

V/R : 62075

N/R : 13-0301

**ANALYSES 3D LINÉAIRES
DU PONT CHAMPLAIN
TRAVÉE TYPE DE LA SECTION 5**

**Rapport final
2015-06-08**

ANALYSES 3D LINÉAIRES DU PONT CHAMPLAIN TRAVÉE TYPE DE LA SECTION 5

Rapport final

V/R: 362075

N/R: 13-0301

pour



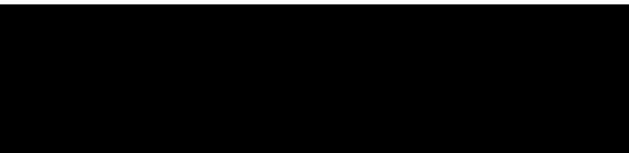
Les Ponts Jacques Cartier et Champlain Incorporée

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



Nathan Aubrée, M.A.Sc.

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

8 juin 2015

SOMMAIRE

La particularité du pont Champlain fait en sorte qu'il est difficile de porter un jugement éclairé en se basant uniquement sur des approches conventionnelles. Les analyses raffinées peuvent donner des informations additionnelles sur le comportement des travées en béton afin de permettre de poser un meilleur diagnostic sur l'état de l'ouvrage, d'évaluer avec plus de justesse les conséquences d'une défaillance et, à terme, de mieux orienter les interventions. Deux types d'analyses raffinées réalisées dans deux mandats parallèles ont été faites pour les travées de béton de la Section 5 du pont Champlain : des analyses tridimensionnelles 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 la poutre de rive 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.

La comparaison de l'efficacité des trois systèmes de renforcement par précontrainte externe pour renforcer les poutres de rive a démontré que le système par arbalète à double poinçons est nettement le plus efficace. Le système avec mono-torons déviés a une efficacité limitée mais tout de même positive. Le système par précontrainte externe a un effet partiellement efficace en flexion mais défavorable pour l'effort tranchant des poutres de rives.

L'étude de la fissuration de la poutre de rive a permis de quantifier le transfert d'efforts vers les poutres adjacentes suite à une rupture localisée en flexion de la poutre P7. Cela permet d'évaluer les conséquences d'un tel événement, en particulier sur la poutre P6.

Le modèle développé dans le cadre du présent mandat a permis la réalisation des analyses non linéaires dans un autre mandat dont les résultats sont présentés dans un rapport séparé. Le modèle 3D rend maintenant possible l'étude de différents scénarios, notamment suite à la rupture en flexion d'une poutre de rive ou toute autre condition envisageable lors d'essais de chargement ou pour le renforcement du tablier. La méthodologie développée dans le cadre de ce mandat, en particulier pour le traitement des informations requises pour les analyses non linéaires, peut être appliquée à des travées de géométrie différente.

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 Organisation du rapport.....	4
2 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE.....	5
2.1 Généralités	5
2.2 Géométrie	5
2.2.1 Poutres préfabriquées.....	5
2.3 Construction	8
2.4 Renforcements.....	9
2.4.1 Généralité	9
2.4.2 Précontrainte externe – PTE	11
2.4.3 Arbalète à double poinçons – QP1.....	12
2.4.4 Mono-torons gainés graissés déviés au niveau de la poutre – QP2 .	14
3 PRÉCONTRAINTE EFFECTIVE.....	15
3.1 Présentation du modèle 1D.....	15
3.2 Propriétés des matériaux et choix des paramètres	17
3.3 Résultats du modèle 1D	17

4	ÉLABORATION DU MODÈLE 3D	21
4.1	Présentation du modèle 3D.....	21
4.2	Propriétés des matériaux	22
4.3	Détermination des efforts pour chacune des poutres.....	22
5	RÉSULTATS DES ANALYSES	24
5.1	Cas de charge critique en flexion.....	24
5.2	Cas de charge critique à l'effort tranchant	29
5.3	Systemes de renforcement	36
5.3.1	Généralités.....	36
5.3.2	Précontrainte externe – PTE	36
5.3.3	Arbalète à double poinçon – QP1	41
5.3.4	Mono-torons gainés graissés déviés au niveau de la poutre – QP2 .	46
5.3.5	Sommaire.....	51
5.4	Essais de chargement (camion 30t).....	52
5.5	Effet d'une fissure de flexion	56
5.5.1	Efforts dus au poids propre	56
5.5.2	Efforts dû aux charges routières critiques en flexion.....	58
5.5.3	Variation des efforts soutenus par la poutre 6.....	59
5.5.4	Fréquence naturelle	60
6	CONCLUSIONS	61
	ANNEXE 1 – LISTE DES DOCUMENTS CONSULTÉS	62
	ANNEXE 2 – PARAMÈTRES GÉOMÉTRIQUES DES SECTIONS	64
	ANNEXE 3 – HYPOTHÈSES DE CALCUL POUR LE MODÈLE 1D	66

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, la plastification ou la rupture des armatures et des câbles de précontrainte. Ces phénomènes sont associés aux 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. [1] 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 un modèle d'analyse linéaire d'éléments finis 3D d'une travée type de la Section 5 du pont Champlain. 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.

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 la poutre de rive 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.

L'étude porte sur une travée type en béton précontraint de la Section 5 du pont Champlain. Seules les poutres, les diaphragmes et la dalle seront considérés.

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 Nathan Aubrée, 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'entrées 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 [2] 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.

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 mandant, 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. 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 trois types de systèmes de renforcement actifs par précontrainte actuellement installés sur l'ouvrage;
- calcul des effets causés par la charge de camion de 30 tonnes utilisé lors des essais de chargement mensuels réalisés par PJCCI;
- détermination des fréquences propres de vibration du tablier, avec ou sans fissure de flexion sur la poutre de rive.

1.5 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. Le chapitre 3 présente le calcul de la précontrainte effective, donnée requise pour les analyses non linéaires 2D. Les détails du modèle 3D, des cas de chargement considérés et du traitement des données sont présentés au chapitre 4. Enfin les résultats des analyses réalisées avec le modèle 3D sont présentés au chapitre 5. Ceux-ci incluent les effets des charges vives, des systèmes de renforcement et des essais de chargement. La redistribution des efforts suite à l'apparition d'une fissure de flexion dans la poutre de rive est également considérée. Les conclusions sont présentées au chapitre 6.

2 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

2.1 GÉNÉRALITÉS

Les informations présentées dans ce chapitre ont été tirées des documents remis par PCCJI et dont la liste est présentée en annexe [6 à 15]. Certaines informations, notamment pour les étapes de fabrication des poutres et la résistance du béton, ont nécessité des analyses ou des choix. Cela a été fait en collaboration avec Denis Mitchell.

2.2 GÉOMÉTRIE

2.2.1 POUTRES PRÉFABRIQUÉES

Le tablier de la Section 5 du pont Champlain est composé de 7 poutres préfabriquées de 176' (53.645 m) de longueur et de 172' (52.426 m) de portée, entre lesquelles sont intercalées des dalles précontraintes transversalement (Figure 2.1) afin de former un ensemble monolithique. La hauteur des poutres est de 10'-1" (3.073 m). La largeur totale du tablier est de 79' (24.079 m) alors que l'entraxe entre les poutres est de 12'-2.5" (3.721 m).

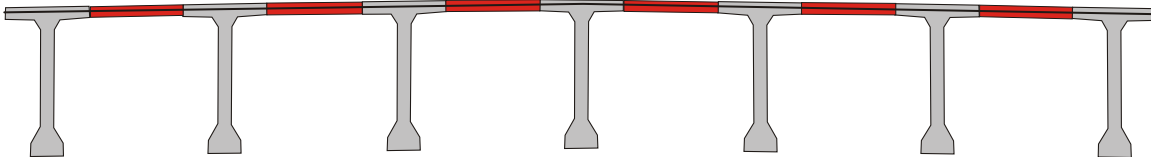


Figure 2.1 : Section transversale d'une travée type en béton du pont Champlain

Les poutres ont une section en T avec un épaissement de l'âme aux extrémités et un élargissement en partie inférieure. La variation de l'épaisseur de l'âme s'effectue sur une longueur de 254" (6.45 m). Les dimensions des sections à l'extrémité et à mi-travée sont illustrées sur la Figure 2.2 et la Figure 2.3. Les poutres sont fabriquées avec des portions de diaphragmes aux extrémités et au tiers de travée. L'épaisseur des diaphragmes est de 8" (203.2 mm). Les détails des paramètres géométriques des sections sont présentés à l'Annexe 2.

