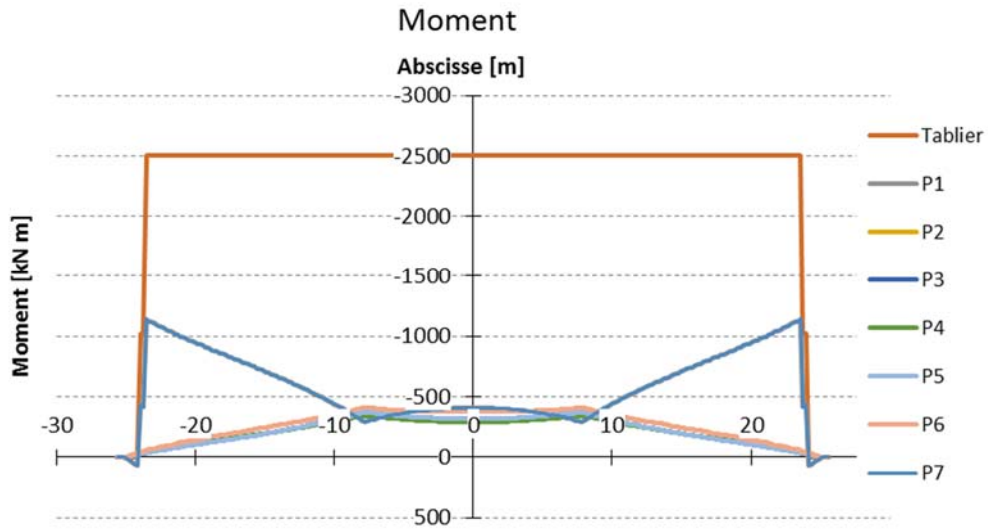


Figure 4-33 : Moment fléchissant dans le tablier des travées 7A de 168'8"
Renforcement PTE2 de 1000 kN appliqué sur les poutres P1 et P7

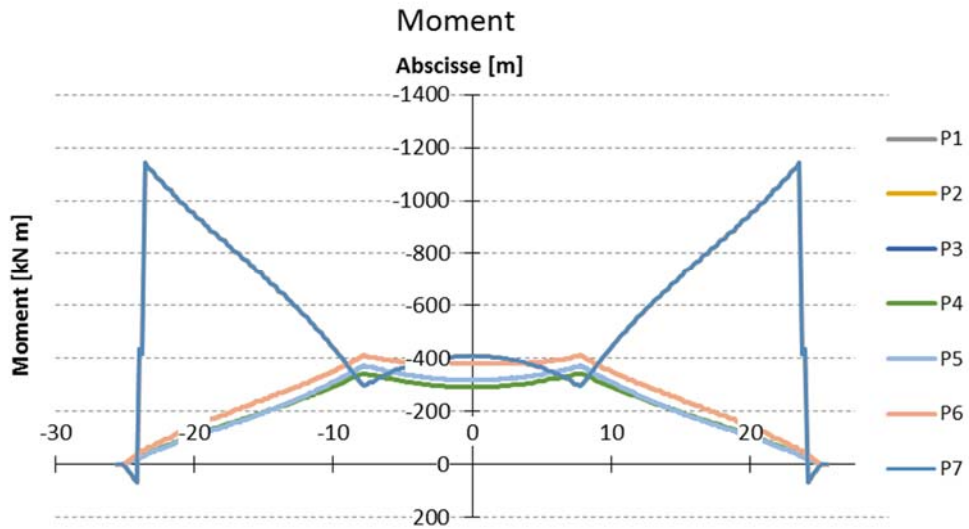


Figure 4-34 : Moment fléchissant dans les poutres des travées 7A de 168'8"
Renforcement PTE2 de 1000 kN appliqué sur les poutres P1 et P7

Tableau 4-5 : Effet du renforcement PTE2 appliqué sur P1 et P7 des travées 7A-168'
Force de précontrainte de 1000 kN par poutre

Poutres	N (kN)	V (kN)	M (kN-m)	Efficacité
Tablier	-2000	0	-2499	
P1 / P7	-373	91	-407	0.34
P2 / P6	-334	-50	-379	0.31
P3 / P5	-212	-28	-318	0.24
P4	-162	-27	-290	0.21

L'analyse des résultats montre que la force axiale totale dans le tablier est égale à 2000 kN, ce qui correspond à la somme des forces de précontrainte appliquées aux deux poutres extérieures. Cet effort se répartit entre toutes les poutres avec 37% pour les poutres de rive à mi-travée. L'effet du système de renforcement est négatif en ce qui concerne l'effort tranchant dans les deux poutres extérieures, augmentant l'effort tranchant dans les poutres de rives d'un effort égal à près de 9% de la force de précontrainte appliquée. Le moment fléchissant appliqué à l'extrémité des poutres extérieures est réparti assez uniformément entre les poutres à mi-travée, les poutres extérieures et les poutres adjacentes (P1, P2, P6 et P7) conservant en moyenne chacune 31% du moment appliqué. Le bilan de l'efficacité pour le contrôle de la fissuration à mi-travée indique une valeur autour de 34% pour les poutres de rive.

4.3.6 SYSTÈME DE RENFORCEMENT PTE2 – P3 ET P5

Les résultats au niveau de la force axiale, de l'effort tranchant et du moment fléchissant pour le tablier et les poutres sont présentés respectivement sur la Figure 4-35, la Figure 4-36 et la Figure 4-37. La distribution des efforts de flexion entre les poutres est montrée sur la Figure 4-38. Les valeurs numériques sont données au Tableau 4-6.

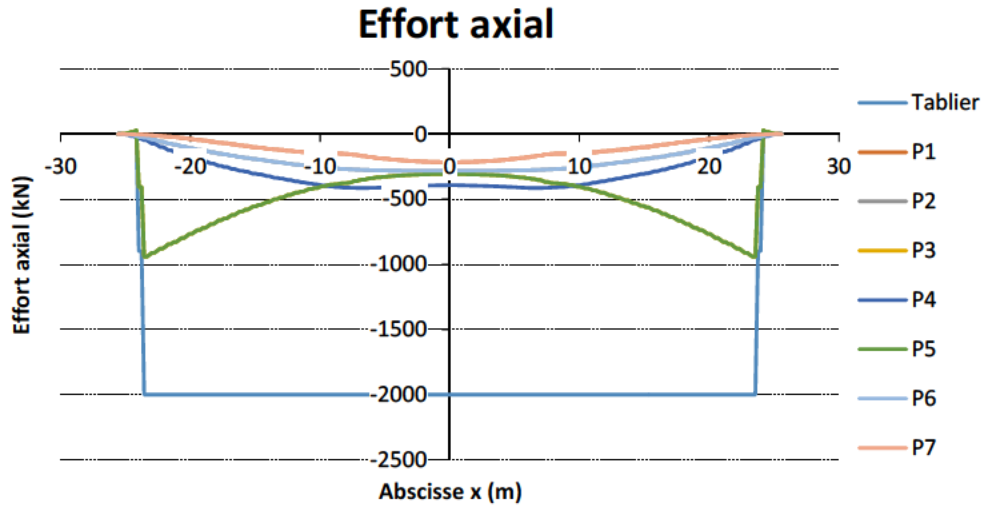


Figure 4-35 : Effort axial dans le tablier et les poutres des travées 7A de 168'8" Renforcement PTE2 de 1000 kN appliqué sur les poutres P3 et P5

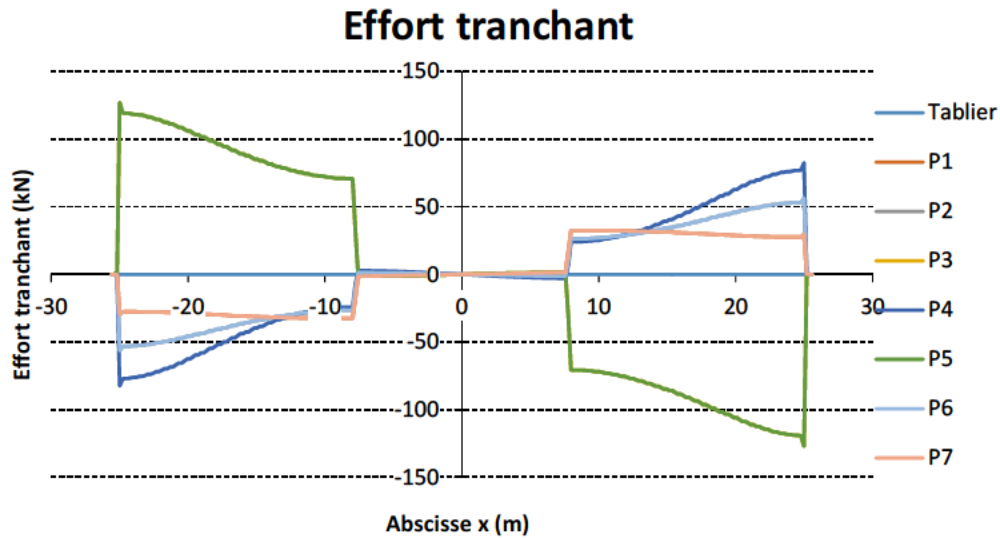


Figure 4-36 : Effort tranchant dans le tablier et les poutres des travées 7A de 168'8" Renforcement PTE2 de 1000 kN appliqué sur les poutres P3 et P5

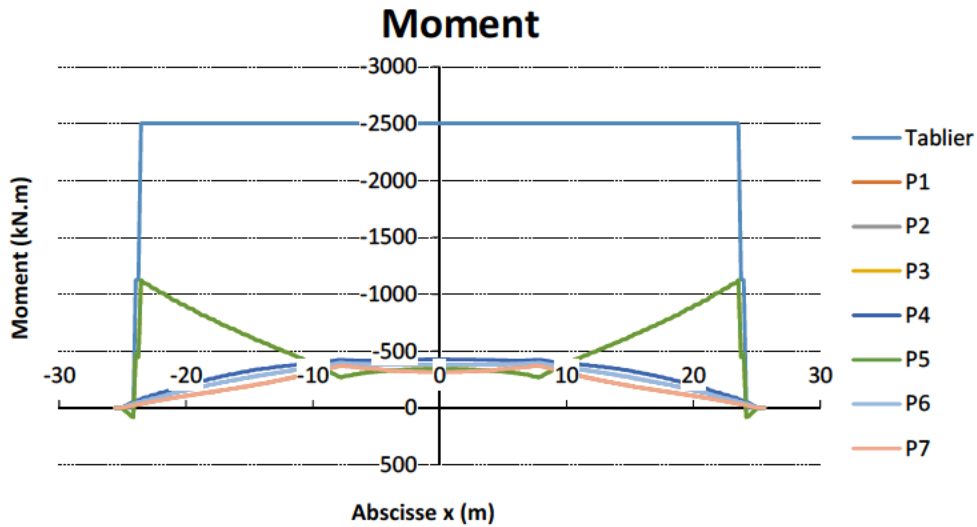


Figure 4-37 : Moment fléchissant dans le tablier des travées 7A de 168'8"
Renforcement PTE2 de 1000 kN appliqué sur les poutres P3 et P5

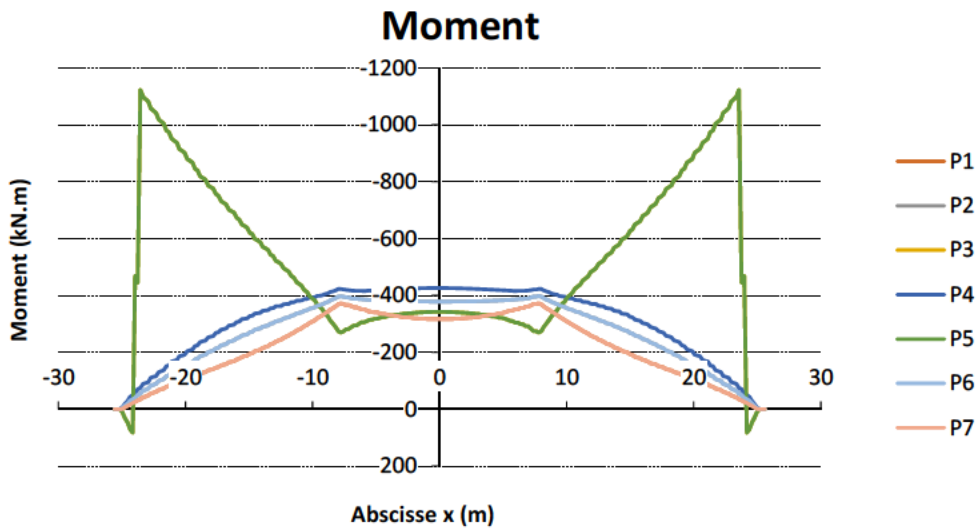


Figure 4-38 : Moment fléchissant dans les poutres des travées 7A de 168'8"
Renforcement PTE2 de 1000 kN appliqué sur les poutres P3 et P5

Tableau 4-6 : Effet du renforcement PTE2 de 1000 kN appliqué sur les poutres P3 et P5 des travées 7A de 168'8"

Poutres	N (kN)	V (kN)	M (kN-m)	Efficacité
Tablier	-2000	0	-2503	
P1 / P7	-215	-28	-317	0.24
P2 / P6	-281	-53	-379	0.30
P3 / P5	-307	119	-343	0.28
P4	-393	-77	-426	0.36

L'analyse des résultats montre que la force axiale totale dans le tablier est égale à 2000 kN, ce qui correspond à la somme des forces de précontrainte appliquées aux deux poutres extérieures. Cet effort se répartit entre toutes les poutres à mi-travée avec 31% pour les poutres P3 et P5 et 39% pour la poutre P4. Comme pour le système de précontrainte externe pour les poutres extérieures, l'effet du système de renforcement est négatif en ce qui concerne l'effort tranchant dans les deux poutres où la précontrainte est appliquée, augmentant l'effort tranchant des poutres P3 et P5 d'un effort égal à 12% de la force de précontrainte appliquée. Le moment fléchissant appliqué à l'extrémité des poutres est réparti assez uniformément entre les poutres à mi-travée, la poutre P4 étant la plus avantagée. Le bilan de l'efficacité pour le contrôle de la fissuration à mi-travée indique une valeur autour de 36% pour la poutre P4, de 28 à 30% pour les autres poutres intérieures et 24% pour les poutres de rive.

4.3.7 SYSTÈME DE RENFORCEMENT QP2 – P1 ET P7

Le système de renforcement de précontrainte externe à mono-torons déviés a été modélisé dans le modèle linéaire 3D avec des charges qui suivent le profil réel des câbles adopté pour la travée 8E-9E. Le profil des 16 paires de câbles a été modélisé sur les poutres de rive P1 et P7. La force appliquée au modèle pour chacune des poutres de rive est égal à 1000 kN. Dans le modèle chaque paire câble applique au modèle une force de 62.5 kN.

Les résultats au niveau de la force axiale, de l'effort tranchant et du moment fléchissant pour le tablier sont présentés respectivement sur la Figure 4-39, Figure 4-40 et Figure 4-41. Les valeurs numériques sont données au Tableau 4-7. Les distributions des efforts axiaux, des effort tranchants et des efforts de flexion entre les poutres sont respectivement montrées sur la Figure 4-42, la Figure 4-43 et la Figure 4-44.

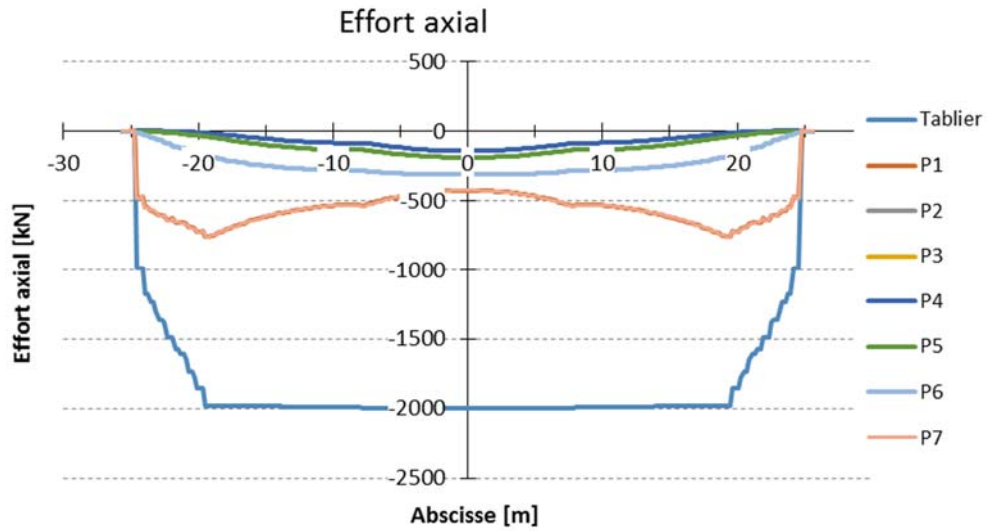


Figure 4-39 : Effort axial dans le tablier des travées 7A de 168'8" Renforcement QP2 de 1000 kN appliqué sur les poutres P1 et P7

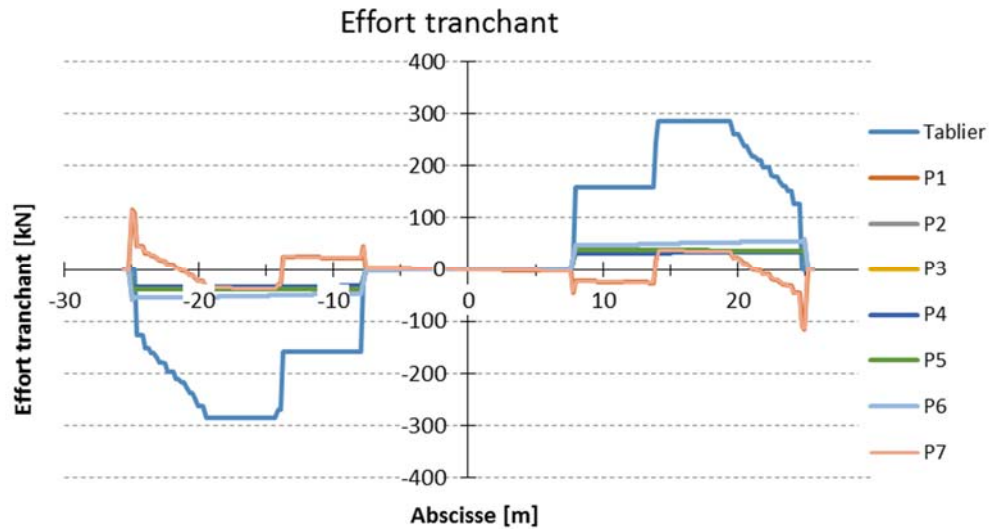


Figure 4-40 : Effort tranchant dans le tablier des travées 7A de 168'8" Renforcement QP2 de 1000 kN appliqué sur les poutres P1 et P7

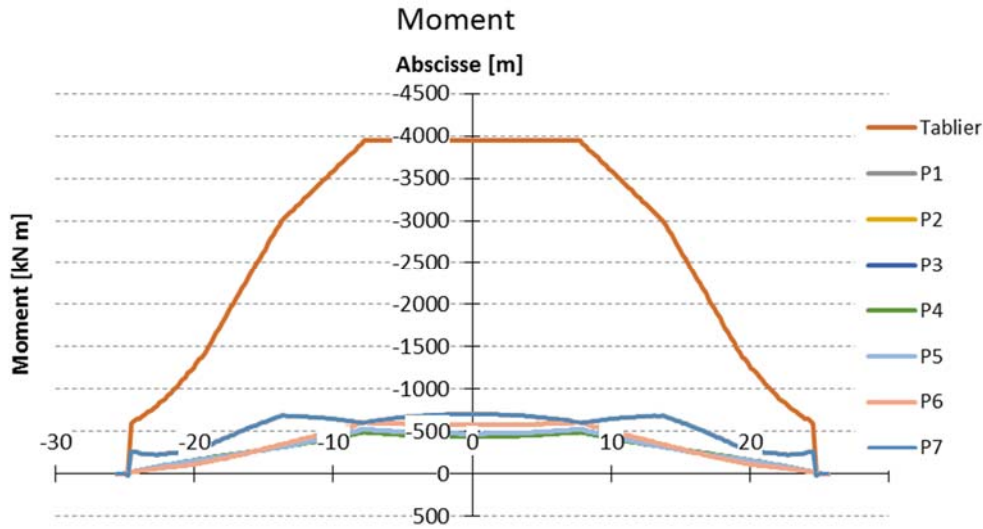


Figure 4-41 : Moment fléchissant dans le tablier des travées 7A de 168'8"
Renforcement QP2 de 1000 kN appliqué sur les poutres P1 et P7

Tableau 4-7 : Effet du renforcement QP2 de 1000 kN appliqué
sur les poutres P1 et P7 des travées 7A de 168'8"

Poutres	N (kN)	V (kN)	M (kN-m)	Efficacité
Tablier	-2000	-285	-3946	
P1 / P7	-427	45	-701	0.37
P2 / P6	-311	-55	-581	0.30
P3 / P5	-190	-37	-473	0.23
P4	-143	-34	-436	0.20

L'analyse des résultats montre que la force axiale totale dans le tablier est égale à 2000 kN, ce qui correspond à la somme des forces de précontrainte appliquées aux deux poutres extérieures. Cet effort se répartit entre toutes les poutres à mi-travée avec 43% pour les poutres P1 et P7 et 31% pour les poutres P2 et P6 et 14% uniquement pour la poutre P4. Dans la zone d'ancrage des mono-torons, la force axiale est reprise principalement par les poutres P1 et P7, jusqu'à une valeur maximale de 761 kN (Figure 4-42). Les poutres adjacentes P2 et P6 prennent le reste de l'effort axial total. Après le point d'ancrage du dernier câble, la force se diffuse dans toutes les autres poutres du tablier principalement grâce à l'action de la dalle.