Les poutres ont été préfabriquées sur la rive du fleuve St-Laurent et une partie de la précontrainte a été appliquée par post-tension sur le site de préfabrication. Après leur installation sur les piles, une précontrainte additionnelle par post-tension a été réalisée avant la mise en place des dalles intercalaires et des diaphragmes. Une précontrainte transversale a permis de rendre solidaire l'ensemble du tablier formé de 7 poutres, 6 dalles intercalaire, 4 rangées de diaphragmes.

Les poutres comptent 24 câbles formés de 12 fils de 7 mm de diamètre, pour une section totale de 462 mm² par câble. Suite à l'étude des documents de référence, il a été déterminé que la contrainte ultime f_{pu} nominale de l'acier des câbles des poutres est égale à 228 ksi (1572 MPa) et que la tension de vérinage était égale à 80% de la valeur ultime, soit 1258 MPa.

Un bloc d'ancrage préfabriqué à chaque extrémité des poutres mis en place avant la coulée des poutres permet d'ancrer les 14 premiers câbles de précontraintes qui sont mis en tension à partir de l'extrémité de la poutre. Les 10 autres câbles sont ancrés dans la semelle supérieure de la poutre. Les tableaux présentant les paramètres géométriques des deux sections sont donnés en annexe.

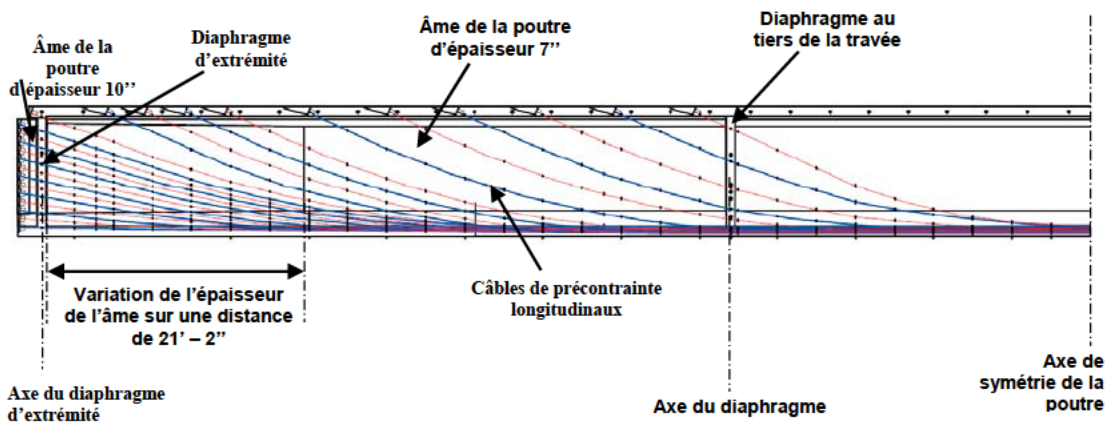
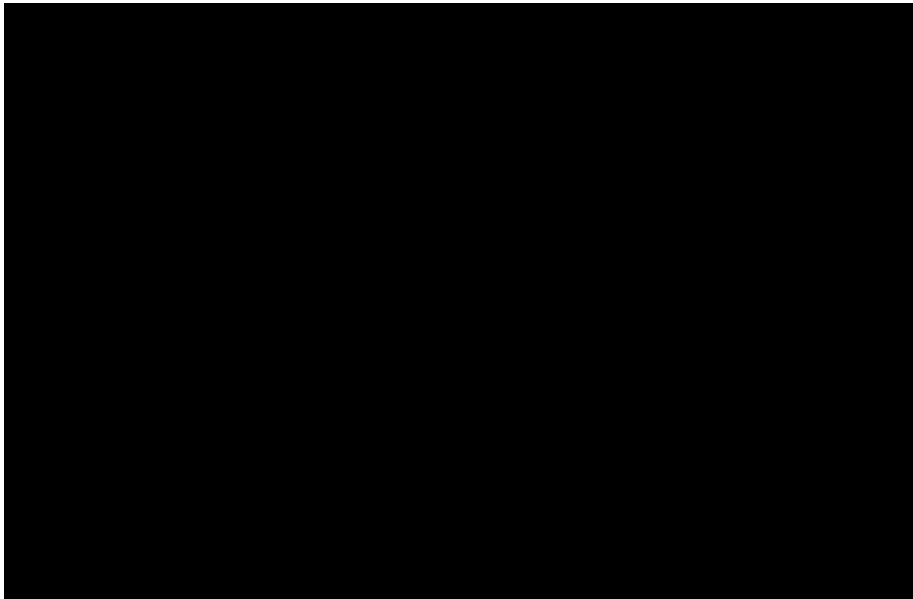
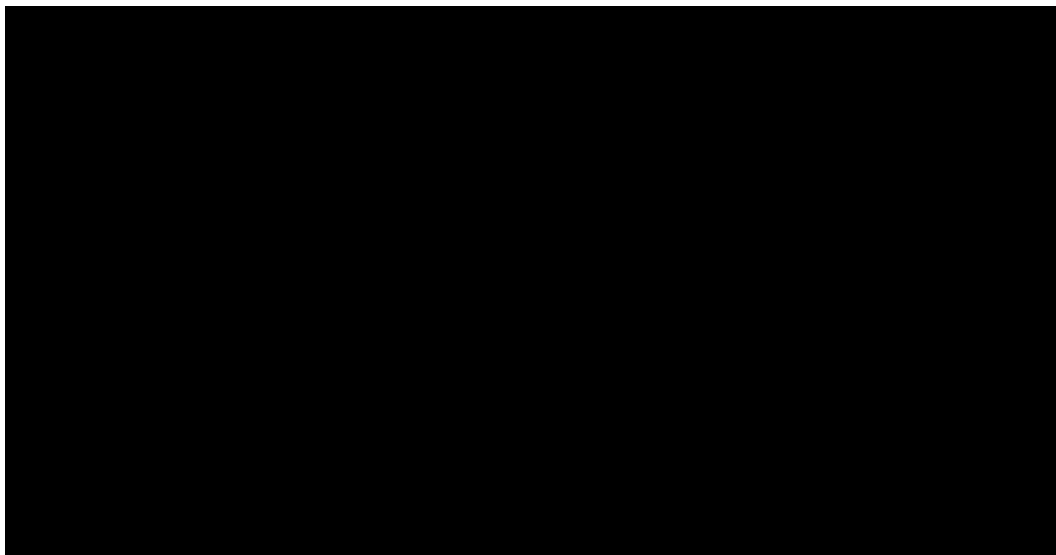


Figure 2.2 : Vue en élévation de la poutre préfabriquée



a) Section d'extrémité



b) Section à mi-travée

Figure 2.3 : Vue en coupe des poutres préfabriquées

2.3 CONSTRUCTION

À partir des documents de référence, il a été possible d'établir la séquence de construction de la manière la plus précise possible en prenant en compte toutes les étapes depuis le début de la vie de la structure jusqu'à aujourd'hui. Ceci inclut les étapes de d'application de la précontrainte et les changements au niveau des charges permanentes, c'est-à-dire le poids propre de la poutre préfabriquée, les charges additionnelles dues aux éléments coulés en place, le poids de l'enrobé bitumineux et des glissières de sécurité. Les charges considérées sont données au Tableau 2.1 alors que les étapes de construction sont énumérées au Tableau 2.2.