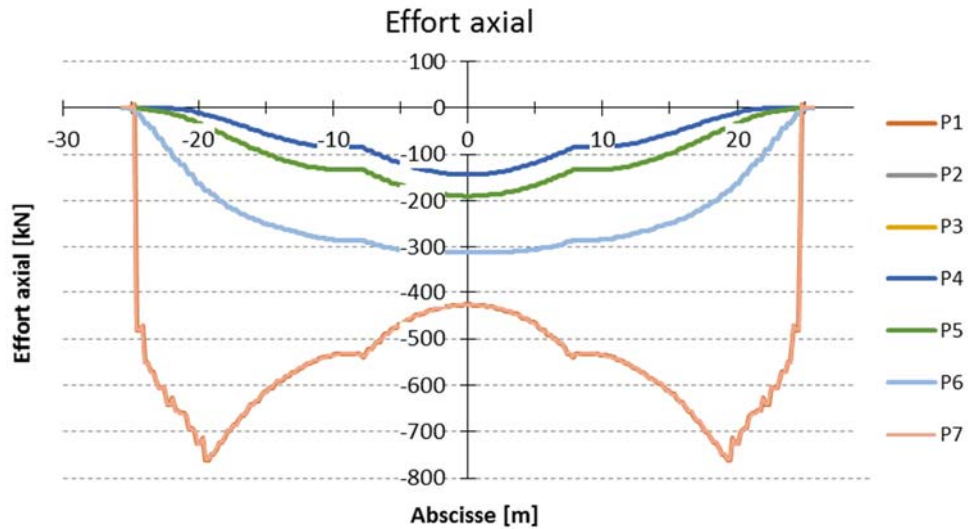


Figure 4-42 : Effort axial dans les poutres des travées 7A de 168'8"
Renforcement QP2 de 1000 kN appliqué sur les poutres P1 et P7

La répartition de l'effort tranchant présenté sur la Figure 4-43 montre les mêmes conclusions présentées pour le même type de renforcement pour la Section 5. Dans les poutres P1 et P7 l'effort tranchant est augmenté d'environ 45 kN près de l'appui, il est ensuite graduellement réduit jusqu'à -36 kN (plateau entre la fin de la zone d'ancrage des torons et le premier point de déviation des torons) pour augmenter à la valeur de 23 kN jusqu'à l'axe du diaphragme. Le système QP2 réduit donc l'effort tranchant dans les poutres de rive sur une courte portion de 5 m. Par contre, l'effort tranchant est réduit dans toutes les autres poutres dans la zone entre l'appui et le diaphragme – 55 kN pour les poutres P2 et P6, -37 kN pour les poutres P3 et P5, et d'environ -34 kN pour la poutre P4.

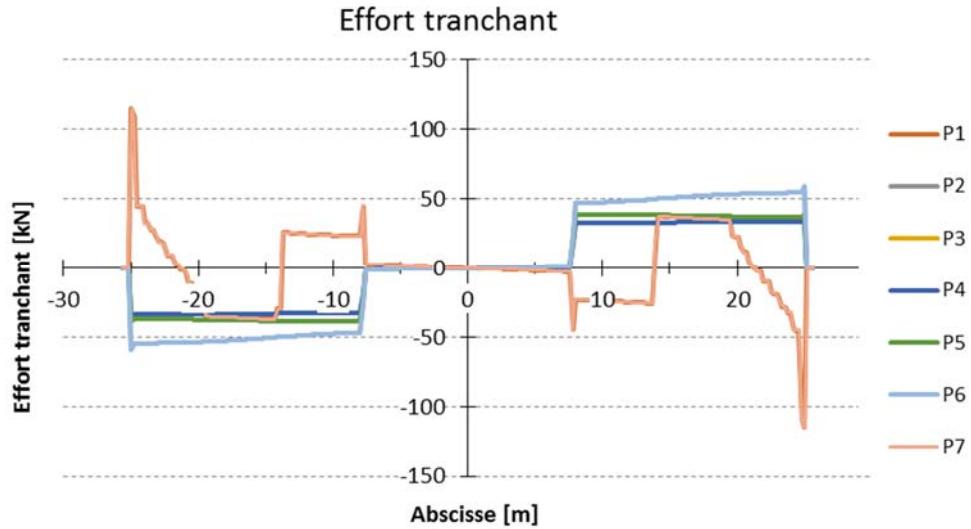


Figure 4-43 : Effort tranchant dans les poutres des travées 7A de 168'8" Renforcement QP2 de 1000 kN appliqué sur les poutres P1 et P7

La répartition des moments fléchissant montrée sur la Figure 4-44 montre les mêmes conclusions présentées pour le même type de renforcement sur la Section 5. À mi-travée le moment fléchissant appliqué dans le premier tiers des poutres de rive demeure plus important pour les poutres de rive (P1 et P7) et la poutre intérieure adjacente (P2 et P6) alors qu'il est réparti assez uniformément entre les trois poutres intérieures. Le bilan de l'efficacité pour le contrôle de la fissuration à mi-travée indique une valeur autour de 37% pour les poutres P1 et P2, 30% pour les poutres P2 et P6, et autour de 20% pour les trois poutres intérieures.

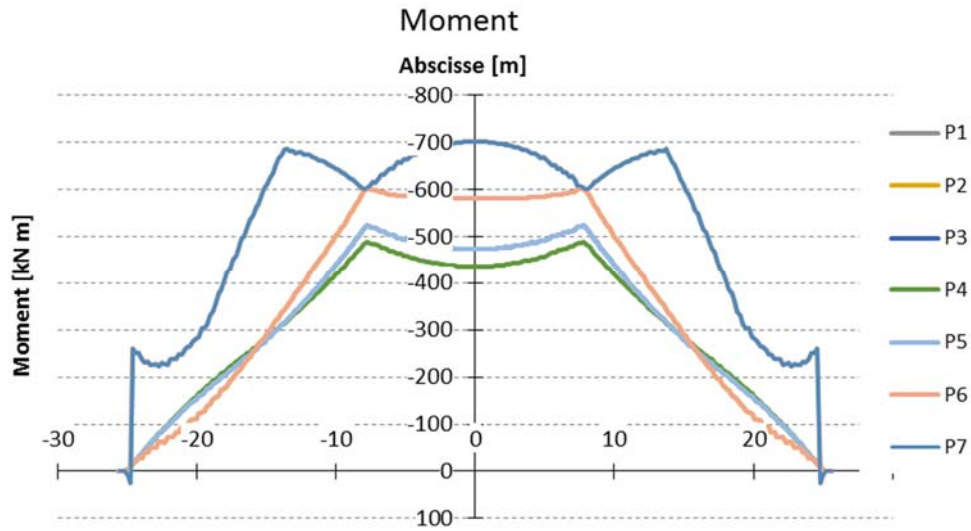


Figure 4-44 : Moment fléchissant dans les poutres des travées 7A de 168'8"
Renforcement QP2 de 1000 kN appliqué sur les poutres P1 et P7

4.4 SECTION 7B – TRAVÉES DE 172'

4.4.1 MODÈLE

Un modèle linéaire 3D a été élaboré afin d'étudier les deux travées de la Section 7B ayant une longueur de 172'4" (52.53 m). Le modèle 3D, présenté sur la Figure 4-45, inclut les câbles de précontrainte longitudinale et transversale qui sont modélisés en tant que charges (non montrés). Ce modèle s'applique aux 4 travées situées entre les axes 10E et 14E. Les systèmes de renforcement externe PTE, PTE2, QP2 sont aussi présents dans le modèle. Il n'y a pas de système de renforcement QP1 pour ces quatre travées. Les efforts dus au poids propre ne sont pas présentés, étant similaires à ceux des autres types de travées.

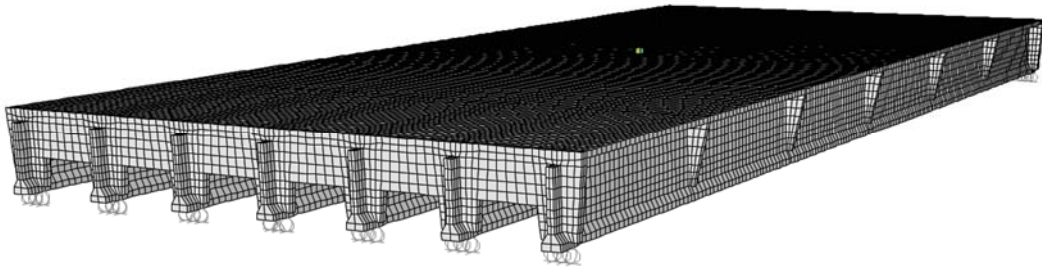


Figure 4-45 : Modèle linéaire 3D – Section 7B

4.4.2 CHARGES DE CAMION CRITIQUES EN FLEXION

Le cas de chargement le plus critique en flexion pour la poutre de rive P7 correspond au cas où les 3 voies de circulation sont chargées en considérant la charge de voie et la charge de camion CL-625. La charge de voie de \blacksquare kN/m est appliquée avec une pression uniforme de \blacksquare kPa sur 3 m de largeur par voie chargée sur toute la longueur de la travée. La charge de camion correspondante est égale au 80% des charges d'essieux du camion CL-625 sans coefficient de majoration dynamique alors qu'un coefficient de simultanéité $R_L = 0.8$ a été appliqué pour les trois voies.

Longitudinalement les trois camions ont été placés comme montré sur la Figure 4-46 pour maximiser les efforts de flexion à mi-travée. Les charges de roues du camion ont été placées à \blacksquare mm de distance du bord de la voie la plus proche à la poutre de rive (Figure 4-47). Tel que mentionné dans le rapport précédent [1], dans tous les cas c'est la charge de voie qui donne la condition la plus critique en flexion. Toutefois, pour cette portée, la charge de camion et la charge de voies donnent virtuellement le même effort maximal.

Les résultats obtenus des analyses 3D pour l'effort axial, l'effort tranchant et le moment fléchissant sont présentés respectivement sur la Figure 4-48, la Figure 4-49 et la Figure 4-50 pour le tablier.

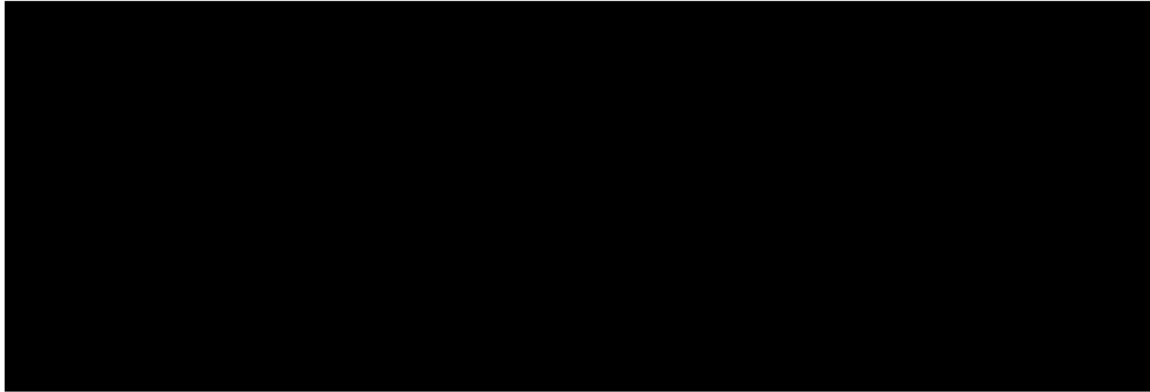


Figure 4-46 : Position longitudinal des charges de roue du camion CL 625

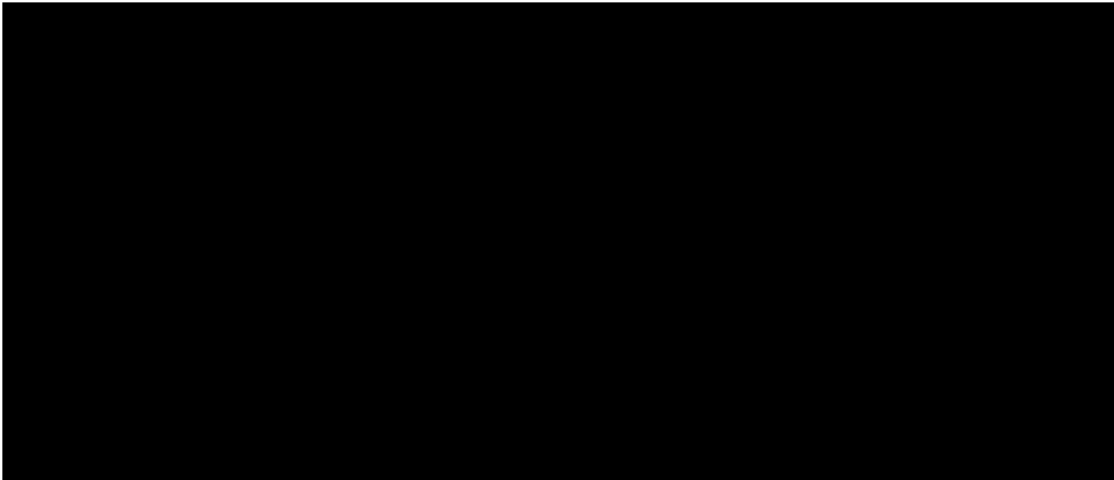


Figure 4-47 : Position transversale des charges de roue du camion CL 625

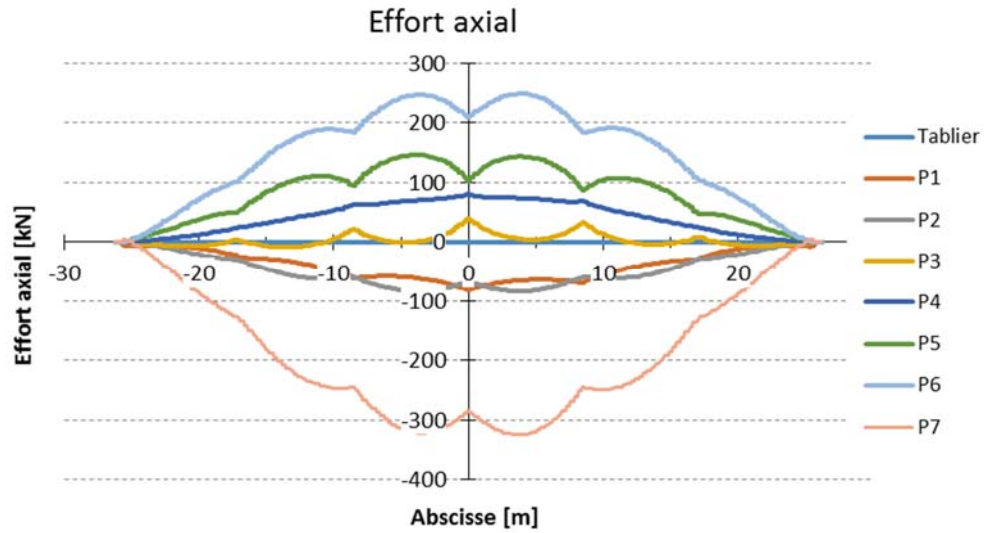


Figure 4-48 : Effort axial dans le tablier et les poutres (Section 7B)
Chargement critique de flexion pour la poutre P7

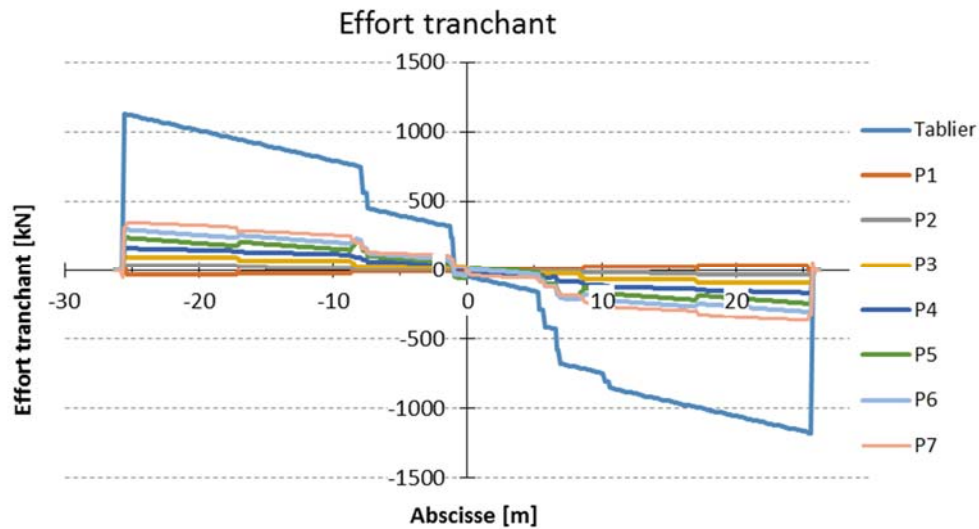


Figure 4-49 : Effort tranchant dans le tablier et les poutres (Section 7B)
Chargement critique de flexion pour la poutre P7

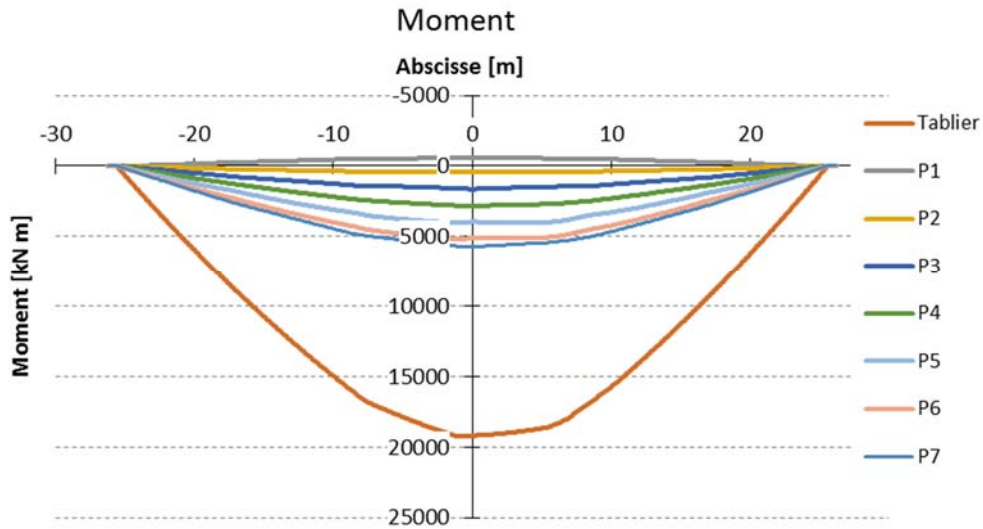


Figure 4-50 : Moment fléchissant dans le tablier et les poutres (Section 7B)
Chargement critique de flexion pour la poutre P7

L'effort tranchant maximal dans la poutre de rive est de 346 kN, tel qu'illustré sur la Figure 4-51. Les diaphragmes permettent une répartition de l'effort tranchant entre les poutres intérieures, soit 294 kN dans la poutre P6 et 233 kN dans la poutre P5.

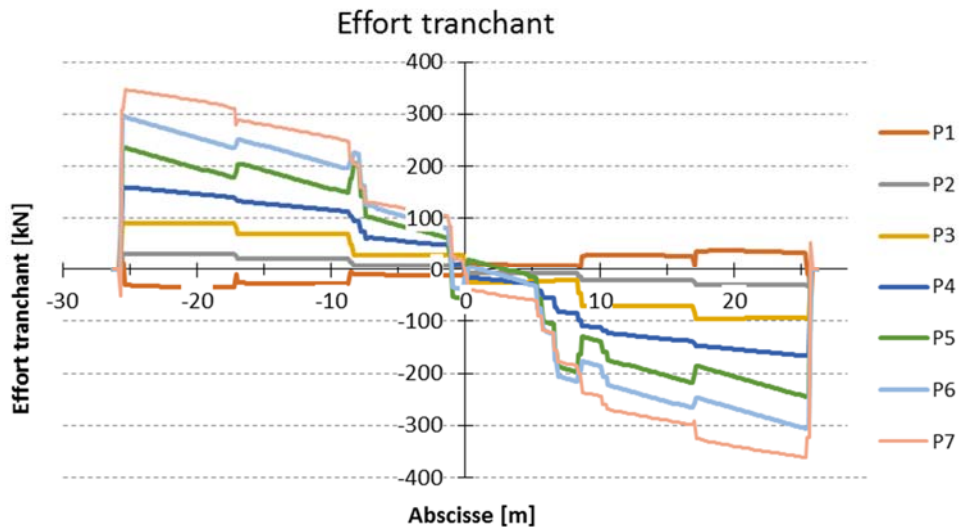


Figure 4-51 : Effort tranchant dans les poutres (Section 7B)
Chargement critique de flexion pour la poutre P7

La Figure 4-50 montre un moment maximum à mi-travée de 19226 kN-m pour l'ensemble du tablier. La présence des diaphragmes et de la dalle permet la redistribution du moment fléchissant entre les 7 poutres, soit un moment maximum de -598 kN-m dans la poutre P1, 454 kN-m dans la poutre P2, 1641 kN-m dans la poutre P3, 2828 kN-m dans la poutre P4, 4037 kN-m dans la poutre P5, 5170 kN-m dans la poutre P6 et 5731 kN-m dans la poutre P7 (Figure 4-52).

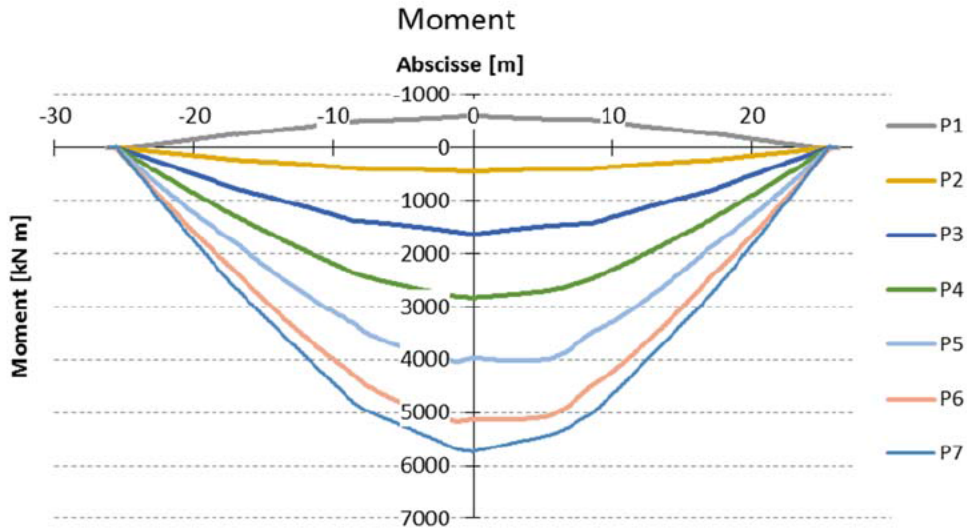


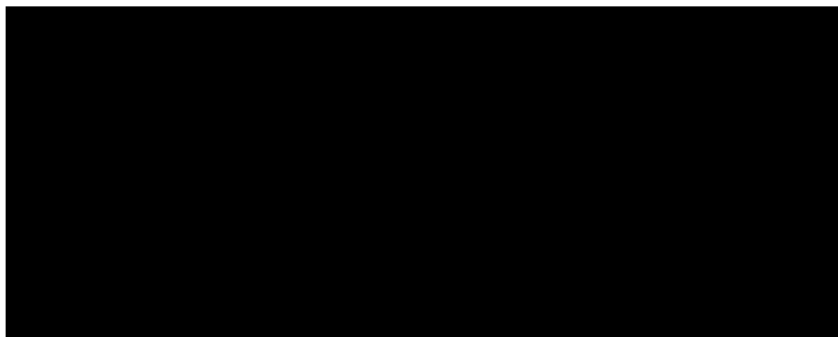
Figure 4-52 : Moment fléchissant dans les poutres (Section 7B)
Chargement critique de flexion pour la poutre P7

4.4.3 CHARGES DE CAMION CRITIQUES À L'EFFORT TRANCHANT

Différents cas de chargement ont été considérés pour chercher de maximiser la combinaison d'effort tranchant et moment fléchissant dans la zone d'appui. La présence de 5 diaphragmes permet une répartition plus uniforme des efforts entre les poutres et la position des camions dans les deux voies internes doit être déterminée pour maximiser le passage d'effort dans la poutre de rive. La position des charges de roues qui maximise les efforts sur la poutre de rive est celle de la Figure 4-53. Le cinquième essieu du camion dans la voie 1 – la voie extérieure – est placé [REDACTÉ]. Les deux autres camions sont placés avec [REDACTÉ], permettant la diffusion des efforts vers la poutre de rive.



(a) Camion dans la voie 1 (voie extérieure)



(a) Camion dans les voies 2 et 3

Figure 4-53 : Positionnement longitudinal des charges de camion correspondant à la condition critique à l'effort tranchant pour la poutre P7

Les efforts internes N, V et M associées à cette condition de chargement sont présentés respectivement sur la Figure 4-54, la Figure 4-55 et la Figure 4-56.

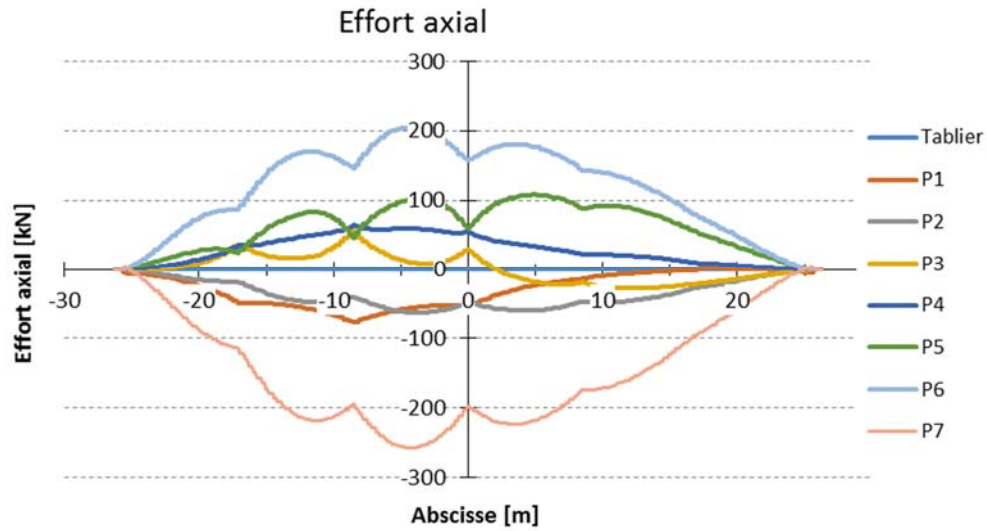


Figure 4-54 : Effort axial dans le tablier et les poutres (Section 7B)
Chargement critique de cisaillement pour la poutre P7

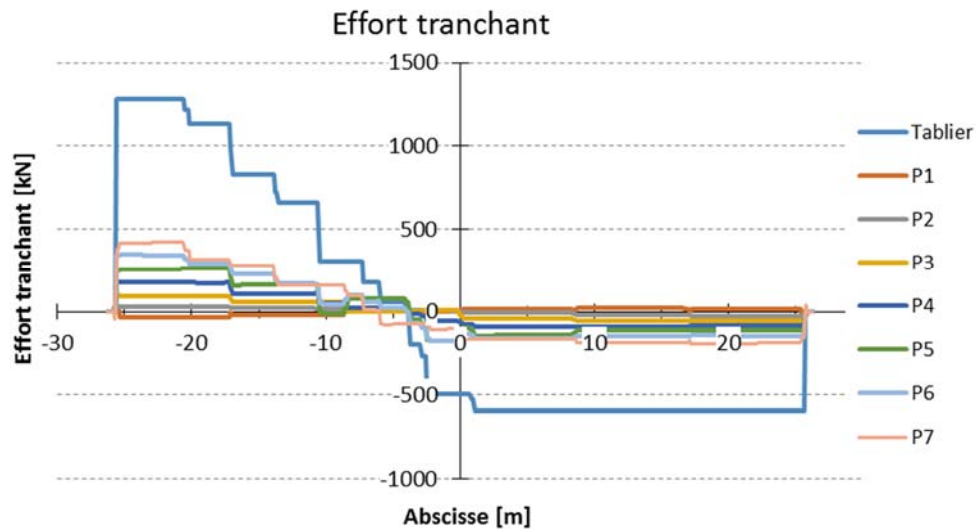


Figure 4-55 : Effort tranchant dans le tablier et les poutres (Section 7B)
Chargement critique de cisaillement pour la poutre P7

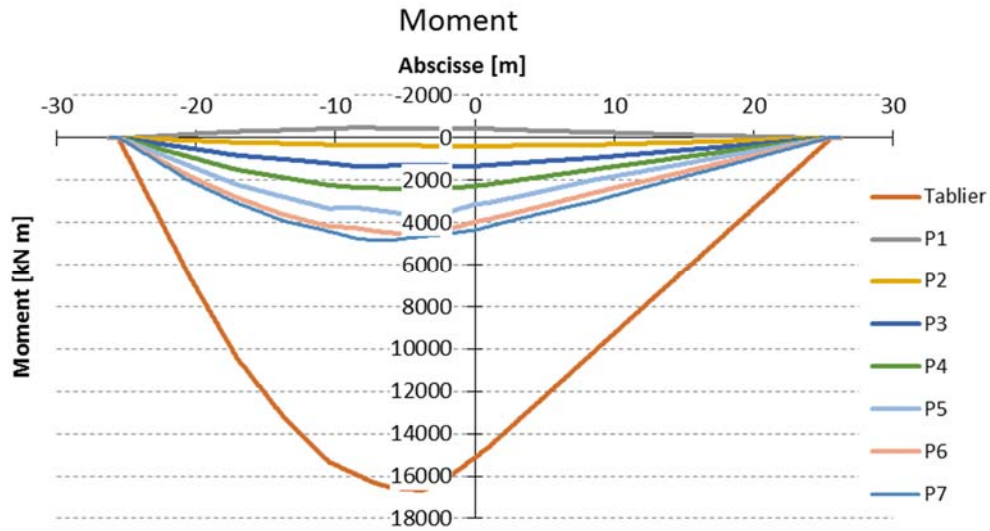


Figure 4-56 : Moment fléchissant dans le tablier et les poutres (Section 7B)
Chargement critique de cisaillement pour la poutre P7

L'effort tranchant maximal dans la poutre de rive est de 420 kN, tel qu'illustré sur la Figure 4-57. Les diaphragmes permettent une répartition de l'effort tranchant entre les poutres intérieures, soit 344 kN dans la poutre P6 et 264 kN dans la poutre P5.

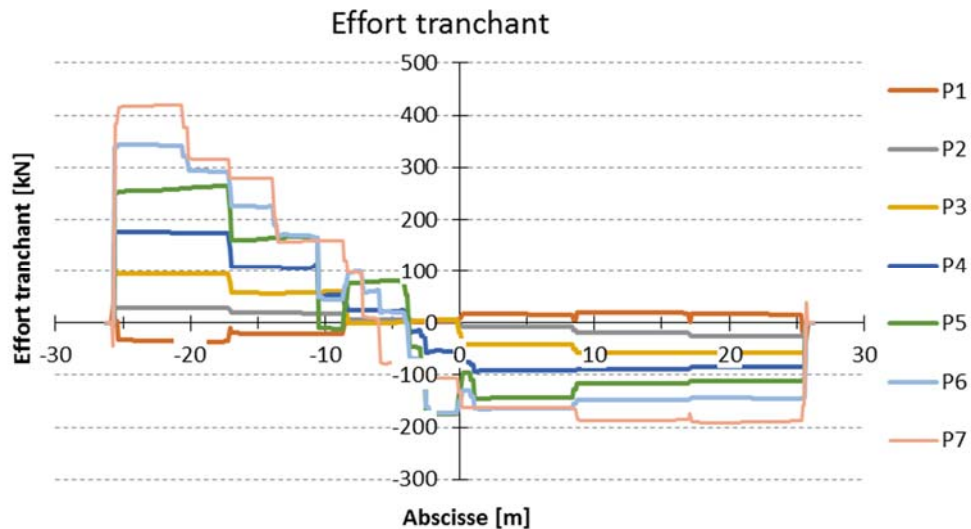


Figure 4-57 : Effort tranchant dans les poutres (Section 7B)
Chargement critique de cisaillement pour la poutre P7

La Figure 4-56 montre un moment maximum à mi-travée de 16655 kN·m pour l'ensemble du tablier. La présence des diaphragmes et de la dalle permet la redistribution du moment fléchissant entre les 7 poutres, soit un moment maximum de -468 kN·m dans la poutre P1, 407 kN·m dans la poutre P2, 1350 kN·m dans la poutre P3, 2454 kN·m dans la poutre P4, 3694 kN·m dans la poutre P5, 4542 kN·m dans la poutre P6 et 4949 kN·m dans la poutre P7 (Figure 4-58).

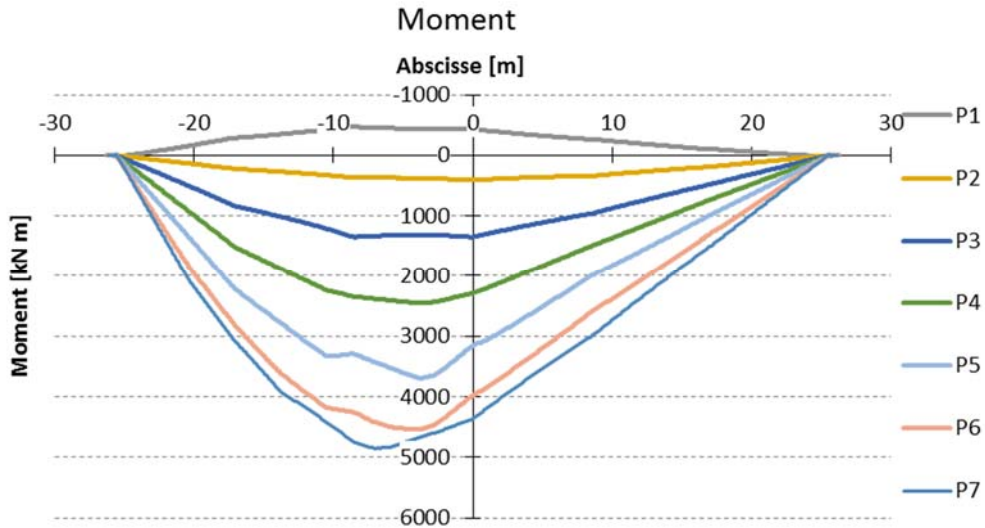


Figure 4-58 : Moment fléchissant dans les poutres (Section 7B)
Chargement critique de cisaillement pour la poutre P7

Le Tableau 4-8 donne les valeurs de efforts tranchants et des moments concomitants à une distance égale à 3 fois la profondeur des poutres, mesuré de l'appui et les valeurs de l'effort tranchant et du moment fléchissant obtenu des conditions les plus critiques.

Tableau 4-8 : Efforts V et M à 3h de distance de l'appui et maximales

Poutres	Efforts à 3h		Efforts maximum	
	V (kN)	M (kN-m)	V (kN)	M (kN-m)
Tablier	830	10739	1280	16655
P1	-19	-292	44	-468
P2	19	84	29	407
P3	58	860	99	1350
P4	107	1558	176	2454
P5	160	2281	264	3694
P6	226	2910	344	4542
P7	279	3173	420	4849

4.4.4 SYSTÈME DE RENFORCEMENT PTE – P1 ET P7

Les résultats au niveau de la force axiale, de l'effort tranchant et du moment fléchissant pour le tablier les poutres sont présentés respectivement sur la Figure 4-59, la Figure 4-60 et la Figure 4-61. La distribution des efforts de flexion entre les poutres est montrée sur la Figure 4-62. Les valeurs numériques sont données au Tableau 4-9.

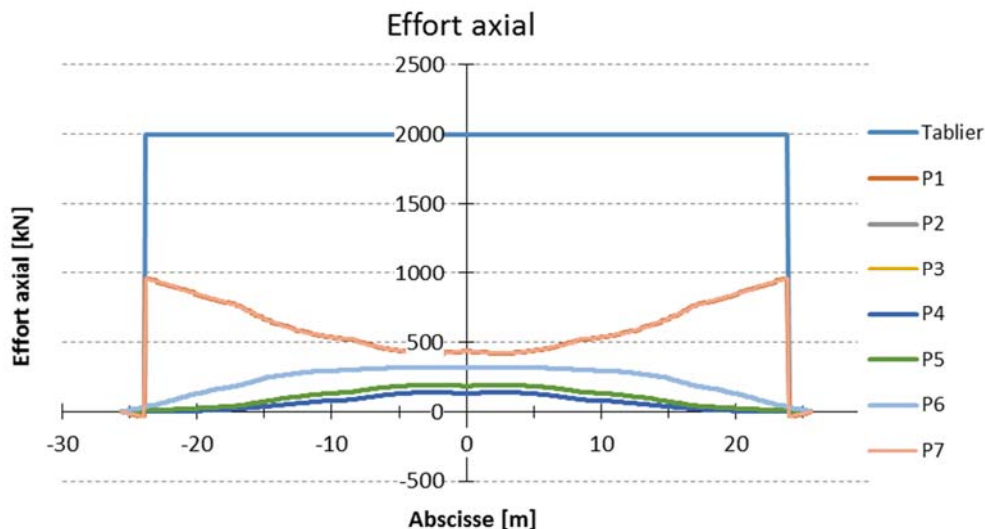


Figure 4-59 : Effort axial dans le tablier et les poutres des travées 7B
Renforcement PTE de 1000 kN appliqué sur les poutres P1 et P7

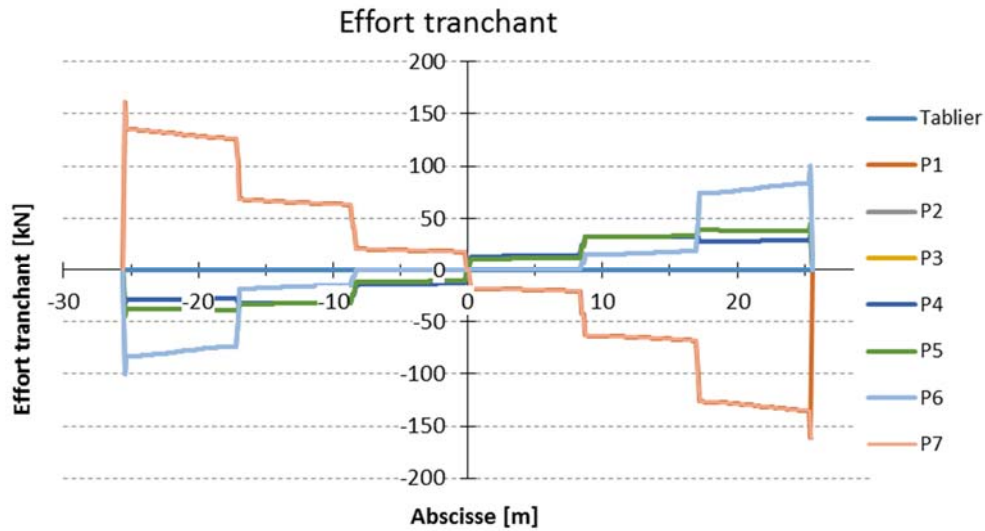


Figure 4-60 : Effort tranchant dans le tablier et les poutres des travées 7B
Renforcement PTE de 1000 kN appliqué sur les poutres P1 et P7