Tableau 2.1 : Résumé des charges considérées

Cas de charge	Description	Forme
CM0	Poids propre de la poutre	Poids propre défini pour la section + charges ponctuelles au droit des portions de diaphragmes
CM1	Poids propre des dalles et du reste des diaphragmes	Charge répartie sur la poutre + 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 (New Jersey) en 1995	Charge répartie
PC1, PC2 et PC3*	Précontrainte en trois étapes lors de la construction en 1962	Charge définie directement dans les éléments tendons de CSI-Bridge

* PC1 : câbles 1 à 14; PC2 : câbles 15 à 18, 21 et 22; PC3 : câbles 19, 20, 23 et 24

Tableau 2.2 : 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 1j	
10		J29	PC3	Ajout et chargement un à un des câbles 19, 20, 23 et 24
11	30j		Attente de 30j	
12		J59	CM2	Ajout du poids de la couche d'usure, du chasse-roue et des barrières métalliques
Fin de la construction				
13	12000j		Attente de 33 ans	
14		33 ans	CM3	Remplacement des barrières par les parapets New-Jersey en 1995
15	6600j		Attente de 18 ans	
16		51 ans	Résultats en 2013	

2.4 RENFORCEMENTS

2.4.1 GÉNÉRALITÉ

L'état du pont s'est dégradé depuis sa construction ce qui a nécessité l'ajout de renforcements sur les poutres de rive :

- torons précontraints externes horizontaux ancrés aux extrémités des poutres de rive, noté PTE;

- 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;
- tissus en matériaux composites appliqués sur les âmes des poutres de rive.

Les trois premiers types de renforcement ont été considérés dans les analyses présentées dans ce rapport. Le rôle des tissus en matériaux composites n'a pas été étudié dans le cadre de ce mandat. En effet, leur contribution est négligeable dans les analyses linéaires, ces matériaux n'étant efficaces que lorsqu'il y a un allongement significatif, qui est très faible dans l'axe vertical d'action des renforcements en tissus ajoutés, sauf en présence de fissures à l'effort tranchant. Les photos suivantes montrent la vue générale des trois dispositifs de renforcement considérés dans cette étude. Les détails de chacun des types de renforcement sont donnés aux sections suivantes.

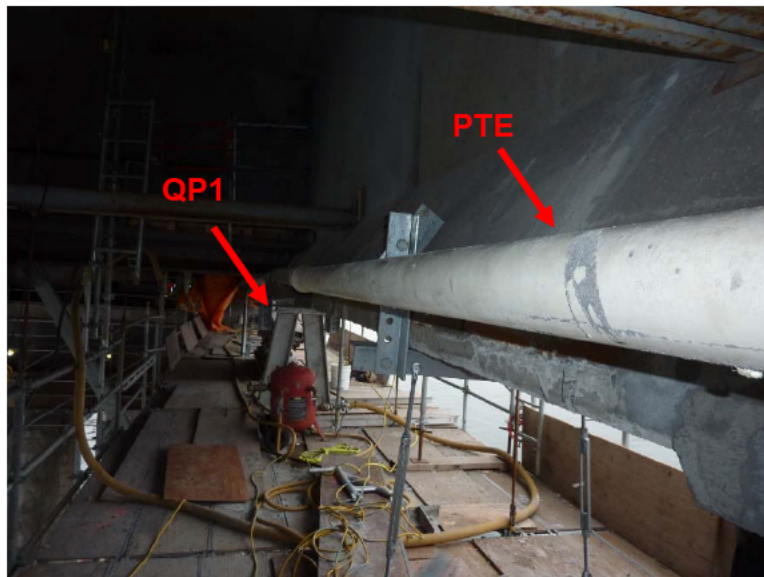


Figure 2.4 : Gaine PTE et poinçon d'une arbalète QP1

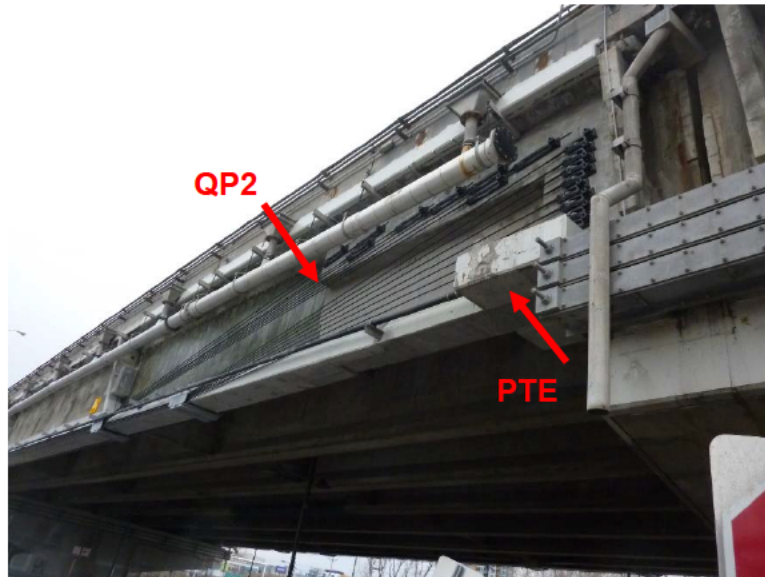


Figure 2.5 : Bloc d'ancrage PTE et mono-torons déviés QP2

2.4.2 PRÉCONTRAINTÉ EXTERNE – PTE

Le premier système installé pour renforcer la précontrainte consiste en deux câbles droits situés à une distance de 9" (0.23 m) par rapport au bas de la poutre (Figure 2.6). Il y a un câble de part et d'autre de la poutre. Le câble est ancré dans deux blocs de béton coulés de part et d'autre du talon de la poutre et précontraints transversalement à l'aide de barres de clouage 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.

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, à savoir que les poutres P1 et P7 n'ont pas nécessairement le même niveau de renforcement.