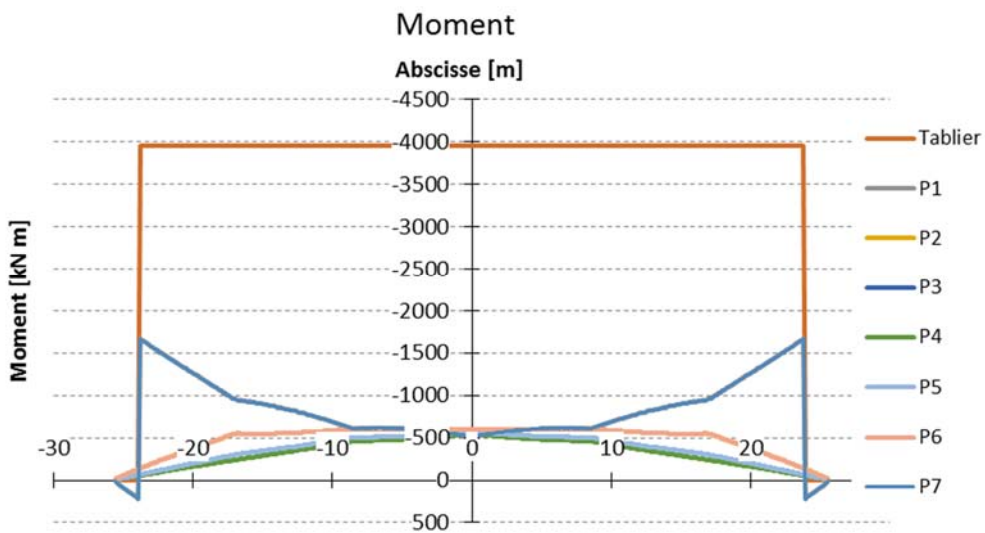


Figure 4-61 : Moment fléchissant dans le tablier et les poutres des travées 7B
Renforcement PTE de 1000 kN appliqué sur les poutres P1 et P7

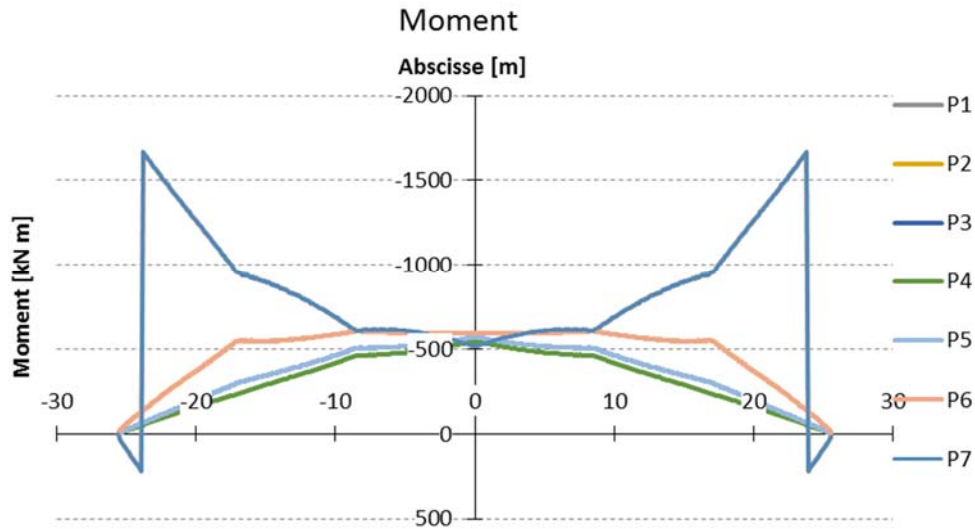


Figure 4-62 : Moment fléchissant dans les poutres des travées 7B
Renforcement PTE de 1000 kN appliqué sur les poutres P1 et P7

Tableau 4-9 : Effet du renforcement PTE appliqué sur P1 et P7 des travées 7B
Force de précontrainte de 1000 kN par poutre

Poutres	N (kN)	V (kN)	M (kN-m)	Efficacité
Tablier	-2000	0	-3958	
P1 / P7	-437	133	-518	0.30
P2 / P6	-317	-81	-597	0.30
P3 / P5	-183	-38	-570	0.27
P4	-126	-29	-548	0.25

L'analyse des résultats montre que la force axiale totale dans le tablier est égale à 2000 kN, ce qui correspond à la somme des forces de précontrainte appliquées aux deux poutres extérieures. Cet effort se répartit entre toutes les poutres avec 44% pour les poutres de rive à mi-travée. L'effet du système de renforcement est négatif en ce qui concerne l'effort tranchant dans les deux poutres extérieures, augmentant l'effort tranchant dans les poutres de rives d'un effort égal à près de 13% de la force de précontrainte appliquée. Le moment fléchissant appliqué à l'extrémité des poutres extérieures est réparti assez uniformément entre toutes les poutres à mi-travée. Le bilan de l'efficacité pour le contrôle de la fissuration à mi-travée indique une valeur autour de 30% pour les poutres de rive.

4.4.5 SYSTÈME DE RENFORCEMENT PTE2 – P1 ET P7

Les résultats au niveau de la force axiale, de l'effort tranchant et du moment fléchissant pour le tablier les poutres sont présentés respectivement sur la Figure 4-31, la Figure 4-63, la Figure 4-64 et la Figure 4-65. La distribution des efforts de flexion entre les poutres est montrée sur la Figure 4-66. Les valeurs numériques sont données au Tableau 4-10.

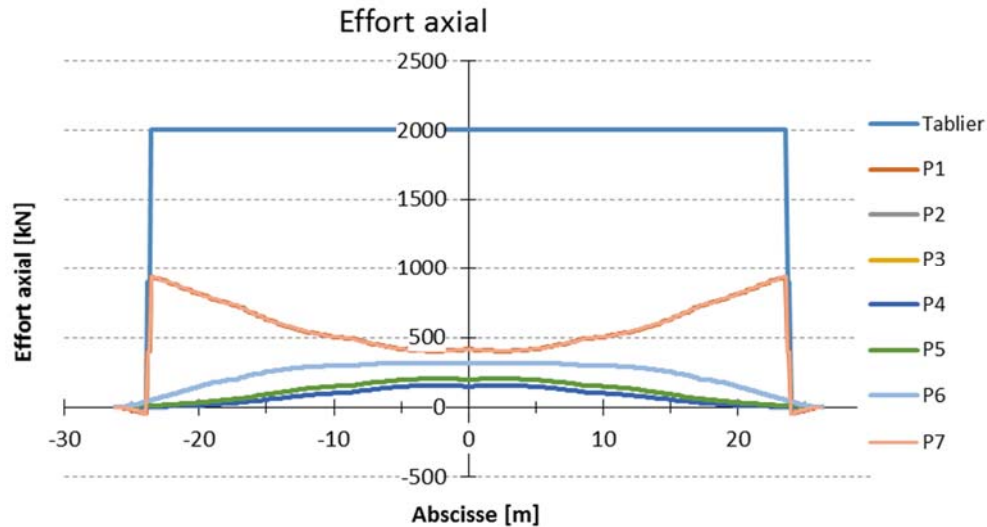


Figure 4-63 : Effort axial dans le tablier et les poutres des travées 7B Renforcement PTE2 de 1000 kN appliqué sur les poutres P1 et P7

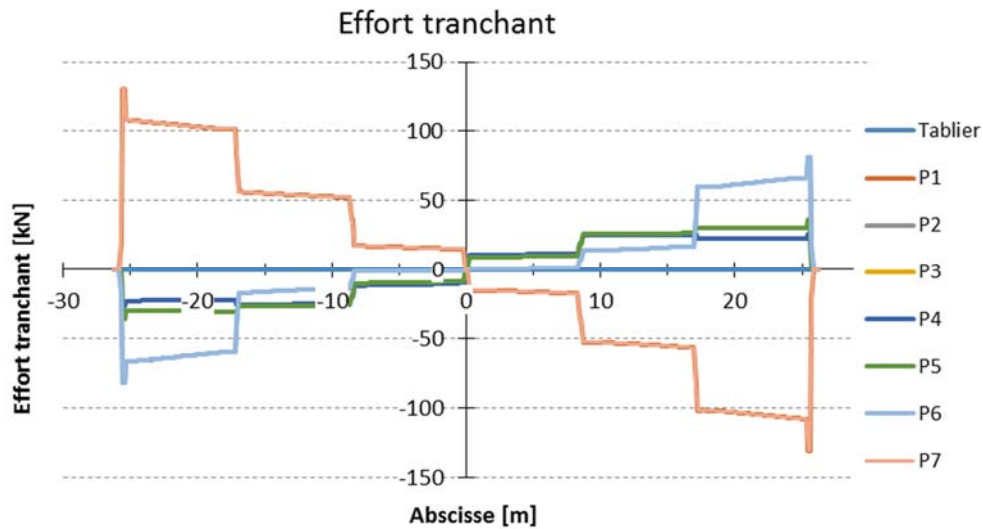


Figure 4-64 : Effort tranchant dans le tablier et les poutres des travées 7B
Renforcement PTE2 de 1000 kN appliqué sur les poutres P1 et P7

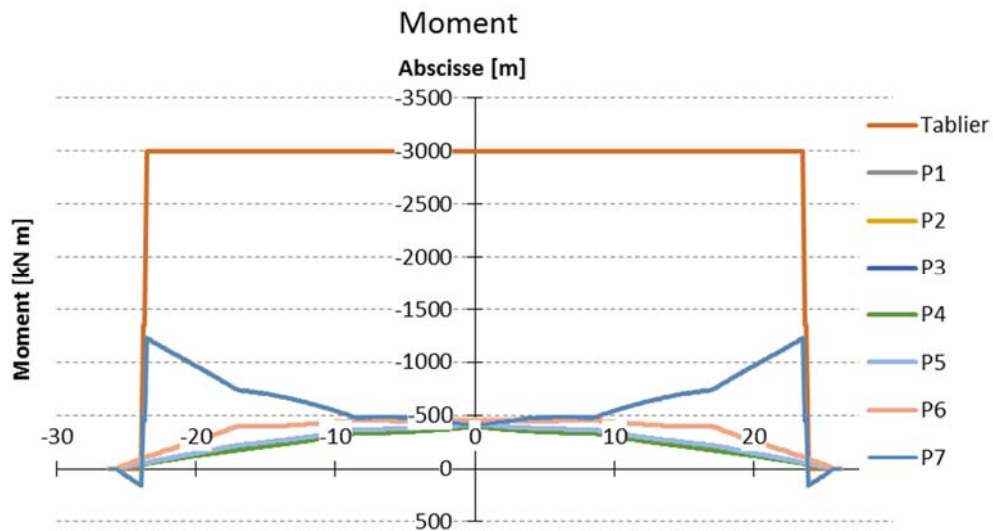


Figure 4-65 : Moment fléchissant dans le tablier des travées 7B
Renforcement PTE2 de 1000 kN appliqué sur les poutres P1 et P7

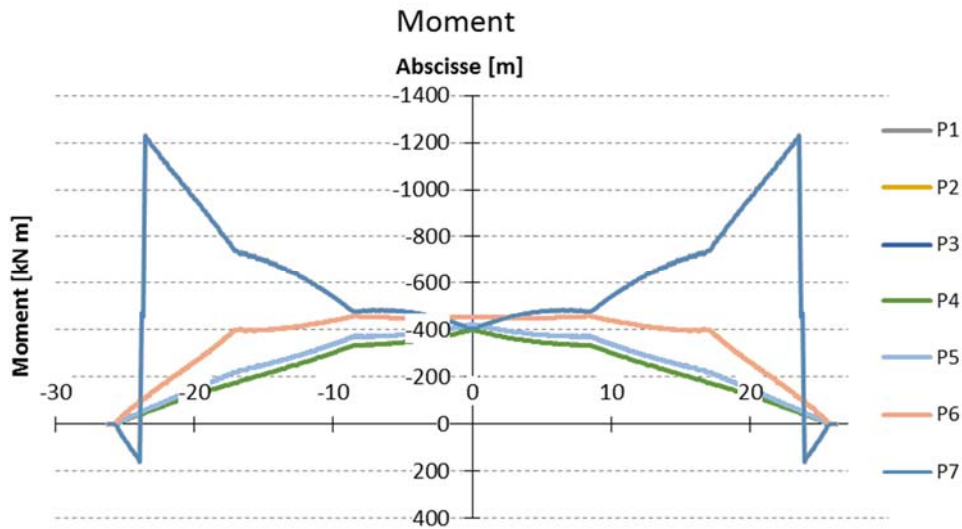


Figure 4-66 : Moment fléchissant dans les poutres des travées 7B
Renforcement PTE2 de 1000 kN appliqué sur les poutres P1 et P7

Tableau 4-10 : Effet du renforcement PTE2 appliqué sur P1 et P7 des travées 7B
Force de précontrainte de 1000 kN par poutre

Poutres	N (kN)	V (kN)	M (kN-m)	Efficacité
Tablier	-2000	0	-2996	
P1 / P7	-415	107	-404	0.31
P2 / P6	-316	-65	-455	0.31
P3 / P5	-196	-30	-422	0.26
P4	0	-43	-399	0.20

L'analyse des résultats montre que la force axiale totale dans le tablier est égale à 2000 kN, ce qui correspond à la somme des forces de précontrainte appliquées aux deux poutres extérieures. Cet effort se répartit entre toutes les poutres avec 42% pour les poutres de rive à mi-travée. L'effet du système de renforcement est négatif en ce qui concerne l'effort tranchant dans les deux poutres extérieures, augmentant l'effort tranchant dans les poutres de rives d'un effort égal à près de 11% de la force de précontrainte appliquée. Le moment fléchissant appliqué à l'extrémité des poutres extérieures est réparti assez uniformément entre les poutres à mi-travée. Le bilan de l'efficacité pour le contrôle de la fissuration à mi-travée indique une valeur autour de 31% pour les poutres de rive.

4.4.6 SYSTÈME DE RENFORCEMENT PTE2 – P3 ET P5

Les résultats au niveau de la force axiale, de l'effort tranchant et du moment fléchissant pour le tablier les poutres sont présentés respectivement sur la Figure 4-67, la Figure 4-68 et la Figure 4-69. La distribution des efforts de flexion entre les poutres est montrée sur la Figure 4-70. Les valeurs numériques sont données au Tableau 4-11.

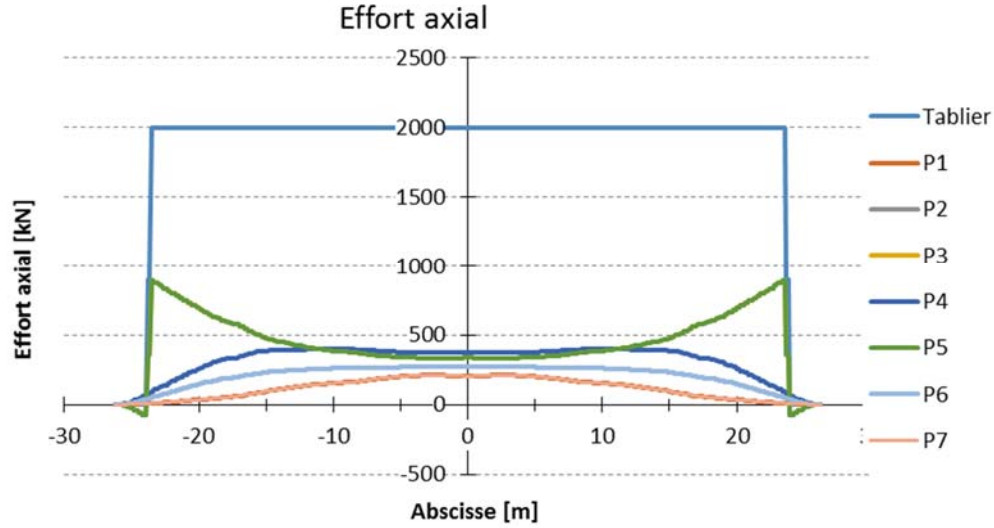


Figure 4-67 : Effort axial dans le tablier et les poutres des travées 7B Renforcement PTE2 de 1000 kN appliqué sur les poutres P3 et P5

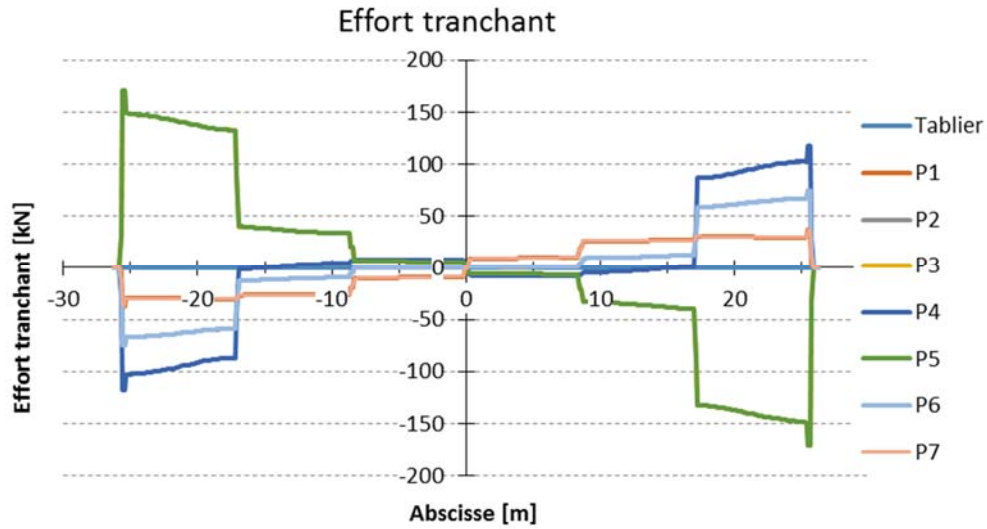


Figure 4-68 : Effort tranchant dans le tablier et les poutres des travées 7B
Renforcement PTE2 de 1000 kN appliqué sur les poutres P3 et P5

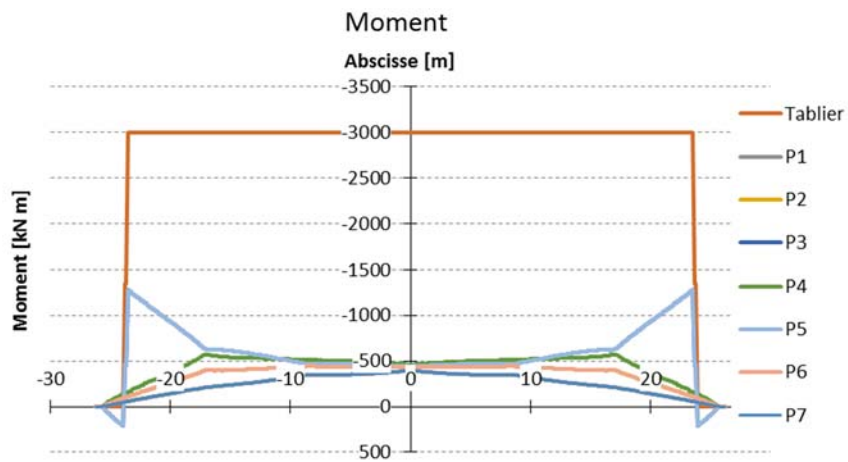


Figure 4-69 : Moment fléchissant dans le tablier des travées 7B
Renforcement PTE2 de 1000 kN appliqué sur les poutres P3 et P5

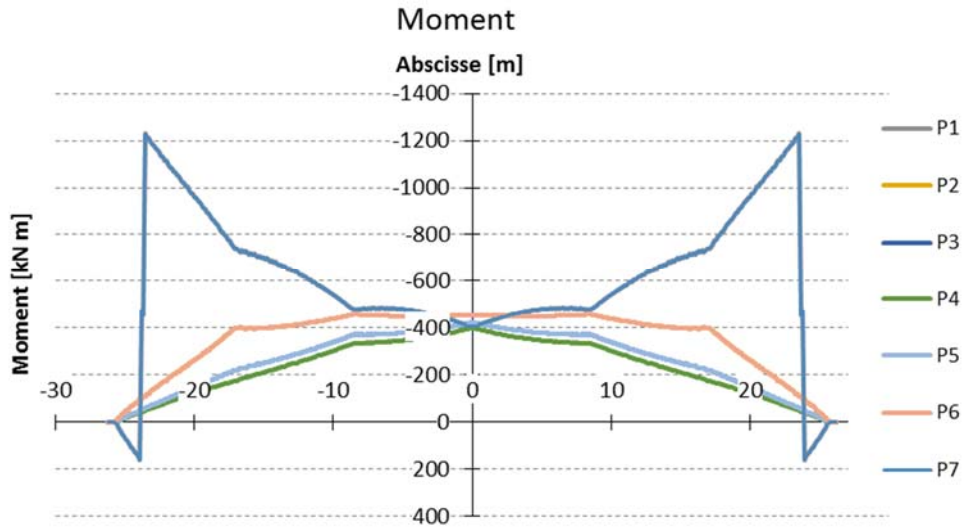


Figure 4-70 : Moment fléchissant dans les poutres des travées 7B
Renforcement PTE2 de 1000 kN appliqué sur les poutres P3 et P5

Tableau 4-11 : Effet du renforcement PTE2 appliqué sur P3 et P5 des travées 7B
Force de précontrainte de 1000 kN par poutre

Poutres	N (kN)	V (kN)	M (kN-m)	Efficacité
Tablier	-2000	0	-2996	
P1 / P7	-204	-30	-396	0.25
P2 / P6	-271	-67	-440	0.29
P3 / P5	-337	149	-440	0.30
P4	-375	-103	-460	0.32

L'analyse des résultats montre que la force axiale totale dans le tablier est égale à 2000 kN, ce qui correspond à la somme des forces de précontrainte appliquées aux deux poutres extérieures. Cet effort se répartit entre toutes les poutres à mi-travée avec 34% pour les poutres P3 et P5 et 38% pour la poutre P4. Comme pour le système de précontrainte externe pour les poutres extérieures, l'effet du système de renforcement est négatif en ce qui concerne l'effort tranchant dans les deux poutres où la précontrainte est appliquée, augmentant l'effort tranchant des poutres P3 et P5 d'un effort égal à 15% de la force de précontrainte appliquée. Le moment fléchissant appliqué à l'extrémité des poutres est réparti assez uniformément entre les poutres à mi-travée, la poutre P4 étant la plus avantagée. Le bilan de l'efficacité pour le contrôle de la fissuration à mi-travée indique une valeur autour de 32% pour la poutre P4, environ 30% pour les autres poutres intérieures et 25% pour les poutres de rive.

4.4.7 SYSTÈME DE RENFORCEMENT QP2 – P1 ET P7

Le système de renforcement de précontrainte externe à mono-torons déviés a été modélisé dans le modèle linéaire 3D avec des charges qui suivent le profil réel des câbles adopté pour la travée 8E-9E. Le profil des 8 paires de câbles a été modélisé sur les poutres de rive P1 et P7. La force appliquée au modèle pour chacune des poutres de rive est égal à 1000 kN. Dans le modèle chaque paire de câbles applique au modèle une force de 125 kN.

Les résultats au niveau de la force axiale, de l'effort tranchant et du moment fléchissant pour le tablier les poutres sont présentés respectivement sur la Figure 4-71, la Figure 4-72 et la Figure 4-73. Les valeurs numériques sont données au Tableau 4-12. Les distributions des efforts axiaux, des efforts tranchants et des efforts de flexion entre les poutres sont respectivement montrées sur la Figure 4-74, la Figure 4-75 et la Figure 4-76.

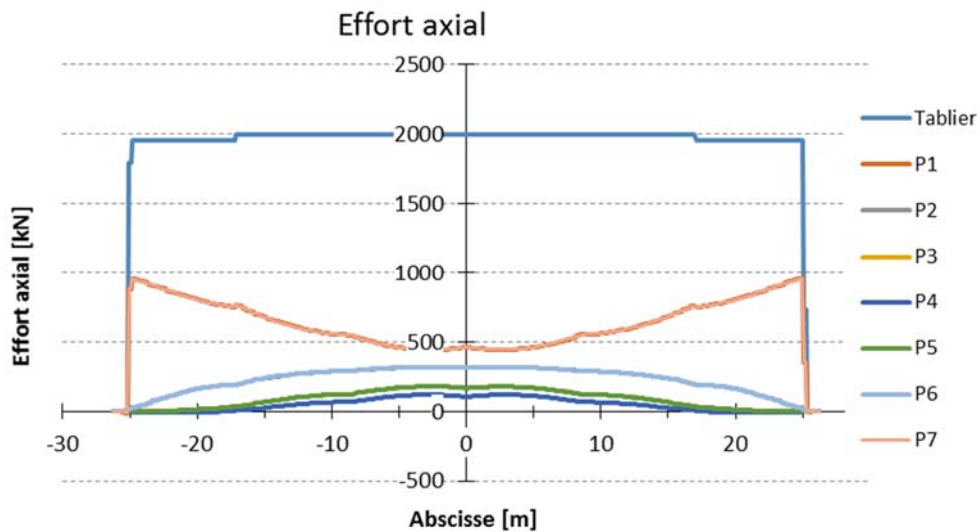


Figure 4-71 : Effort axial dans le tablier des travées 7B
Renforcement QP2 de 1000 kN appliqué sur les poutres P1 et P7

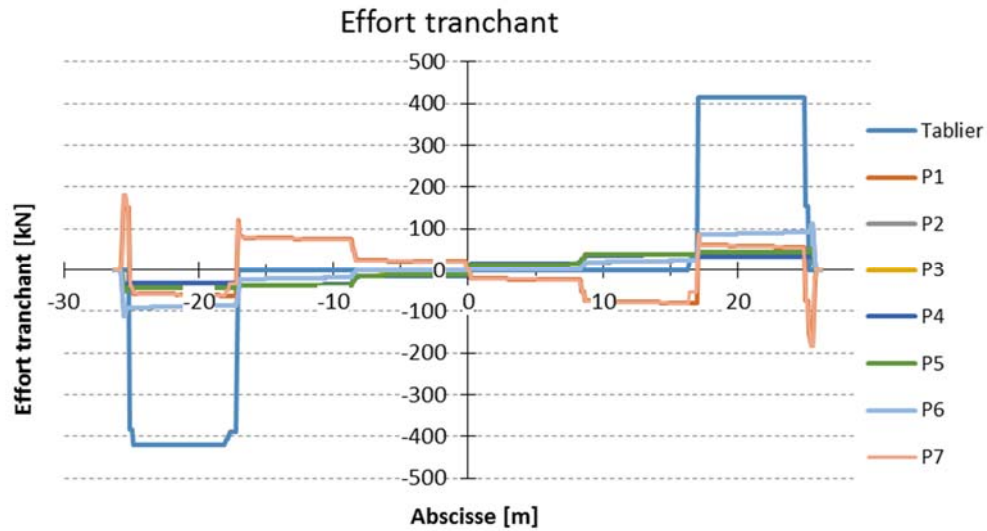


Figure 4-72 : Effort tranchant dans le tablier des travées 7B
Renforcement QP2 de 1000 kN appliqué sur les poutres P1 et P7

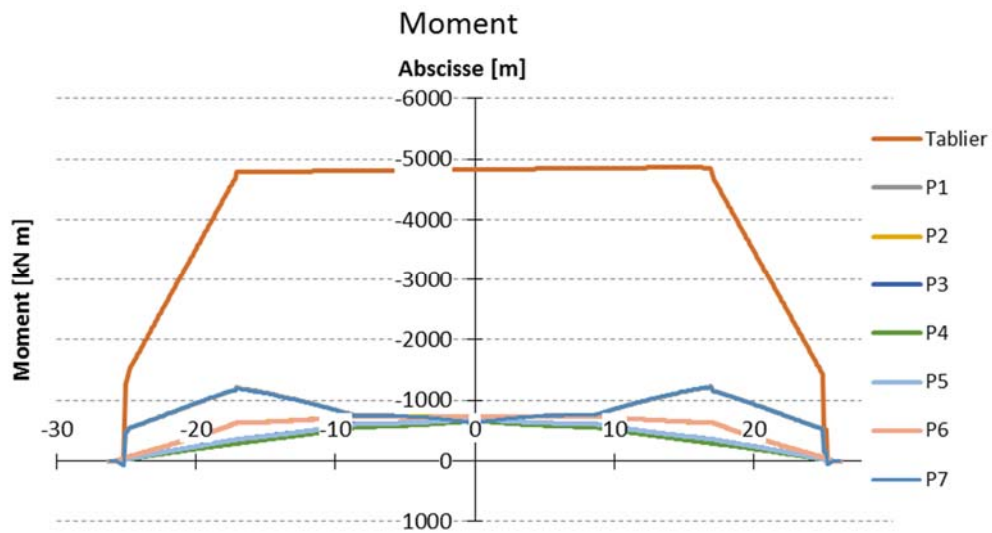


Figure 4-73 : Moment fléchissant dans le tablier des travées 7B
Renforcement QP2 de 1000 kN appliqué sur les poutres P1 et P7

Tableau 4-12 : Effet du renforcement QP2 de 1000 kN appliqué sur les poutres P1 et P7 des travées 7B

Poutres	N (kN)	V (kN)	M (kN-m)	Efficacité
Tablier	-2000	-420	-4825	
P1 / P7	-460	72	-636	0.30
P2 / P6	-317	-110	-729	0.30
P3 / P5	-170	-44	-693	0.27
P4	-106	-34	-663	0.25

L'analyse des résultats montre que la force axiale totale dans le tablier est égale à 2000 kN, ce qui correspond à la somme des forces de précontrainte appliquées aux deux poutres extérieures. Cet effort se répartit entre toutes les poutres à mi-travée avec 46% pour les poutres P1 et P7 et 32% pour les poutres P2 et P6 et 11% uniquement pour la poutre P4. Dans la zone d'ancrage des mono-torons, la force axiale est reprise principalement par les poutres P1 et P7, jusqu'à une valeur maximale de 952 kN (Figure 4-42). Les poutres adjacentes P2 et P6 prennent le reste de l'effort axial total. Après le point d'ancrage du dernier câble, la force se diffuse dans toutes les autres poutres du tablier principalement grâce à l'action de la dalle.

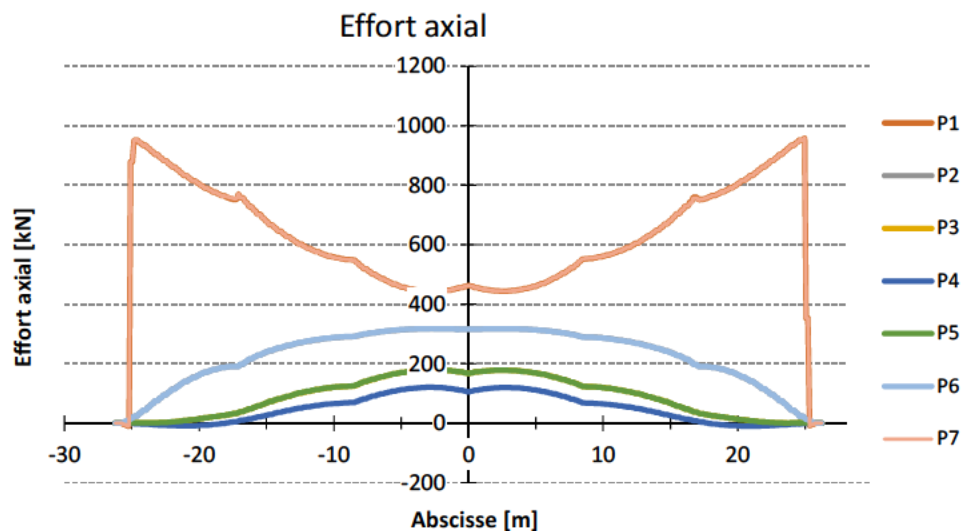


Figure 4-74 : Effort axial dans les poutres des travées 7B
Renforcement QP2 de 1000 kN appliqué sur les poutres P1 et P7

La répartition de l'effort tranchant montré sur la Figure 4-75 montre les mêmes conclusions présentées pour le même type de renforcement sur les sections 5 et 7A. Dans les poutres P1 et P7 l'effort tranchant est réduit de -63 kN entre l'appui et le premier diaphragme mais il augmente de manière défavorable à 72 kN entre le premier et deuxième diaphragme. Le système QP2 réduit donc l'effort tranchant dans les poutres de rive que sur une courte portion de 7.5 m et l'augmente sur les autres portions de ces poutres. Par contre, l'effort tranchant est réduit dans toutes les autres poutres.

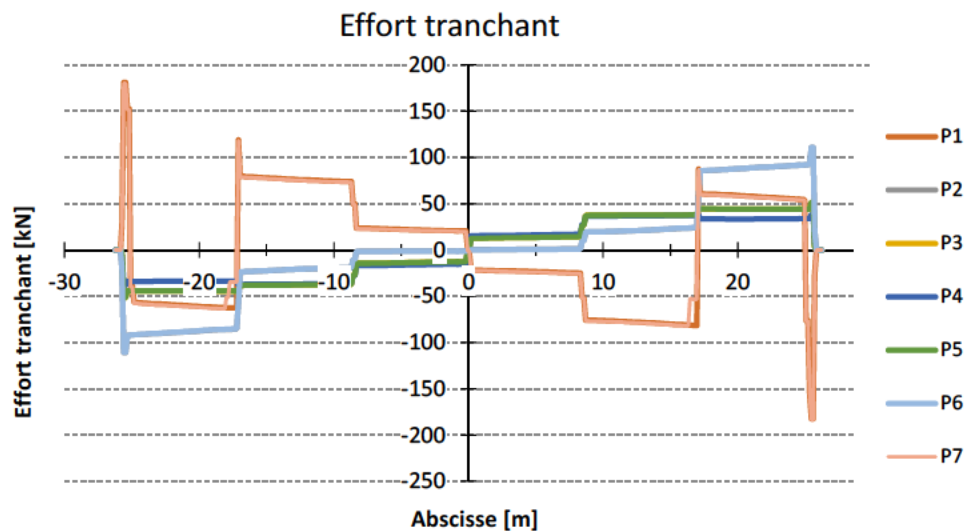


Figure 4-75 : Effort tranchant dans les poutres des travées 7A de 168'8"
Renforcement QP2 de 1000 kN appliqué sur les poutres P1 et P7

La répartition des moments fléchissant montrée sur la Figure 4-76 montre les mêmes conclusions présentées pour le même type de renforcement sur les sections 5 et 7A. À mi-travée le moment fléchissant est réparti assez uniformément entre les 7 poutres : le système QP2 réduit les moments dans le tiers central de la travée. Le bilan de l'efficacité pour le contrôle de la fissuration à mi-travée indique une valeur autour de 30% pour les poutres P1, P2, P6 et P7, et autour de 26% pour les trois poutres intérieures.

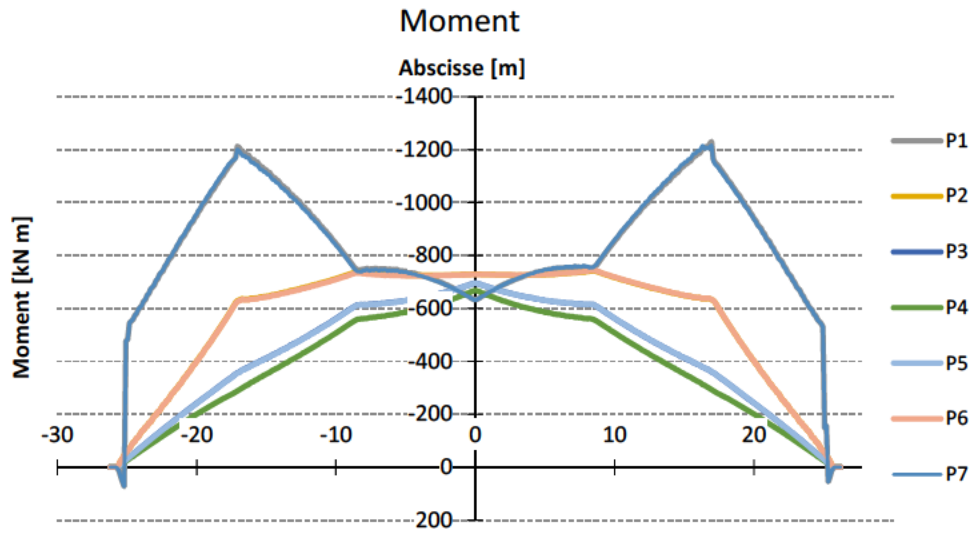


Figure 4-76 : Moment fléchissant dans les poutres des travées 7A de 168'8"
Renforcement QP2 de 1000 kN appliqué sur les poutres P1 et P7

5 MODÈLE 3D – ESSAIS DE CHARGEMENT

5.1 CONDITIONS D'ESSAIS

5.1.1 CONFIGURATION DES CAMIONS

Deux types de camions sont utilisés pour réaliser les essais de chargement mensuels sur pont le pont Champlain : un camion de quatre essieux de 30 tonnes (Figure 5-1) et un camion comportant sept essieux de 48 tonnes (Figure 5-2).

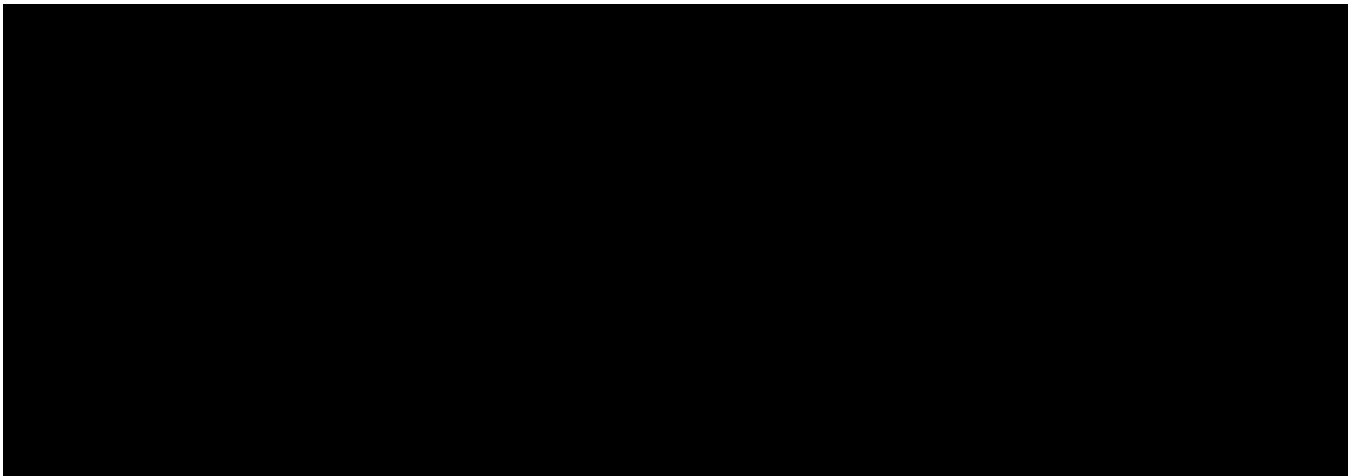


Figure 5-1 : Géométrie du camion de 30 tonnes et position longitudinale

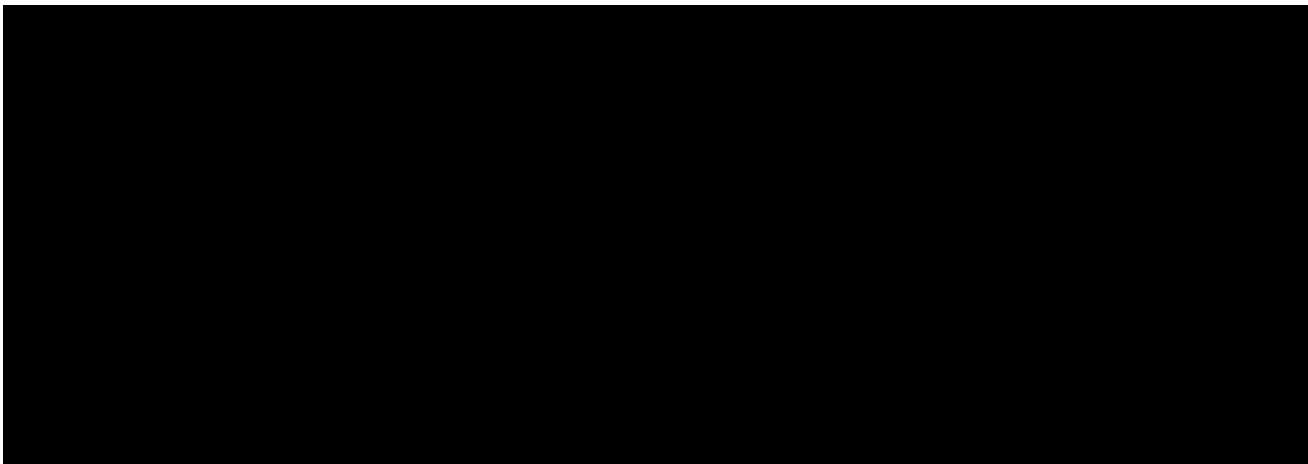


Figure 5-2 : Géométrie du camion de 48 tonnes

Lors des essais, les camions roulent dans la voie extérieure à une vitesse de 10 km/h de sorte qu'il est permis de considérer qu'il n'y a pas d'effets dynamiques. Transversalement les chargements sont positionnés au centre de la voie extérieure tel que montré sur la Figure 5-3.