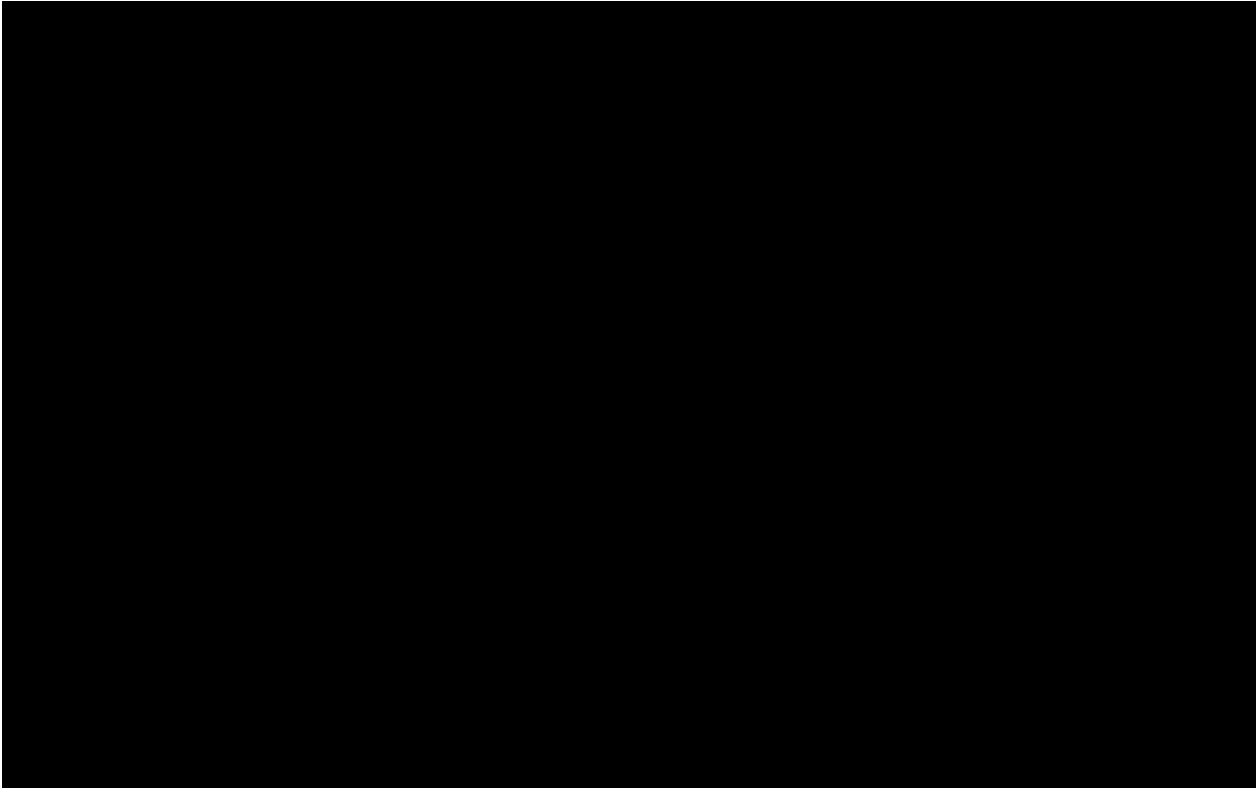


Figure 2.6 : Détail des blocs d'ancrage de la précontrainte extérieure – PTE

2.4.3 ARBALÈTE À DOUBLE POINÇONS – QP1

Le système d'arbalètes à double poinçons vise à appliquer des charges verticales au droit des diaphragmes à l'aide de poinçons. Ce renforcement vise essentiellement à réduire l'effort tranchant dans les poutres de rive. La force est appliquée au moyen de barres de précontrainte dans la partie horizontale entre les poinçons (Figure 2.7). Le système nécessite la construction de blocs d'ancrage aux extrémités des poutres. L'ensemble est moins esthétique que la précontrainte externe mais, comme il sera indiqué plus loin, il est beaucoup efficace.

Typiquement la force appliquée dans les barres horizontales est de 2150 kN par poutre. Une valeur réduite de 1900 kN a été retenue dans les études non linéaires [1]. Le système est toujours installé de manière symétrique de sorte que les poutres P1 et P7 ont le même système dans les travées où ce renforcement est utilisé.

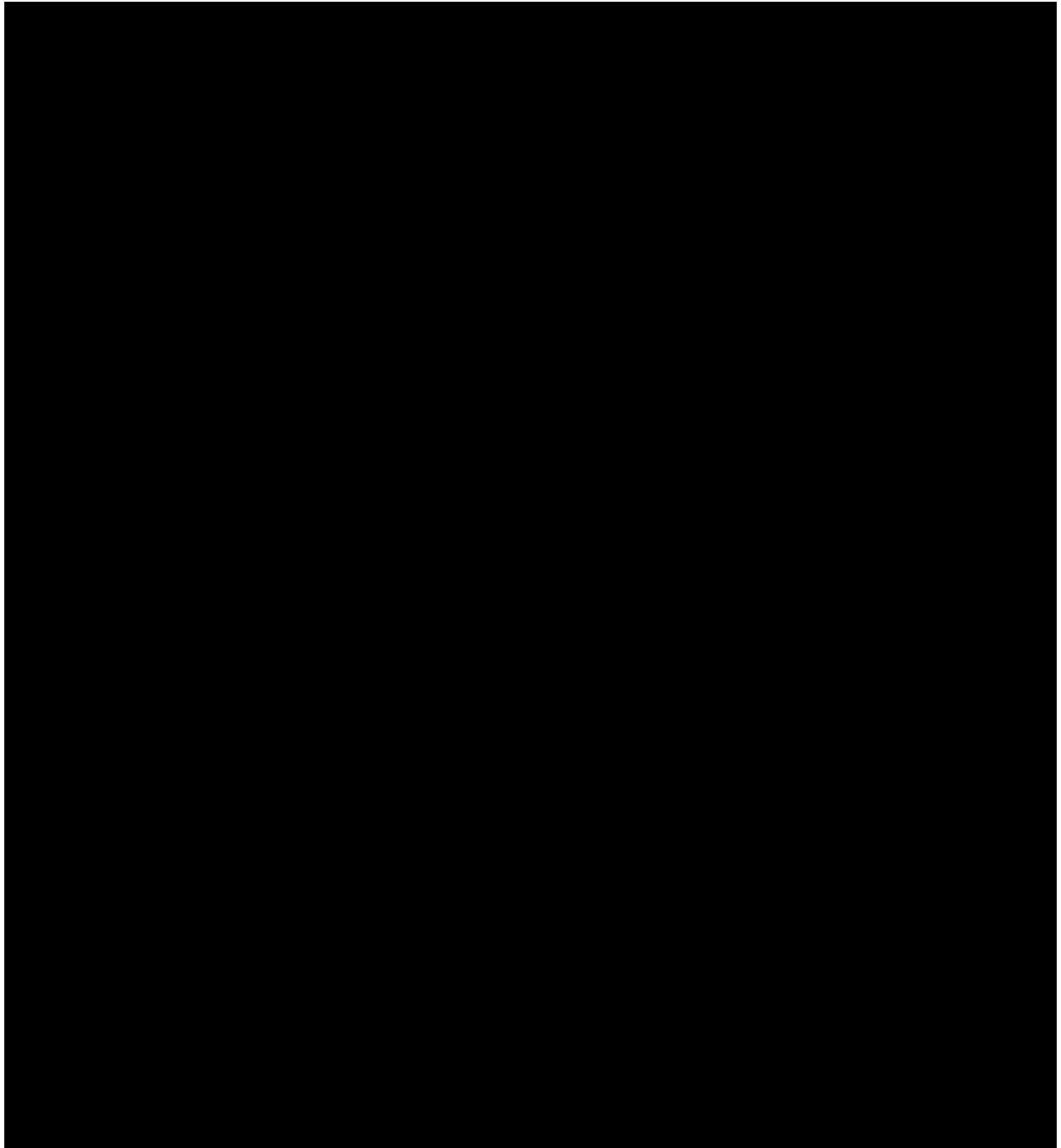


Figure 2.7 : Détail du renforcement par arbalètes à double poinçons – QP1

2.4.4 MONO-TORONS GAINÉS GRAISSÉS DÉVIÉS AU NIVEAU DE LA POUTRE – QP2

Pour les travées où le dégagement ne permet pas l'installation du système d'arbalètes à double poinçons, l'alternative proposée consiste en un système de mono-torons gainés et graissés déviés disposés de chaque côté de l'âme des poutres extérieures, tel qu'illustré sur la Figure 2.8. L'objectif visé est le même que pour le système QP1, à savoir le renforcement à l'effort tranchant des poutres de rive. Ce système requiert des dispositifs d'ancrage assez élaborés aux extrémités des poutres. Les points de déviation se situent environ aux quarts et aux tiers de portée.

Au total, 32 torons T15 (16 de chaque côté des poutres) sont mis en place pour chaque poutre et tendus à une contrainte de 750 MPa ($0.4 f_{pu}$), de sorte que la force axiale totale par poutre après les pertes est de 3327 kN [1].