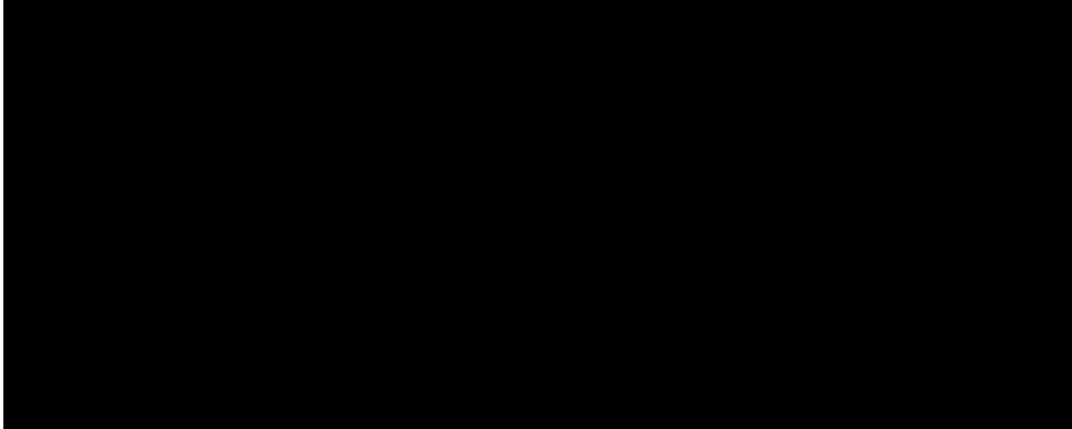


Figure 5-3 : Position transversale des camions de 30 et 48 tonnes

5.1.2 POSITIONS LONGITUDINALES CRITIQUES – TRAVÉES 5 ET 7A DE 176'

La position critique pour la flexion donnant le moment maximal et les lectures maximales dans les capteurs de déformation est donnée sur la Figure 5-1 pour le camion de 30 tonnes et sur la Figure 5-4 pour le camion de 48 tonnes. Les efforts de flexion correspondants obtenus des analyses avec le modèle 3D sont donnés sur la Figure 5.5 et la Figure 5-6. Bien que le rapport de la masse des camions soit égal à 1.60, le ratio entre les moments fléchissants causés par les deux chargements est de l'ordre de 1.44 pour la travée et 1.38 pour la poutre de rive.

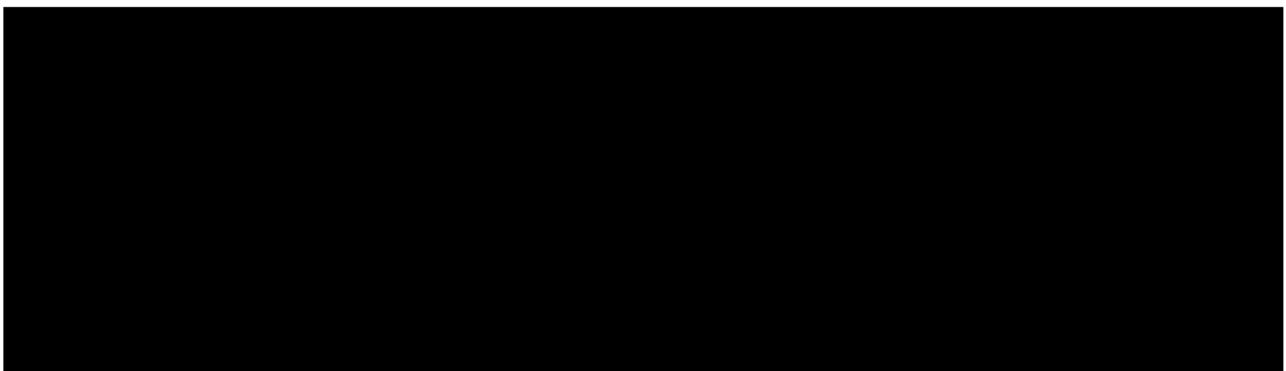


Figure 5-4 : Position longitudinale critique des roues du camion de 48 tonnes

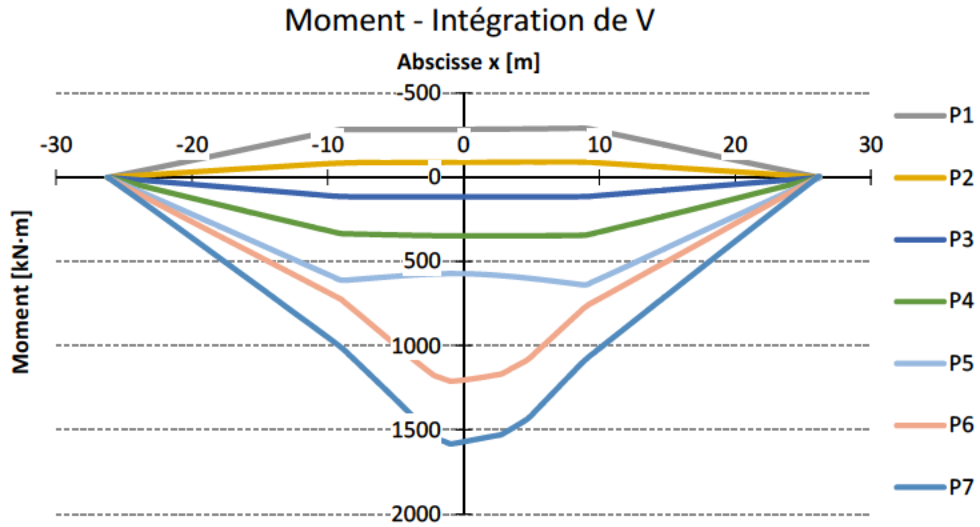


Figure 5.5 : Moment fléchissant dans les poutres des sections 5 et 7A de 176' Essai de chargement avec un camion de 30 tonnes [1]

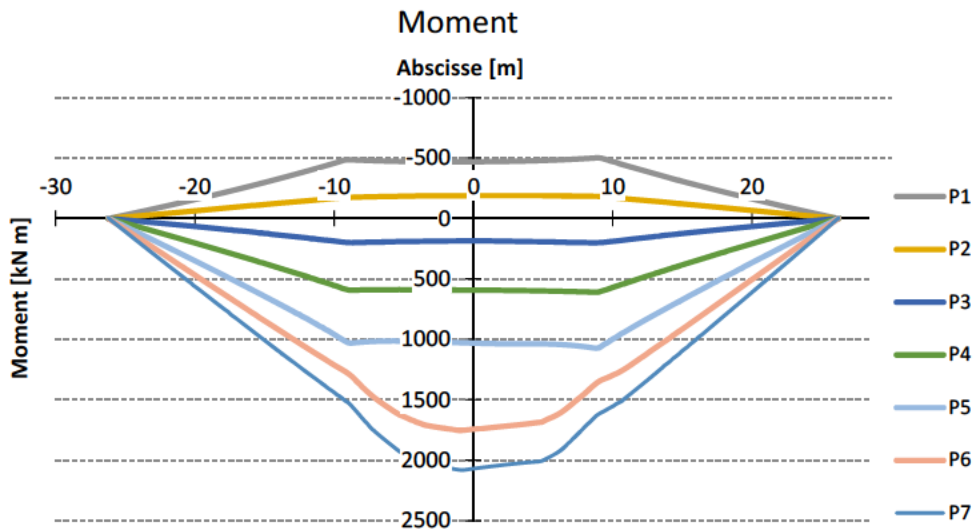


Figure 5-6 : Moment fléchissant dans les poutres des sections 5 et 7A de 176' Essai de chargement avec un camion de 48 tonnes

5.1.3 POSITIONS LONGITUDINALES CRITIQUE – TRAVÉES 7A DE 168'

La position critique pour la flexion donnant le moment maximal et les lectures maximales dans les capteurs de déformation est donnée sur la Figure 5-7 pour le camion de 30 tonnes et sur la Figure 5-8 pour le camion de 48 tonnes. Les efforts de flexion correspondants obtenus des analyses avec le modèle 3D sont donnés sur la Figure 5-9 et la Figure 5-10. Bien que le rapport de la masse des camions soit égal à 1.60, le ratio entre les moments fléchissants causés par les deux chargements est de l'ordre de 1.41 pour la travée et 1.35 pour la poutre de rive.

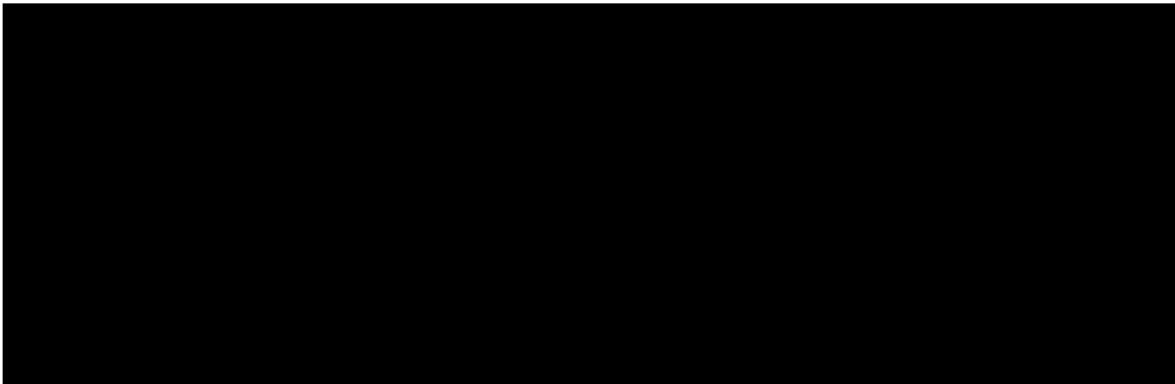


Figure 5-7 :Position des charges de roue du camion 30 tonnes

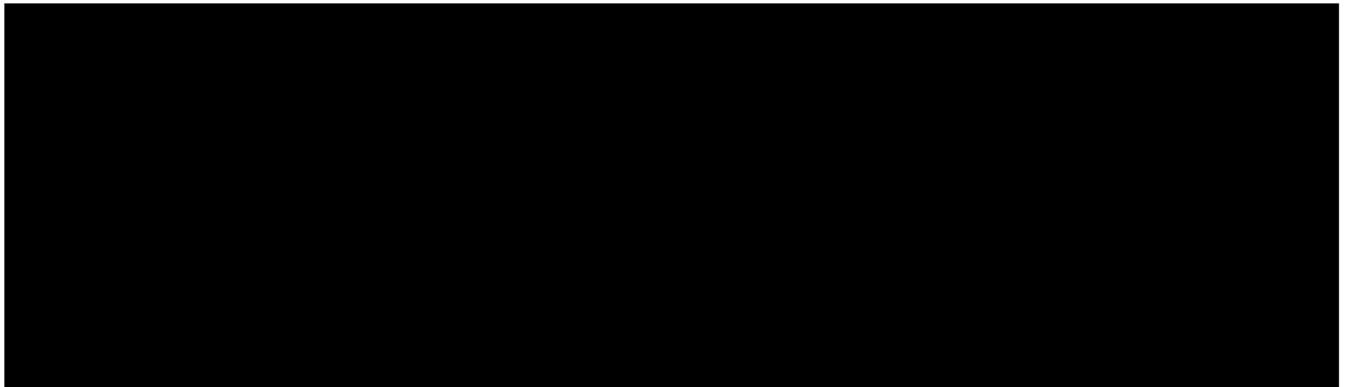


Figure 5-8 :Position des charges de roue du camion 48 tonnes

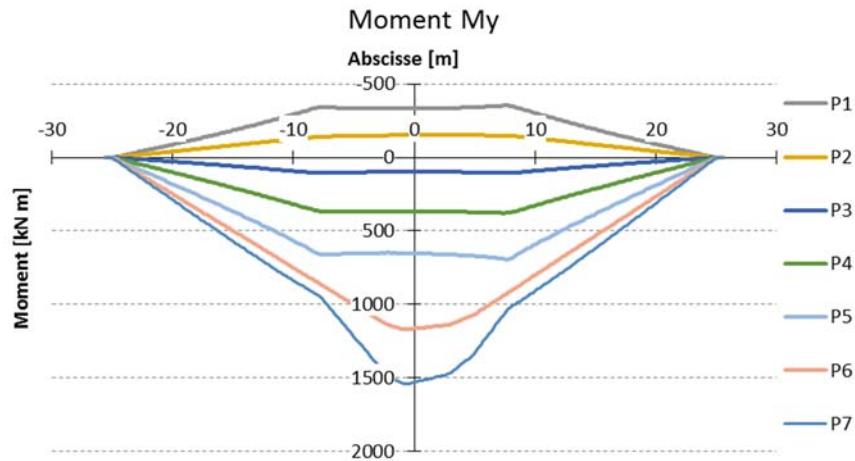


Figure 5-9 : Moment fléchissant dans les poutres de la Sections 7A de 168'8" Essai de chargement avec un camion de 30 tonnes

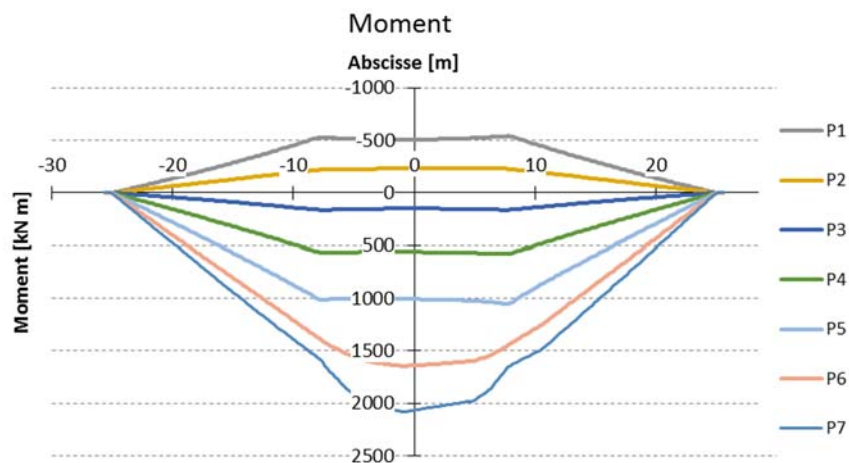


Figure 5-10 : Moment fléchissant dans les poutres de la Sections 7A de 168'8" Essai de chargement avec un camion de 48 tonnes

5.1.4 POSITIONS LONGITUDINALES CRITIQUES – TRAVÉES 7B

La position critique pour la flexion donnant le moment maximal et les lectures maximales dans les capteurs de déformation est donnée sur la Figure 5-11 pour le camion de 30 tonnes et sur la Figure 5-12 pour le camion de 48 tonnes. Les efforts de flexion correspondants obtenus des analyses avec le modèle 3D sont donnés sur la Figure 5-13 et la Figure 5-14. Bien que le rapport de la masse des camions soit égal à

1.60, le ratio entre les moments fléchissants causés par les deux chargements est de l'ordre de 1.41 pour la travée et 1.30 pour la poutre de rive.

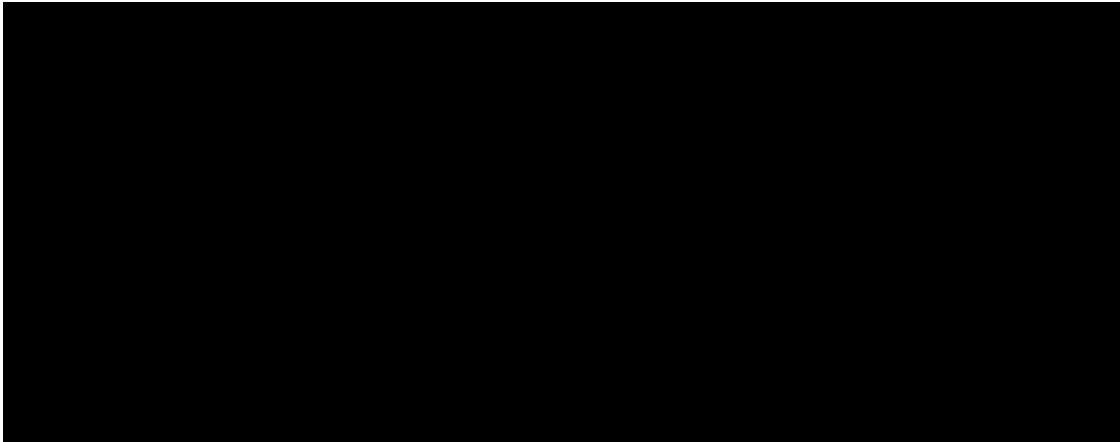


Figure 5-11 : Position critique des roues du camion de 30 tonnes

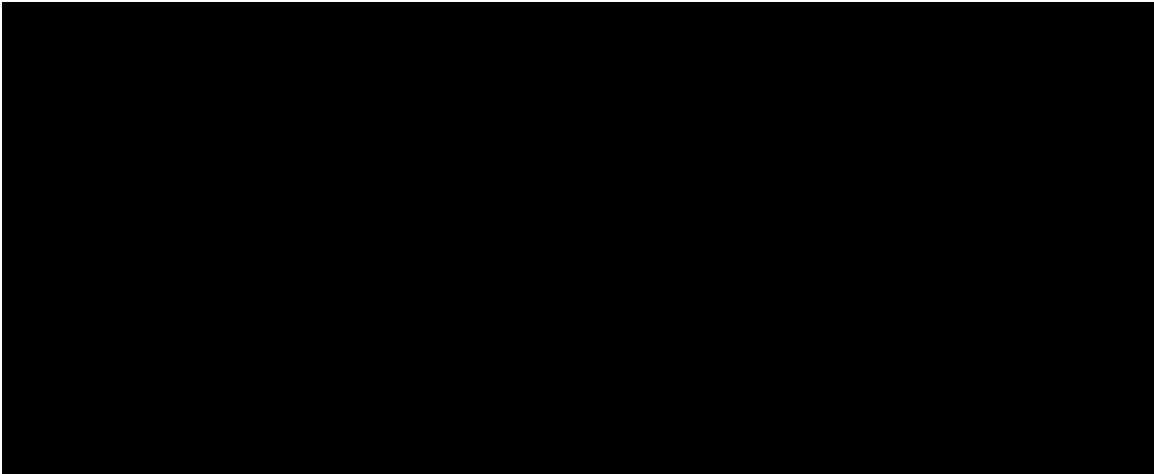


Figure 5-12 : Position longitudinale du Camion 48 tonnes pour la Section 7B

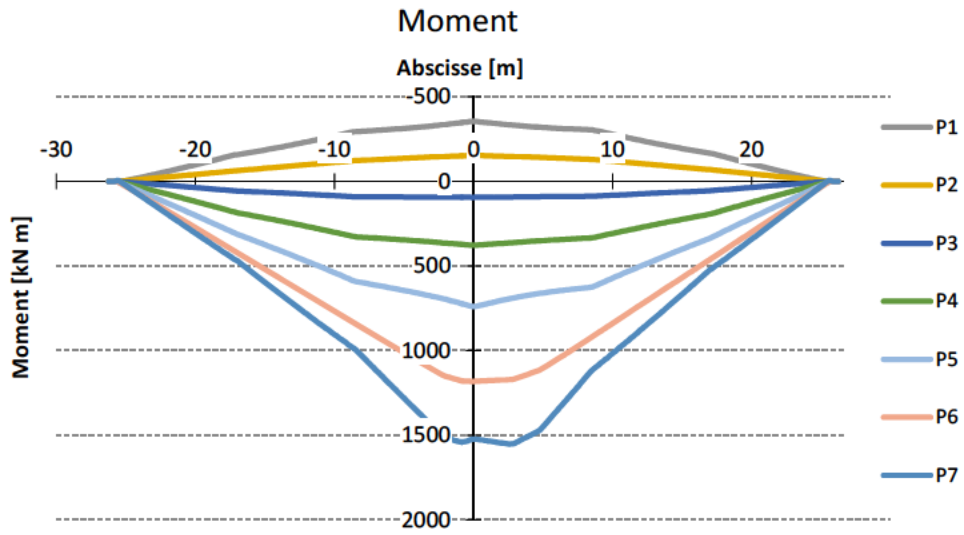


Figure 5-13 : Moment fléchissant dans les poutres de la Sections 7B
Essai de chargement avec un camion de 30 tonnes

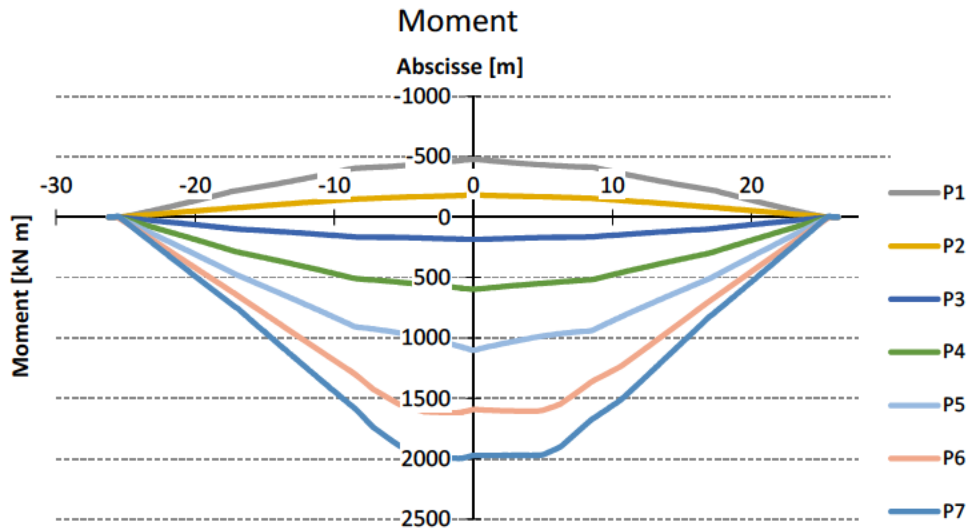


Figure 5-14 : Moment fléchissant dans les poutres de la Sections 7B
Essai de chargement avec un camion de 48 tonnes

5.2 COMPARAISON AVEC LES ESSAIS

5.2.1 POSITION DES CAPTEURS

Les capteurs à fibres optiques installés sur les poutres de rive des Sections 5 et 7 du pont Champlain mesurent les déformations à mi-travée sur une longueur de 5000 mm. Pour les deux cas de charge, les valeurs mesurées lors des essais peuvent être comparées aux prédictions du modèle numérique. Pour ce faire, des capteurs numériques consistant en des éléments de barres (1D) de même longueur que les capteurs réels ont été placés sur les poutres de rive.