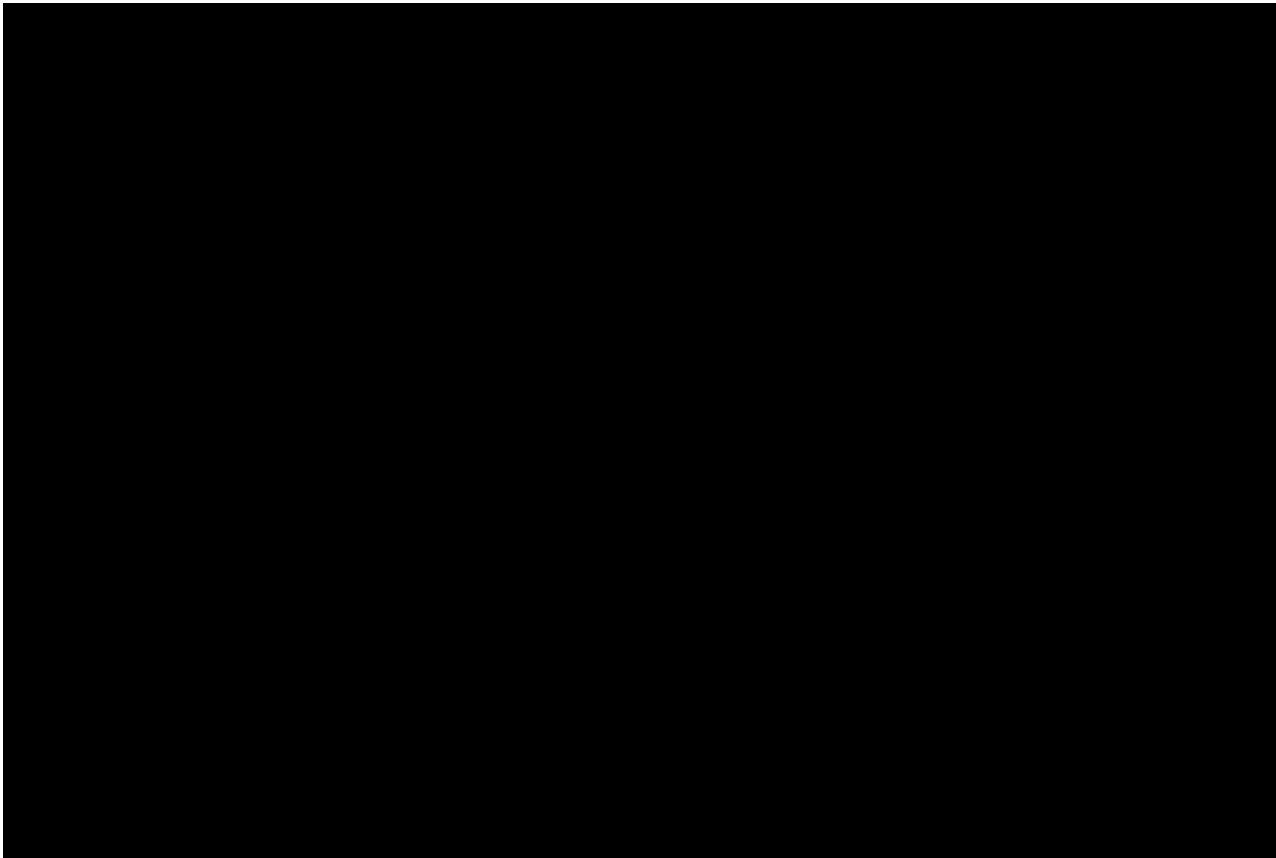


Figure 2.8 : Détail du renforcement mono-torons déviés – QP2

3 PRÉCONTRAINTE EFFECTIVE

3.1 PRÉSENTATION DU MODÈLE 1D

Le logiciel CSI Bridge [2] propose un module pour le calcul des pertes de précontrainte dues aux effets différés : le fluage et le retrait du béton, ainsi que la relaxation de l'acier. 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. Cependant ces calculs ne sont possibles que dans le cas de modèles utilisant des éléments poutre et plaque. Un modèle simplifié de la poutre de rive a été développé avec des éléments poutre (1D). Les câbles de précontrainte sont modélisés individuellement. La géométrie exacte du profil de chacun des 24 câbles a été obtenue à partir des plans de conception, tel qu'illustré sur la Figure 3.1.

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 [3]. 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. Bien que la section soit définie dans le plan vertical, les analyses sont réalisées sur un élément poutre.

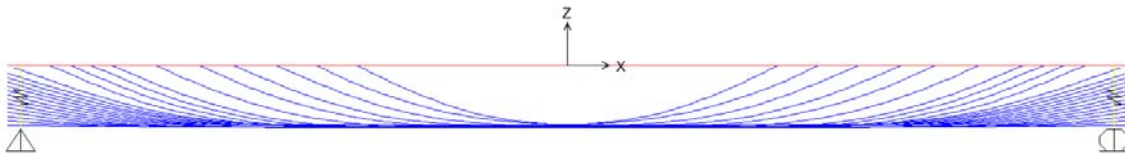


Figure 3.1 : Vue en élévation de la poutre de rive – Modèle non linéaire 1D

Le modèle est formé à l'origine d'un élément poutre auquel peuvent être ajoutés dans le temps des extensions rigides qui permettent de modifier la section en cours, en l'occurrence par l'ajout des dalles intercalées entre les semelles des poutres.

Ainsi les éléments dalles, en vert sur la Figure 3.2, sont ajoutés et liés à la poutre par des éléments liens, en jaune. Le rôle des éléments de dalle est de représenter le comportement de poutre mixte qui survient progressivement après la coulée des dalles et des diaphragmes. En effet, la rigidité de la dalle augmentant, une partie des efforts est redistribuée par fluage. Ce phénomène est illustré schématiquement sur la Figure 3.3.

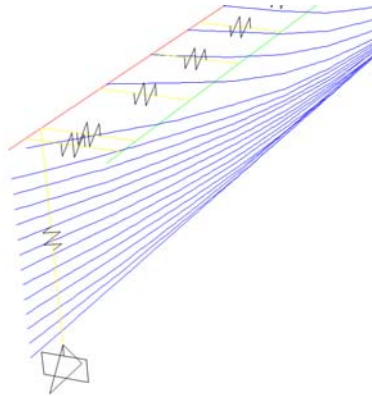


Figure 3.2 : Modélisation de l'ajout de dalle avec des extensions rigides

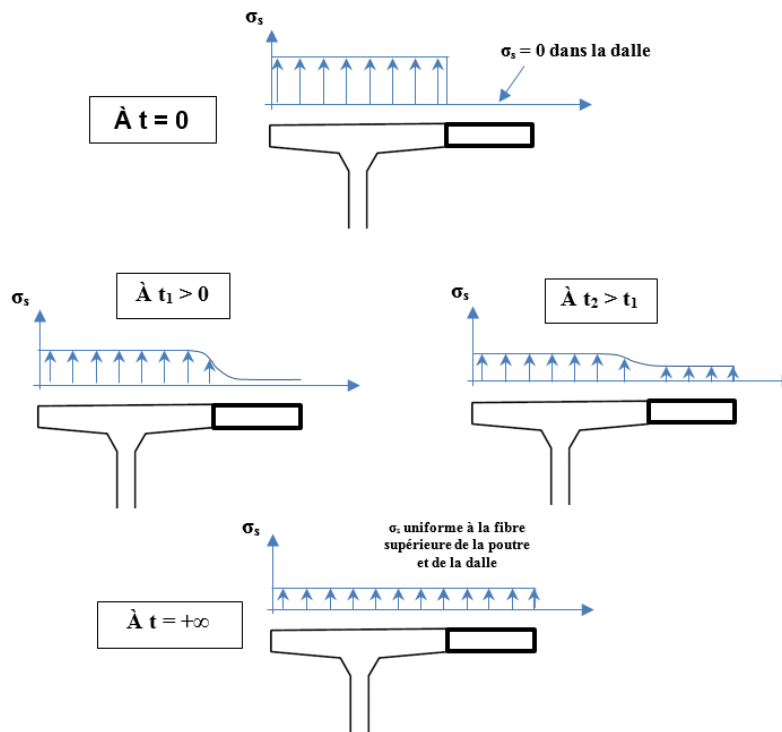


Figure 3.3 : Redistribution progressive par fluage des contraintes longitudinales dans la dalle

3.2 PROPRIÉTÉS DES MATÉRIAUX ET CHOIX DES PARAMÈTRES

Le choix des différents paramètres utilisés avec CSI-Bridge pour modéliser l'évolution de la précontrainte de la construction jusqu'à aujourd'hui est détaillé à l'Annexe 3. Ces paramètres incluent : les propriétés des matériaux, la précontrainte appliquée, les pertes instantanées et les effets différés.