Toutefois, les capteurs à fibres optiques ne sont pas tous placés à la même position verticale d'une poutre à l'autre. Pour cette raison dans le modèle numérique, l'allongement des capteurs a été pris à 4 hauteurs différentes, respectivement à 2337 mm, 2413 mm, 2643 mm et 3061 mm de distance du haut de la poutre (Figure 5-15 et Figure 5-16), ou encore à 724 mm, 648 mm, 418 mm et 0 mm du dessous de la poutre. Des capteurs ont été positionnés sur les poutres P6 et P7. Pour la Section 7B, dû à la présence du diaphragme intermédiaire à mi-travée, les 4 capteurs ont été placés juste à côté de section centrale comme sur la Figure 5-16.

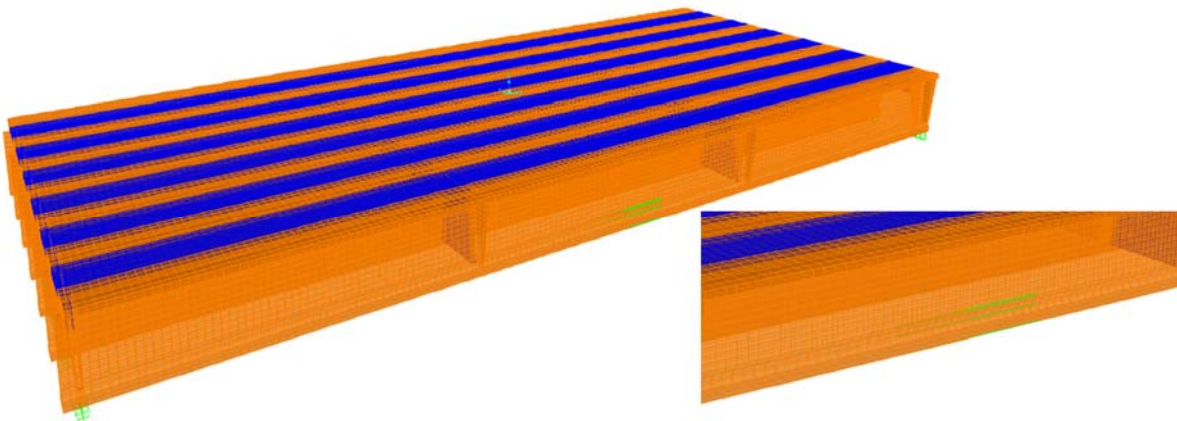


Figure 5-15 : Position des 4 capteurs dans le modèle numérique – Travées 5 et 7A

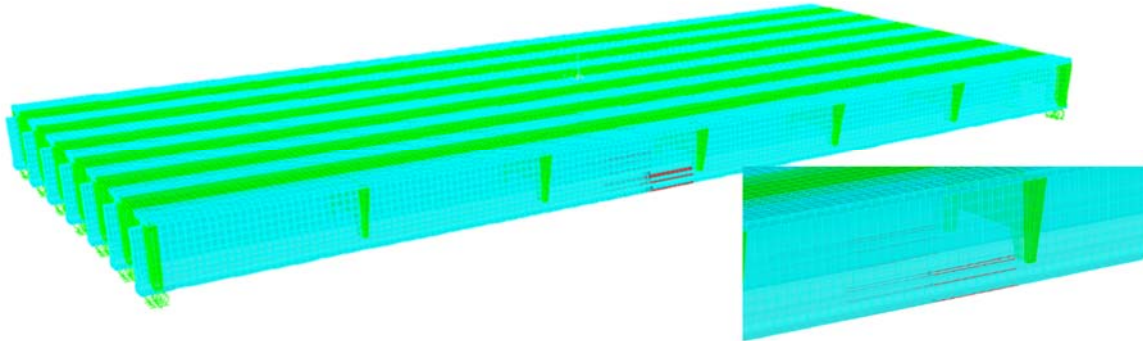


Figure 5-16 : Position des 4 capteurs dans le modèle numérique – Travées 5 et 7B

Les conditions limites aux appuis ont une grande influence sur les déformations en flexion à mi-travée. Toutefois, pour ce rapport, les déplacements longitudinaux n'ont pas été retenus aux appuis. Ainsi les déformations prédites par calcul devraient être plus grandes que les mesures réelles sur la structure pour une poutre non fissurée.

5.2.2 ESSAIS DE CHARGEMENT DES TRAVÉES 5 ET 7A

Les résultats de deux essais de chargement des 11 février et 15 mars 2015 ont été retenus pour la comparaison. La Figure 5-17 et la Figure 5-18 montrent respectivement le rapport entre les mesures d'allongement du capteur au passage des camions de 30 et 48 tonnes pour les 40 travées de la Section 5 et les 6 travées de la Section 7A. Les résultats des modèles numériques sont donnés au Tableau 5-1 pour les deux types de charge pour les poutres P6 et P7.

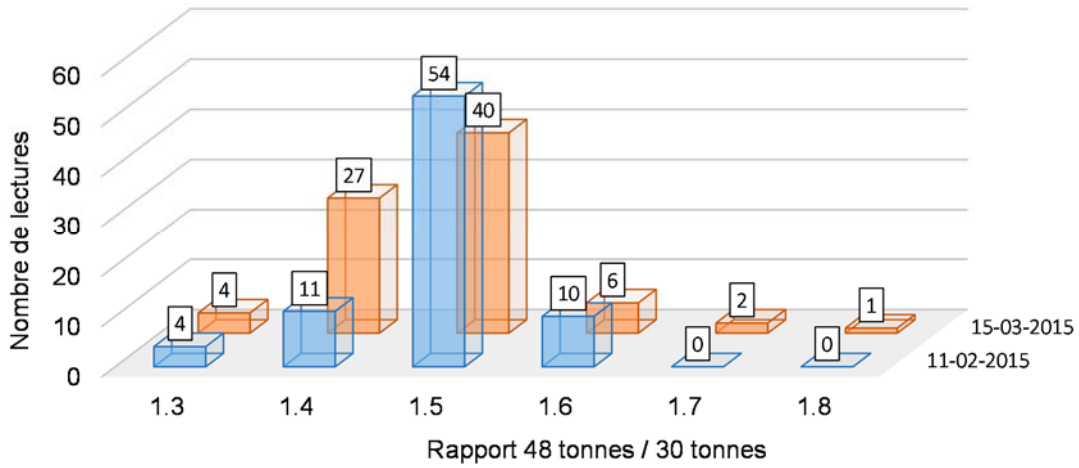


Figure 5-17 : Rapport entre la mesure des capteurs au passage des camions de 30 et 48 tonnes pour la Section 5

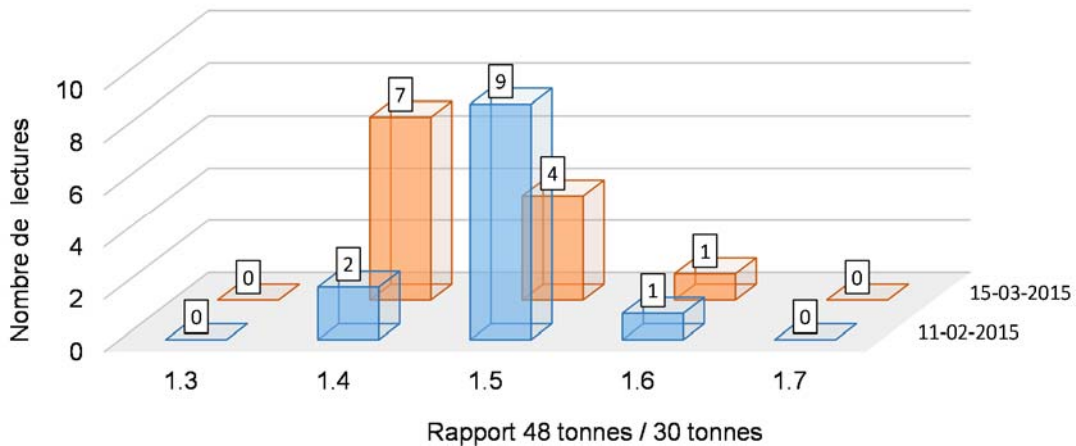


Figure 5-18 : Rapport entre la mesure des capteurs au passage des camions de 30 et 48 tonnes pour la Section 7A

Tableau 5-1 : Allongements obtenus avec le modèle numérique pour les poutres P6 et P7 au passage des camions 30 tonnes et 48 tonnes

			P7	P6	
		Position	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	Ratio P6/P7
Chargement 30 tonnes	-2337 mm	29	20	0.71	
	-2413 mm	30	22	0.72	
	-2643 mm	36	25	0.69	
	-3061 mm	47	30	0.63	
Chargement 48 tonnes	-2337 mm	38	29	0.77	
	-2413 mm	41	31	0.77	
	-2643 mm	49	36	0.75	
	-3061 mm	65	45	0.69	
Ratio 48 / 30	-2337 mm	1.34	1.44		
	-2413 mm	1.35	1.44		
	-2643 mm	1.34	1.45		
	-3061 mm	1.38	1.51		

Selon les mesures des capteurs dans le modèle 3D, le rapport entre l'allongement du capteur mesuré avec le camion de 30 tonnes et avec le camion de 48 tonnes devrait être autour de 1.34 à 1.38 pour les poutres P7. Même si les mesures expérimentales montrent pour la plupart des résultats similaires en termes de rapport d'allongement des capteurs (Figure 5-17 et Figure 5-18), les poutres pour lesquelles des ratios mesurés sont supérieurs à 1.5 méritent une attention additionnelle.

5.2.3 ESSAIS DE CHARGEMENT DES TRAVÉES 7B

Les résultats de deux essais de chargement des 11 février et 15 mars 2015 ont été retenus pour la comparaison. La Figure 5-19 montre le rapport entre les mesures d'allongement du capteur au passage du camion de 30 et 48 tonnes pour les 4 travées de la Section 7B. Les résultats des modèles numériques sont donnés au Tableau 5-2 pour les deux types de charge pour les poutres P6 et P7.

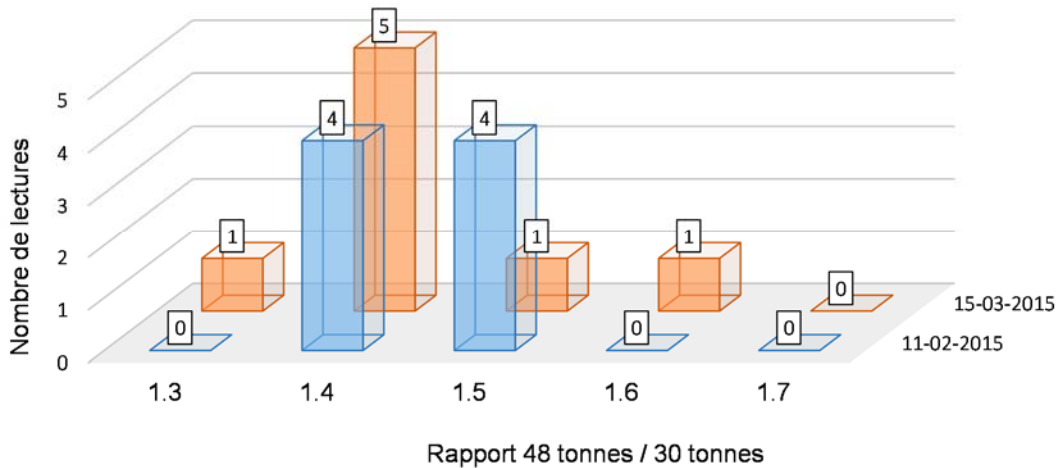


Figure 5-19 : Rapport entre la mesure des capteurs au passage des camions de 30 et 48 tonnes pour la Section 7B

Tableau 5-2 : Allongements obtenus avec le modèle numérique pour les poutres P6 et P7 au passage des camions 30 tonnes et 48 tonnes

		P7		P6	Ratio P6/P7
		Position	$\mu\epsilon$	$\mu\epsilon$	
Chargement	30 tonnes	-2337 mm	37	23	0.62
		-2413 mm	39	24	0.62
		-2643 mm	46	29	0.63
		-3061 mm	60	36	0.59
Chargement	48 tonnes	-2337 mm	50	33	0.65
		-2413 mm	53	35	0.65
		-2643 mm	63	41	0.65
		-3061 mm	84	50	0.60
Ratio	48 / 30	-2337 mm	1.36	1.43	
		-2413 mm	1.36	1.43	
		-2643 mm	1.37	1.42	
		-3061 mm	1.39	1.40	

Selon les mesures des capteurs dans le modèle 3D le rapport entre l'allongement du capteur mesuré avec le camion de 30 tonnes et avec le camion de 48 tonnes devrait être autour de 1.36 à 1.39 pour les poutres P7. Même si les mesures expérimentales montrent pour la plus part des résultats similaires en termes de rapport d'allongement

des capteurs (Figure 5-17 et Figure 5-18), les poutres pour lesquelles des ratios mesurés sont supérieurs à 1.5 méritent une attention additionnelle.

5.3 CHARGES DE CALCUL DES TRAVÉES 5 ET 7A

Les mesures des capteurs ont été calculées pour les charges de calcul du code CSA-S6 (CL-625) afin de pouvoir comparer les valeurs théoriques aux lectures faites en continu. Quatre cas de chargement séparés sont présentés : voie 1 (à droite), voie 2 (centrale), voie trois (extrême gauche), et la combinaison critique du code. Le Tableau 5-3 présente l'ensemble des résultats pour les travées types de la Section 5 alors que le Tableau 5-4 donne les valeurs correspondantes pour la Section 7B.

Tableau 5-3 : Déformations obtenues avec le modèle numérique pour les capteurs des poutres P6 et P7 pour le CL-625kN – Section 5

		P7	P6			P7	P6
Position		µε	µε			µε	µε
3 voies	-2337 mm	106	98	Voie 2	31	38	
	-2413 mm	113	105		33	41	
	-2643 mm	134	124		39	49	
	-3061 mm	182	157		53	64	
Voie 1	-2337 mm	53	37	Voie 3	20	22	
	-2413 mm	56	40		22	23	
	-2643 mm	66	46		25	28	
	-3061 mm	91	56		35	36	

Tableau 5-4 : Déformations obtenues avec le modèle numérique pour les capteurs des poutres P6 et P7 pour le CL-625kN – Section 7B

		P7	P6			P7	P6
Position		μϵ	μϵ			μϵ	μϵ
3 voies	-2337 mm	127	102	Voie 2	39	36	
	-2413 mm	134	108		42	38	
	-2643 mm	158	127		49	45	
	-3061 mm	202	163		62	59	
Voie 1	-2337 mm	65	42	Voie 3	21	24	
	-2413 mm	69	45		22	25	
	-2643 mm	80	53		26	30	
	-3061 mm	104	66		34	38	

6 SIMULATION D'UNE FISSURE DE FLEXION

6.1 MODÈLE

Les analyses linéaires précédentes ont été reprises en simulant la présence d'une fissure de flexion à mi-travée dans la poutre de rive P7. Cette fissure est matérialisée par l'attribution d'un module d'Young et d'un coefficient de Poisson nuls dans une rangée d'éléments 3D (Figure 6-1), de la fibre inférieure jusque sous la dalle.

Le but recherché est de voir l'effet qu'a sur les autres poutres une rupture en flexion de la poutre P7. Les résultats présentés ci-après ne sont qu'une amorce de l'étude des conséquences d'une rupture en flexion d'une poutre de rive. Pour cet exercice, une travée type de la Section 7B a été choisie. Il convient qu'une analyse similaire avait été réalisée pour la Section 5 [1].

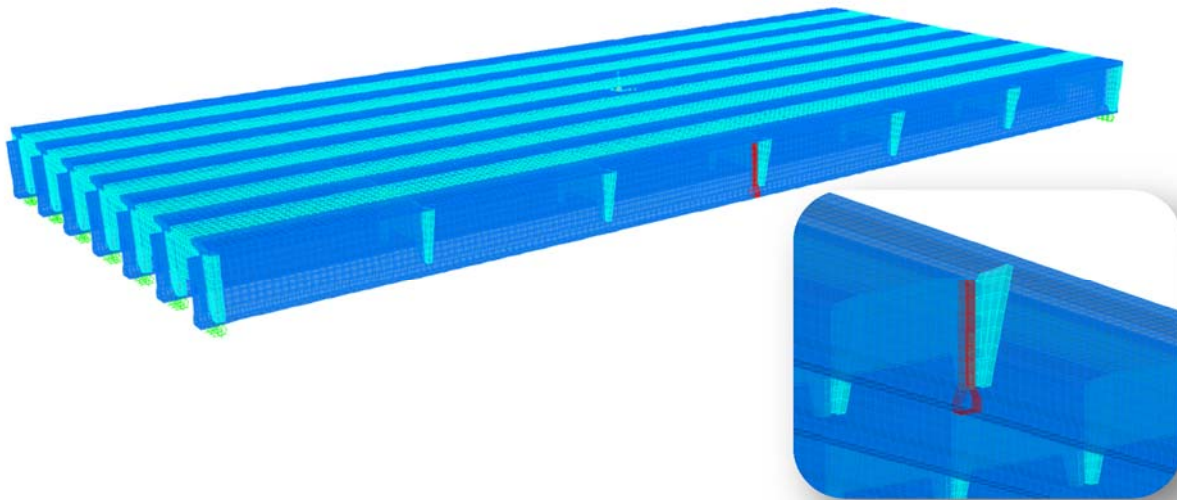


Figure 6-1 : Modèle de la Section 7B avec fissure

6.2 POIDS PROPRE

La répartition des efforts dus au poids propre en présence d'une fissure dans la poutre P7 a été obtenue d'une analyse linéaire. Une travée type de la Section 7B a été analysée. Les résultats pour l'effort tranchant et pour le moment fléchissant sont respectivement montrés sur la Figure 6-2 et la Figure 6-3.

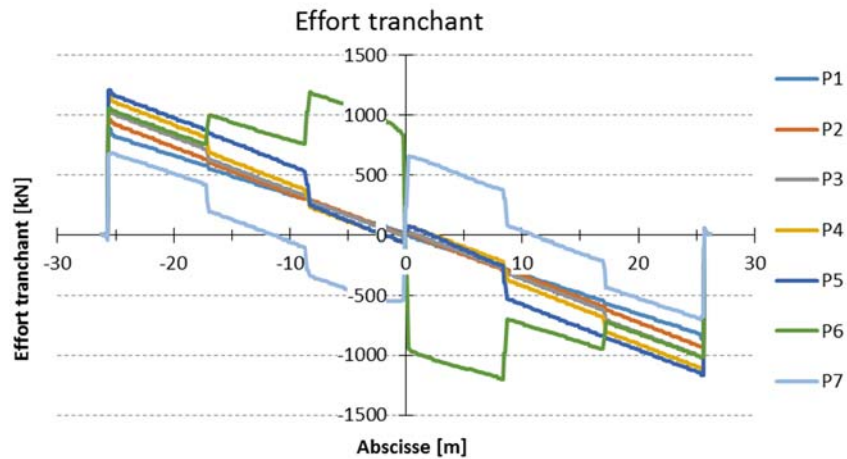


Figure 6-2 : Effort tranchant dans les poutres de la Section 7B avec une fissure sur P7 – Effet du poids propre

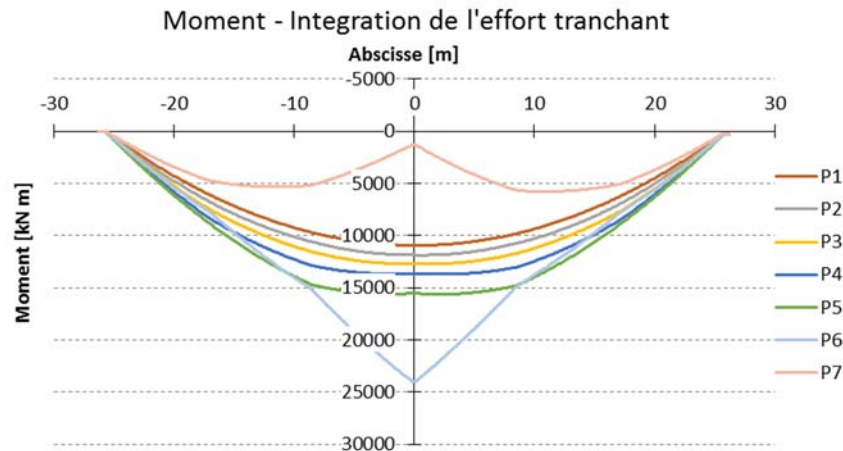


Figure 6-3 : Moments fléchissants dans les poutres de la Section 7B avec une fissure sur P7 – Effet du poids propre

Avec la présence de la fissure, la poutre de rive n'est capable de soutenir que partiellement son poids propre qui est alors transmis aux autres poutres, alors que la précontrainte sur cette poutre n'agit plus. C'est donc une charge importante qui s'ajoute aux poutres adjacentes principalement par l'intermédiaire des diaphragmes. Le Tableau 6-1 montre la comparaison en terme d'effort tranchant et de moment fléchissant entre les valeurs obtenues en présence d'une fissure et ceux obtenus avec un modèle sans la fissure.

Tableau 6-1 : Effort tranchant et moment flechissant pour le modèle de la Section 7B avec et sans la presence d'une fissure en flexion

	Modèle sans fissure		Modèle avec fissure		Fissuré / Non fissuré	
	V max [kN]	M [kN m]	V max [kN]	M [kN m]	V max [kN]	M [kN m]
P1	975	11878	888	10946	0.91	0.92
P2	1008	12898	961	11862	0.95	0.92
P3	1011	12929	1052	12720	1.04	0.98
P4	1013	12943	1159	13622	1.14	1.05
P5	1011	12930	1208	15536	1.19	1.20
P6	1008	12898	1189	23980	1.18	1.86
P7	975	11879	682	1300	0.70	0.11

La poutre P7 fissurée supporte maintenant un moment de 1300 kN-m à mi-portée qui est uniquement dû à la portion non fissurée dans la semelle supérieure. En présence

de la fissure, le moment dans la poutre P6 augmente à 23980 kN-m tandis que pour la poutre P5, le moment devient égal à 15536 kN-m.

La présence d'une fissure en flexion amène une augmentation de l'effort tranchant dans la poutre P6 qui passe de 1008 kN à 1189 kN, dans la poutre P5 qui passe de 1011 kN à 1208 kN et dans la poutre P4 qui passe de 1013 kN à 1159 kN.

6.3 CHARGES DE CIRCULATION

La répartition des efforts aux charges routières avec trois voies chargées en présence d'une fissure dans la poutre P7 a été obtenue d'une analyse linéaire. Une travée type de la Section 7B a été analysée. Les résultats pour l'effort tranchant et pour le moment fléchissant sont respectivement montrés sur la Figure 6-4 et la Figure 6-5. Ces résultats peuvent être comparés avec la répartition des charges entre les poutres dans le modèle sans la fissure a été présentée dans la Figure 4-52.

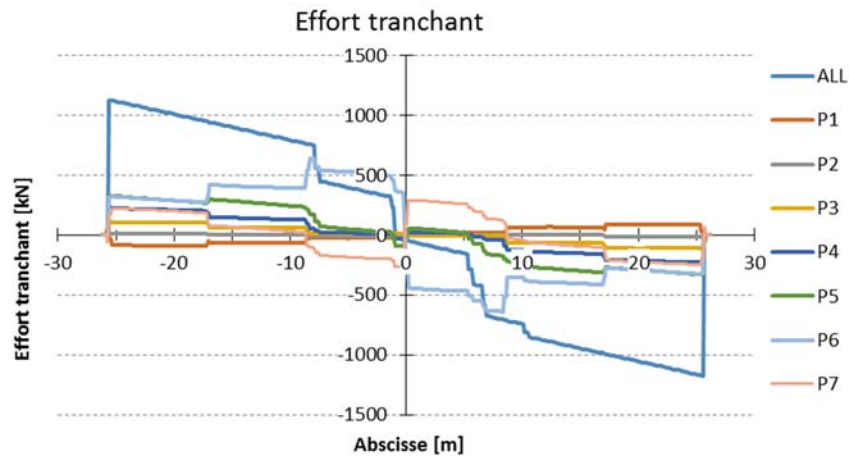


Figure 6-4 : Effort tranchant dans les poutres de la Section 7B avec une fissure sur P7
– Effet du chargement critique en flexion

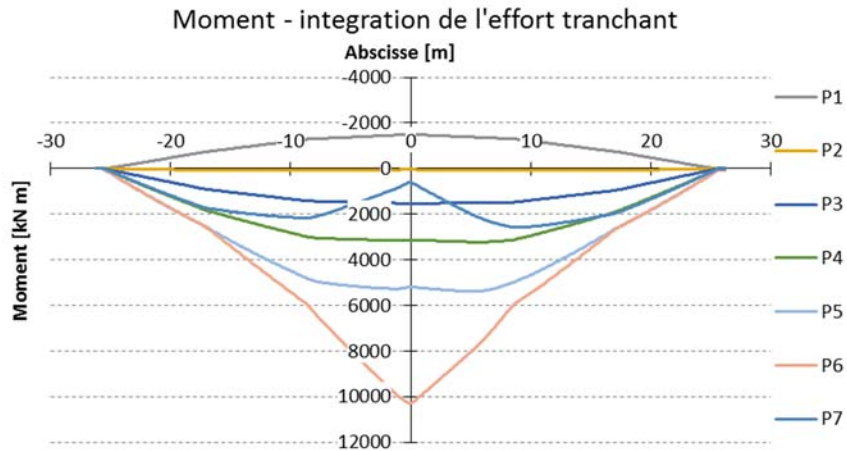


Figure 6-5 : Moments fléchissants dans les poutres de la Section 7B avec une fissure sur P7 – Effet du chargement critique en flexion

La répartition du moment total de 19226 kN-m a changé. Le moment à mi-travée repris par la poutre P7 est passé de 5732 kN-m à 612 kN-m. Ceci a pour effet d'augmenter drastiquement la sollicitation des poutres adjacentes. La poutre P6 voit son moment à mi-travée augmenter de 5124 kN-m à 10297 kN-m, tandis que le moment dans la poutre P5 passe de 3969 kN-m à 5194 kN-m.

7 CONCLUSIONS

Ce rapport a présenté l'essentiel des travaux réalisés pour l'étude du comportement d'une travée type de la Section 7 du pont Champlain. Le développement de modèles 3D linéaires et le calcul des efforts sous diverses conditions de chargement ont été réalisés pour les trois travées types de cette portion du pont.

À travers ce mandat, une étude minutieuse des données géométriques et historiques a été réalisée, autant pour les travées de la Section 7 que celles de la Section 5. Des modèles et outils informatiques visant à faire l'étude de chacune des travées ont été développés et validés. En particulier des modèles 1D non linéaires pour l'étude de la variation de la précontrainte dans le temps ont d'abord été développés. Par la suite, des modèles linéaires 3D complets ont été élaborés pour chacune des travées types du pont, incluant toutes les combinaisons des systèmes de renforcement actifs. Ces modèles maîtres rendent ainsi possible l'étude de travées spécifiques pour des études ultérieures. Dans le cadre de ce mandat, les modèles développés ont été utilisés dans deux situations.

Premièrement les modèles 1D non linéaires et 3D linéaires ont permis de répondre aux deux premiers objectifs de ce mandat reliés aux analyses non linéaires 2D faites dans une étude conjointe pour :

1. la détermination de l'état de contrainte dans le béton et les câbles des poutres à l'état non détérioré;
2. le calcul des efforts dans la poutre de rive causés par les charges routières et par les dispositifs de renforcement externes actifs.

Ensuite, les modèles 3D ont permis de faire l'étude du comportement des travées sous différentes conditions, pour :

1. l'évaluation de l'efficacité des systèmes de renforcement actifs utilisés pour renforcer les poutres endommagées;
2. l'estimation des mesures des capteurs utilisés pour le monitoring du pont pour le cas particulier des essais de chargement;
3. l'étude des effets de la fissuration d'une poutre de rive et du transfert des efforts vers les poutres adjacentes.

Ces dernières études ont permis :

1. d'illustrer que l'efficacité des systèmes de renforcement actifs pour contrôler l'ouverture des fissure était de l'ordre de 33% pour les poutres sur lesquelles ces systèmes sont appliqués;
2. de déterminer que les essais de chargement comportant deux intensités de charge pouvaient permettre d'attirer l'attention sur des poutres ou travées pouvant mériter une attention particulière;
3. de quantifier l'impact sur les poutres intérieures de la formation d'une fissure de flexion à mi-travée d'une poutre de rive.

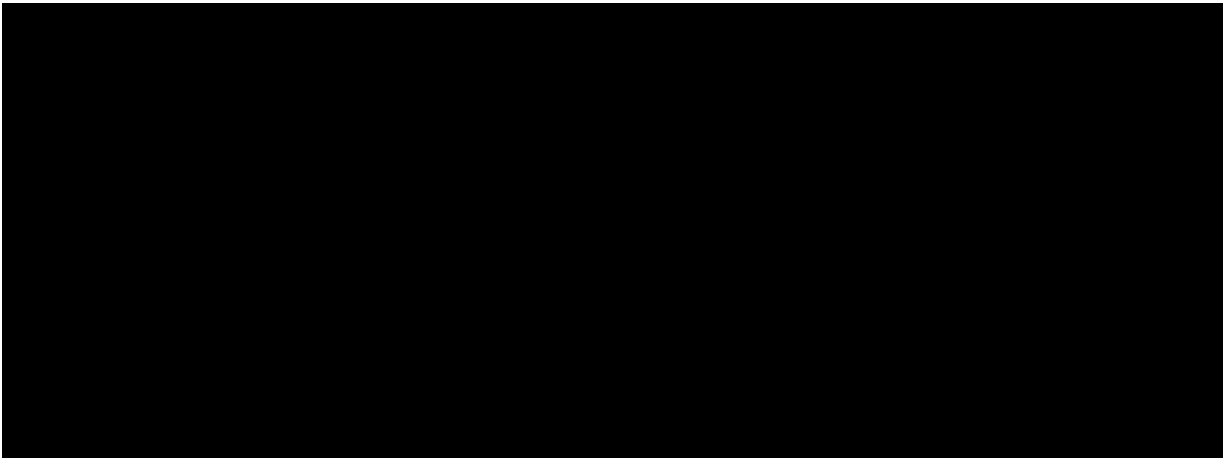
Finalement, avec les modèles développés, PJCCI dispose d'outils numériques permettant de considérer tous les systèmes de renforcement actifs des travées des Sections 5 et 7. Ces modèles pourront permettre d'étudier le comportement de travées spécifiques pour différents scénarios de renforcement ou de formation de fissures dans les poutres. Les modèles pourront également servir pour l'interprétation des données de monitoring des poutres instrumentées. Comme pour le présent mandat, les modèles 3D permettent de déterminer les efforts requis pour la réalisation des analyses 2D non linéaires.

ANNEXE 1 - RÉFÉRENCES

Références

1. Massicotte, B. et Aubrée, N. 2015. Analyses 3D linéaires du pont Champlain – Travée type de la Section 5. Rapport 13-0301, Bruno Massicotte inc.
2. Mitchell, D. 2016. Section 5, 7A and 7B of Champlain bridge – 2D non-linear analyses of edge girders.
3. CSI-Bridge 2015. Version 17
4. CSA 2006. Code canadien sur le calcul des ponts routiers – CSA-S6-06.
5. Master Data Table 2016. PJCCI. Mise à jour du 16 janvier 2016.

Dessins de constructions



Systemes de renforcement

12. Stantec, 2015. Série de dessins #125814 - (401 à 405) : Système de renforcement par précontrainte externe PTE2
13. Aecom, 2009. Série de dessins #125452A - (29tc à 30tc) : ajout de post-tension extérieure – Section 7.
14. Aecom 2011. Renforcement des poutres avec un système de mono-torons gainés-graissés déviés. Dossier 61579.

15. Dessau 2014. Série de dessins #125730 Système de renforcement par précontrainte externe PTE2.
16. Aecom, 2014. Série #125649 – (15 à 19) : système de précontrainte extérieure avec des monotorons gainés graissés Freyssinet QP2 pour la Section 7B.

Documents additionnelles

17. Configuration des charges de camion 30tonnes et 48 tonnes

ANNEXE 2 – RENFORCEMENTS ACTIFS

Les deux tableaux suivants présentent les données générales des systèmes de renforcement actifs en place pour les travées 5 et 7 au 31 décembre 2015 [5]. Dans le second tableau les forces de précontraintes sont données en kN.

Tableau A2-1 : Systèmes de renforcements actifs en place – 31 décembre 2015

Type de travée	Nombre de travées	PTE	PTE2		Arbalètes		Treillis	
			Ext	Int	QP1	QP2	P1	P2
5 - 176'	40	40	26	1	11	2	10	22
7A - 176'	4	4	1	0	2	1	1	1
7A - 168'	2	2	1	1	0	1	0	0
7B - 172'	4	4	1	1	0	3	1	1
Total	50	50	29	3	13	7	12	24

Tableau A2-2 : Systèmes de renforcements actifs en place à la Section 5
31 décembre 2015

Travée		Type	PTE		PTE2				Arbalètes		Treillis	
			P1	P7	P1	P3	P5	P7	QP1	QP2	P1	P7
44 W	43 W	5 - 176'4"	2999	1388	2678	2678	2678	2678				
43 W	42 W	5 - 176'4"	1600	1580						4160		
42 W	41 W	5 - 176'4"	1872	1430	2678			2678			1	1
41 W	40 W	5 - 176'4"	1866	1872	2678			4018			1	1
40 W	39 W	5 - 176'4"	1874	1875						3840		
39 W	38 W	5 - 176'4"	2343	1350	2678			2678			1	1
38 W	37 W	5 - 176'4"	624	1256	2678			2678			1	1
37 W	36 W	5 - 176'4"	2573	3435	2678			2678				
36 W	35 W	5 - 176'4"	3435	3435	2678			2678				1
35 W	34 W	5 - 176'4"	1876	1873					1900			
34 W	33 W	5 - 176'4"	2161	1902					1900			
33 W	32 W	5 - 176'4"	1875	3515					1660			
32 W	31 W	5 - 176'4"	1879	1879					1900			1
31 W	30 W	5 - 176'4"	1247	1247	2678			2678			1	1
30 W	29 W	5 - 176'4"	1873	1750					1900			
29 W	28 W	5 - 176'4"	2109	1226	2678							1
28 W	27 W	5 - 176'4"	1875	2850					1700			1
27 W	26 W	5 - 176'4"	1923	1695					1500			
26 W	25 W	5 - 176'4"	2024	0	2678			2678				1
25 W	24 W	5 - 176'4"	2029	1897	2678			2678				
24 W	23 W	5 - 176'4"	1969	0					1900			
23 W	22 W	5 - 176'4"	1879	2689	2678			2678				
22 W	21 W	5 - 176'4"	2918	2691					1440			
21 W	20 W	5 - 176'4"	1532	1881	2678			2678				1
20 W	19 W	5 - 176'4"	2542	1600	2678			2678				1
19 W	18 W	5 - 176'4"	1879	1424	2678			2678			1	1
18 W	17 W	5 - 176'4"	2378	1879	2678			2678			1	1
17 W	16 W	5 - 176'4"	1879	1548	2678			2678				1
16 W	15 W	5 - 176'4"	625	949	2678			2678			1	1
15 W	14 W	5 - 176'4"	2344	1408	2678			2678				1
14 W	13 W	5 - 176'4"	2937	954	2678			2678				1
13 W	12 W	5 - 176'4"	3052	3038					1360			
12 W	11 W	5 - 176'4"	949	2614	2678			2678			1	
11 W	10 W	5 - 176'4"	2579	2301	2678			2678				1
10 W	9 W	5 - 176'4"	1350	1875	2678			2678				
9 W	8 W	5 - 176'4"	2220	3435	2678			2678				1
8 W	7 W	5 - 176'4"	2534	1875	2678			2678				
7 W	6 W	5 - 176'4"	1872	3435					1160			
6 W	5 W	5 - 176'4"	949	2239	2678			2678				1
5 W	4 W	5 - 176'4"	500	729	2678			2678			1	1

Tableau A2-3 : Systèmes de renforcements actifs en place à la Section 7
31 décembre 2015

Travée		Type	PTE		PTE2				Arbalètes		Treillis	
			P1	P7	P1	P3	P5	P7	QP1	QP2	P1	P7
4 E	5 E	7A - 176'4"	1388	1200	5022			5022			1	1
5 E	6 E	7A - 176'4"	2273	840					960			
6 E	7 E	7A - 176'4"	949	1252					1900			
7 E	8 E	7A - 176'4"	780	1372						3360		
8 E	9 E	7A - 168'8"	2205	2850						3784		
9 E	10 E	7A - 168'8"	3435	2205	5022	2678	2678	5022				
10 E	11 E	7B - 172'4"	2621	651	2678	2678	2678	2678			1	1
11 E	12 E	7B - 172'4"	2491	2485						1296		
12 E	13 E	7B - 172'4"	949	2344						1664		
13 E	14 E	7B - 172'4"	1879	1003						1456		

ANNEXE 3 – MODÈLES CSI-BRIDGE

Trois modèles 3D avec CSI-Bridge ont été utilisés pour l'étude linéaire des Sections 5, 7A (168') et 7B du Pont Champlain. Pour chaque modèle le principe de l'addition linéaire des effets est considéré de sorte que les modèles peuvent être utilisés pour des analyses de travées en fonction des différents cas de chargement et renforcement souhaités. Pour les trois Sections 5, 7A et 7B un modèle jumeau avec la présence d'une fissure en flexion est aussi disponible. Dans chaque modèle la combinaison des éléments suivants est possible :

- Poids propre : Charge de gravité appliquée à chaque élément du maillage du tablier (dalles et poutres).
- Précontrainte : Câbles de précontrainte longitudinale et transversale modélisés en tant que charges.
- PTE sur P1 : Forces concentrées de 1000 kN aux extrémités de la poutre P1 en correspondance des points d'ancrage du système de renforcement PTE.
- PTE sur P7 : Forces concentrées de 1000 kN aux extrémités de la poutre P7 en correspondance des points d'ancrage du système de renforcement PTE.
- PTE-2 sur P1: Forces concentrées de 1000 kN aux extrémités de la poutre P1 en correspondance des points d'ancrage du système de renforcement PTE-2.
- PTE-2 sur P3 : Forces concentrées de 1000 kN aux extrémités de la poutre P3 en correspondance des points d'ancrage du système de renforcement PTE-2.
- PTE 2 sur P5 : Forces concentrées de 1000 kN aux extrémités de la poutre P5 en correspondance des points d'ancrage du système de renforcement PTE-2.
- PTE 2 sur P7 : Forces concentrées de 1000 kN aux extrémités de la poutre P7 en correspondance des points d'ancrage du système de renforcement PTE-2.
- QP1 sur P1 : Deux charges concentrées verticales au droit des diaphragmes intermédiaires et deux charges concentrées aux deux points d'ancrage du système de renforcement sur la poutre P1 (seulement pour la Section 5).
- QP1 sur P7 : Deux charges concentrées verticales au droit des diaphragmes intermédiaires et deux charges concentrées aux deux points d'ancrage du système de renforcement sur la poutre P7 (seulement pour la Section 5).

- QP2 sur P1 : 8 Mono-torons pour la Section 7B et 16 mono-torons pour les Section 5 et 7A (168') sont modélisés selon le profil réel du système de renforcement en tant que charges sur la poutre P1.
- QP2 sur P7 : 8 Mono-torons pour la Section 7B et 16 mono-torons pour les Section 5 et 7A (168') sont modélisés selon le profil réel du système de renforcement en tant que charges sur la poutre P7.
- Charge de camion CL 625 kN – Voie1 : Charges ponctuelles au droit de chaque roue.
- Charge de camion CL 625 kN – Voie2 : Charges ponctuelles au droit de chaque roue.
- Charge de camion CL 625 kN – Voie3 : Charges ponctuelles au droit de chaque roue.
- Charge uniforme sur la Voie1 : Pression uniforme de ■ kPa répartie sur ■ m de largeur sur la Voie 1.
- Charge uniforme sur la Voie2 : Pression uniforme de ■ kPa répartie sur ■ m de largeur sur la Voie 2.
- Charge uniforme sur la Voie3 : Pression uniforme de ■ kPa répartie sur ■ m de largeur sur la Voie 3.
- Camion 30 tonnes : Charges ponctuelles au droit de chaque roue, ■
■.
- Camion 48 tonnes : Charges ponctuelles au droit de chaque roue, ■
■.