Les analyses considèrent l'évolution des propriétés du béton en fonction de la résistance à 28 jours. Deux types de béton sont considérés. Pour le béton des poutres, les tests ont révélé une résistance f_c moyenne de 63.2 MPa après 51 ans [11]. La résistance nominale correspondante déterminée en appliquant les exigences du Code CSA-S6 est de 53.9 MPa, tel qu'indiqué dans Mitchell [1]. En appliquant les mêmes règles d'évolution de la résistance en fonction du temps que celles utilisées dans le modèle de béton de CSI-Bridge, la valeur nominale à 28 jours est de 42.5 MPa. Pour le béton des dalles, la résistance spécifiée de 34.5 MPa a été retenue. Comme le module d'Young n'a pas été mesuré explicitement sur les éprouvettes, la formule du code CSA-S6 a été retenue pour le calculer selon le type de béton à 28 jours. Dans tous les cas une masse volumique $\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$ a été considérée pour le calcul du module élastique des poutres et des dalles intercalaires.

Les paramètres des câbles de précontraintes utilisés sont tels que décrit au chapitre 2 et résumé à l'Annexe 3. Les étapes de construction suivent ce qui a été établi au Tableau 2.2. La tension de vérinage retenue de correspondant à une contrainte de 1258 MPa, soit 80% de la résistance ultime de 1572 MPa. Des fils 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.

3.3 RÉSULTATS DU MODÈLE 1D

Suite à l'analyse non linéaire des étapes de construction, le logiciel fournit la force de précontrainte de chacun des 24 câbles le long de leur tracé selon leur abscisse curviligne. Le résultat pour le câble 14 est présenté à titre d'exemple sur la Figure 3.4.

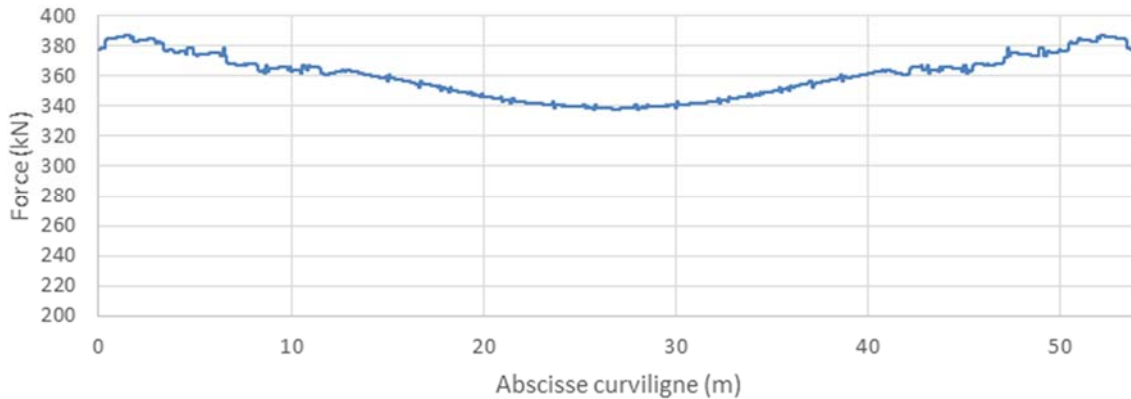


Figure 3.4 : Force du câble 14 après 51 ans

Le Tableau 3.1 donne la force à mi-travée pour chacun des 24 câbles à 4 instants différents. Les valeurs sont données après chacune des trois phases de précontrainte et 51 ans après la construction, c'est-à-dire en 2013.

La force totale dans les 24 câbles après 51 ans est de 8541 kN ce qui représente une force moyenne par câble de 355.9 kN. Pour une aire de 462 mm² par câble, cela correspond à une contrainte moyenne de 771 MPa, ou 0.49 f_{pu} . Cette valeur est compatible avec l'évaluation faite dans l'étude de TecSult [12] qui établit la contrainte effective moyenne à 798 MPa en 2004.

L'une des conclusions importantes de ce calcul des pertes de précontrainte est que la somme du moment de flexion dû au poids propre et de celui de la précontrainte après 51 ans est quasiment nulle sur la portion centrale de la poutre, tel qu'illustré sur la Figure 3.5. En d'autres termes, la poutre est quasiment en compression uniforme en condition à vide (sans charges routières).

Tableau 3.1 : Forces à mi-travée dans les 24 câbles en kN

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	507	440	413	342
2	506	439	412	341
3	506	440	413	342
4	509	442	415	344
5	512	444	417	346
6	515	446	419	347
7	519	449	422	350
8	521	451	424	352
9	525	454	427	355
10	528	456	429	357
11	489	428	401	330
12	494	431	405	333
13	499	436	409	338
14	500	436	410	339
15	x	472	423	350
16	x	475	425	353
17	x	484	431	359
18	x	489	435	362
19	x	x	487	383
20	x	x	494	387
21	x	501	444	371
22	x	509	449	375
23	x	x	504	393
24	x	x	506	394

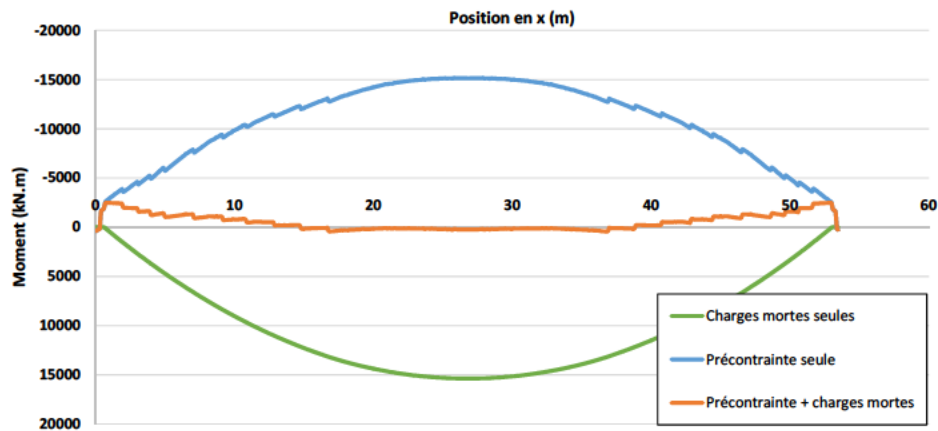


Figure 3.5 : Moments dans une poutre type après 51 ans

Le modèle non linéaire 1D a d'abord servi à déterminer les bonnes forces de précontrainte dans les câbles, données requises pour réaliser les analyses non linéaires 2D.

Ces forces ont également été reportées dans le modèle 3D afin d'obtenir la bonne distribution des contraintes dans le tablier après 51 ans dans la condition sans endommagement. Dans le modèle 3D linéaire il n'est également pas possible d'obtenir les déformations réelles puisque ce modèle omet les déformations dues aux effets différés. Toutefois le calcul des contraintes dans le béton est juste car il considère les contraintes réelles dans les câbles.

4 ÉLABORATION DU MODÈLE 3D

4.1 PRÉSENTATION DU MODÈLE 3D

La géométrie retenue pour les poutres préfabriquées est la même que pour le modèle 1D. On tient compte de l'épaississement de l'âme des poutres. Toutes les parties en béton d'une travée type ont été modélisées avec des éléments de solide à 8 nœuds. Des vues 3D du modèle sont montrées sur la Figure 4.1.

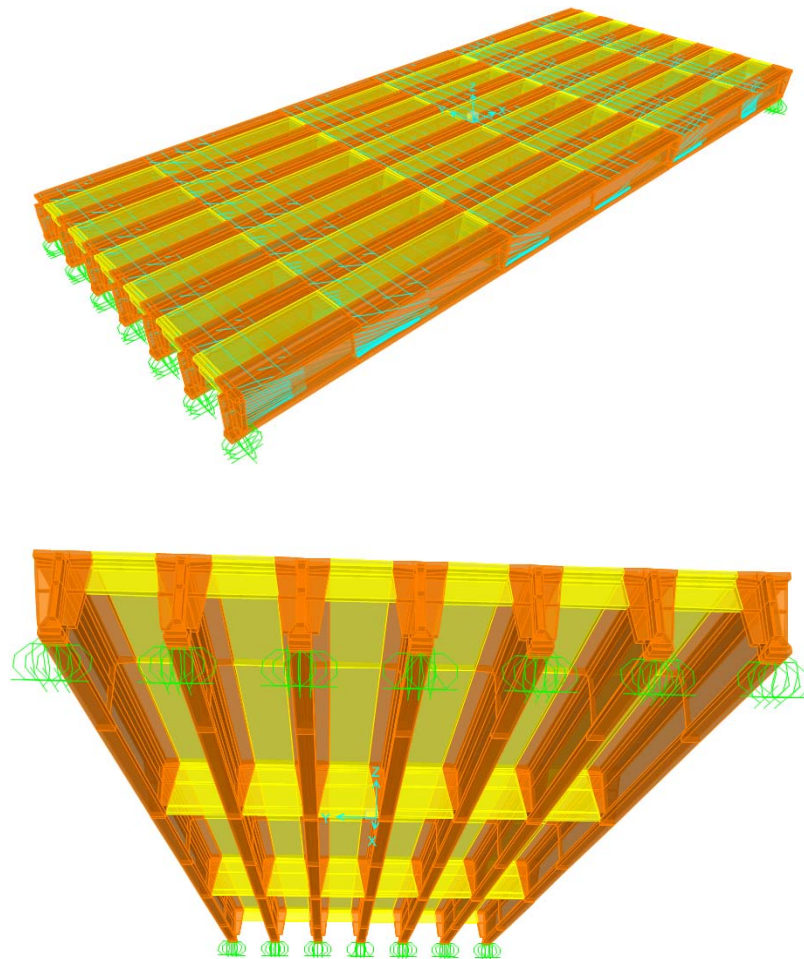


Figure 4.1 : Vues du modèle 3D

Les appuis sont modélisés avec des conditions idéales où seulement le déplacement vertical est bloqué le long de la ligne d'appui de chaque poutre pour les nœuds

associés aux appareils d'appui. De plus, les déplacements longitudinaux (x) et transversaux (y) sont retenus en un nombre minimal de point pour éviter les mouvements de corps rigide.

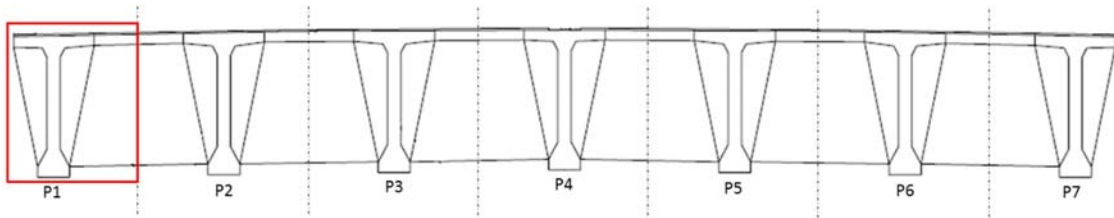
4.2 PROPRIÉTÉS DES MATÉRIAUX

Des propriétés mécaniques linéaires élastiques sont utilisées dans les modèles. Les propriétés ont été déterminées selon la résistance du béton après 51 ans. Ainsi pour les poutres, le module élastique sélectionné est égal à 31800 MPa alors qu'une valeur de 29475 MPa a été retenue pour les dalles intercalaires et les diaphragmes. Dans tous les cas un coefficient de Poisson de 0.2 a été utilisé.

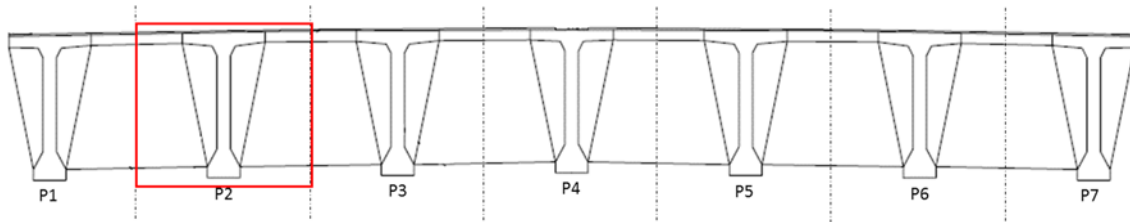
4.3 DÉTERMINATION DES EFFORTS POUR CHACUNE DES POUTRES

Le chapitre suivant présente les résultats des analyses du modèle 3D linéaire. Les amplitudes des efforts axiaux (N), des efforts tranchants (V) et des moments de flexion longitudinaux (M) selon l'axe longitudinal (x) sont présentés pour chacune des 7 poutres. Pour obtenir les efforts pour chaque poutre, 7 groupes d'éléments ont été créés, un groupe pour chaque poutre. Un groupe est constitué de la poutre préfabriquée et des demi-dalles intercalaires adjacentes (voir Figure 4.2).

Des coupes transversales ont été créées sur toute la largeur du tablier à tous les 8", soit un total de 257 coupes tout le long du tablier. À chacune de ces coupes, CSI-Bridge offre la possibilité d'intégrer les contraintes sur la section de chaque coupe transversale (pour un groupe) ou sur la totalité de la section transversale du tablier. Ainsi les valeurs des efforts internes (N , V et M) et leur répartition entre les 7 groupes créés sont obtenues pour chacune des 257 coupes. Cela permet de tracer 8 courbes le long des poutres, une pour les efforts s'exerçant sur la totalité du tablier et une pour chacune des 7 poutres.



a) Groupe P1 :



b) Groupe P2 :

Figure 4.2 : Groupes d'éléments formant les poutres

Il convient de souligner que le découpage de la section totale en 7 groupes, au milieu des dalles intercalaires, est un choix arbitraire. Ainsi, par exemple, comme la travée est simplement supportée, la force axiale totale sous une charge de camion CL-625 est nulle, mais dans les poutres il apparaît tout de même des efforts axiaux non nuls mais auto-équilibrés, c'est-à-dire dont la somme totale est nulle. Ceux-ci sont dus au découpage arbitraire à mi-distance entre les dalles intercalaires et n'ont pas de sens physique : pour chaque cas de charge il serait possible de déterminer le point de séparation entre les poutres pour lequel l'effort axial serait nul dans chacune des poutres. Ces moments doivent être considérés simultanément avec l'effort axial correspondant. Toutefois, le moment fléchissant réel peut également être obtenu de l'intégrale des efforts tranchants verticaux qui, eux, ne sont pas affectés par le découpage des poutres.

Ainsi, les moments fléchissants présentés au chapitre 5 sont donnés sous deux formes : les moments internes directement obtenus du logiciel CSI Bridge, et les moments fléchissants calculés par l'intégration des efforts tranchants verticaux donnés par CSI-Bridge. L'utilisation de l'une ou l'autre des deux formes doit être cohérente avec l'analyse réalisée.

5 RÉSULTATS DES ANALYSES

5.1 CAS DE CHARGE CRITIQUE EN FLEXION

Le cas de chargement le plus critique en flexion pour la poutre de rive P7 correspond à la condition où 3 voies de circulation sont chargées. La charge de camion ou la charge de voie ont été considérées, cette dernière étant légèrement plus critique. La charge de voie est constituée de 80% de la charge de camion CL-625 (voir Figure 5.1 ci-dessous), à laquelle est ajoutée une charge linéaire de 10 kN/m , soit une charge répartie de 10 kPa sur 3 m de largeur. Pour les analyses, la largeur de la voie carrossable a été divisée en trois voies égales, ce qui est habituellement plus critique que l'utilisation des voies marquées en présence d'accotements.

Le positionnement transversal des camions CL-625 sur le tablier est défini sur la Figure 5.1. La portion du tablier correspondant au modèle 2D non linéaire est indiquée sur cette figure. Le positionnement longitudinal des camions est présenté sur la Figure 5.2. Pour obtenir les efforts maximaux, il est requis de décaler légèrement le centre de gravité du camion pour obtenir le moment maximal.

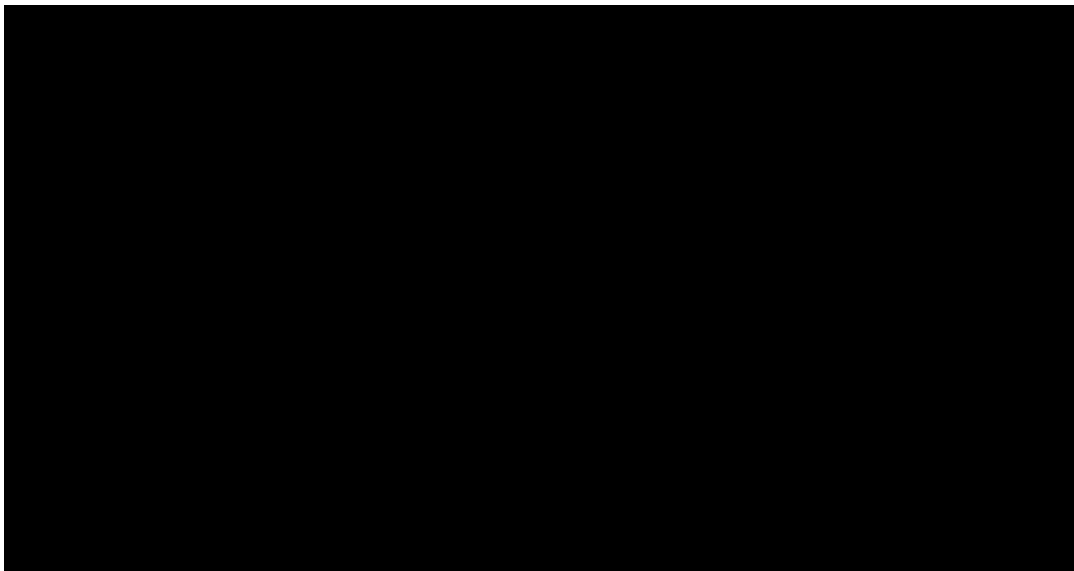


Figure 5.1 : Positionnement transversal des charges de camion correspondant à la condition critique en flexion pour la poutre 7

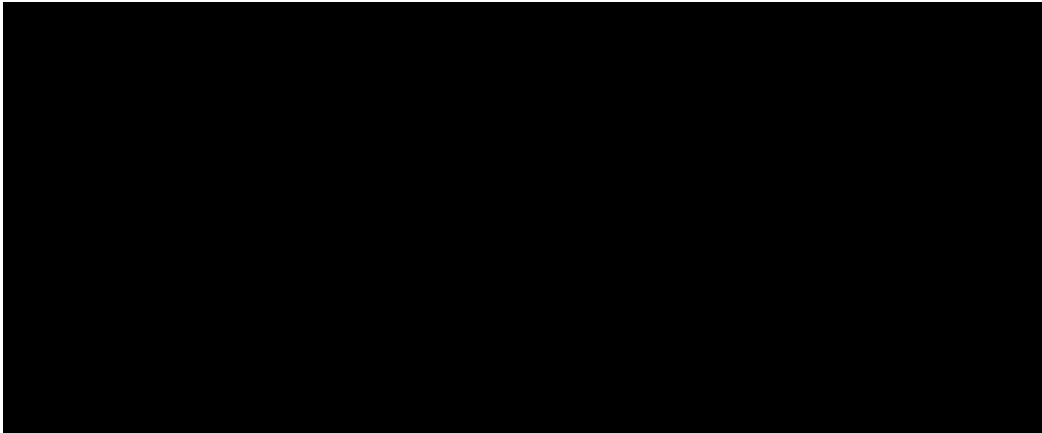


Figure 5.2 : Positionnement longitudinal des charges de camion correspondant à la condition critique en flexion pour la poutre 7

Les contraintes longitudinales associées à cette condition de chargement sont montrées sur la Figure 5.3. Les efforts internes N , V et M dans la poutre de rive, requis pour les analyses 2D, sont présentés respectivement sur la Figure 5.4, la Figure 5.5 et la Figure 5.6.

Le moment maximal à mi-travée dû à la totalité des charges est de 19 900 kN-m. La poutre de rive P7 est soumise à un moment de 5780 kN-m selon le découpage montré sur la Figure 4.2 alors que le moment réel obtenu de l'intégration des efforts tranchants est de 6100 kN-m, tel qu'illustré sur la Figure 5.7.

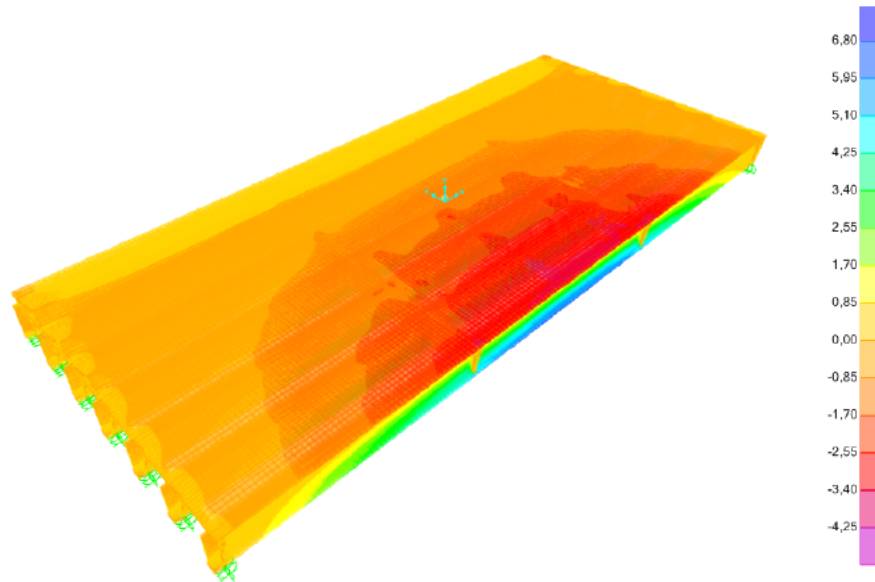


Figure 5.3 : Amplitude des contraintes longitudinales (MPa) – Chargement critique de flexion pour la poutre P7

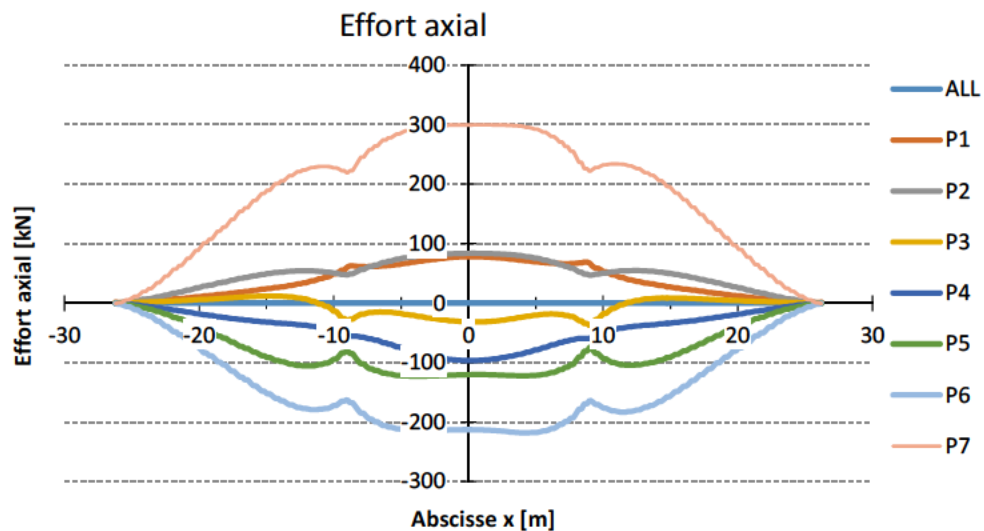


Figure 5.4 : Force axiale dans les poutres et le tablier – Chargement critique de flexion pour la poutre P7

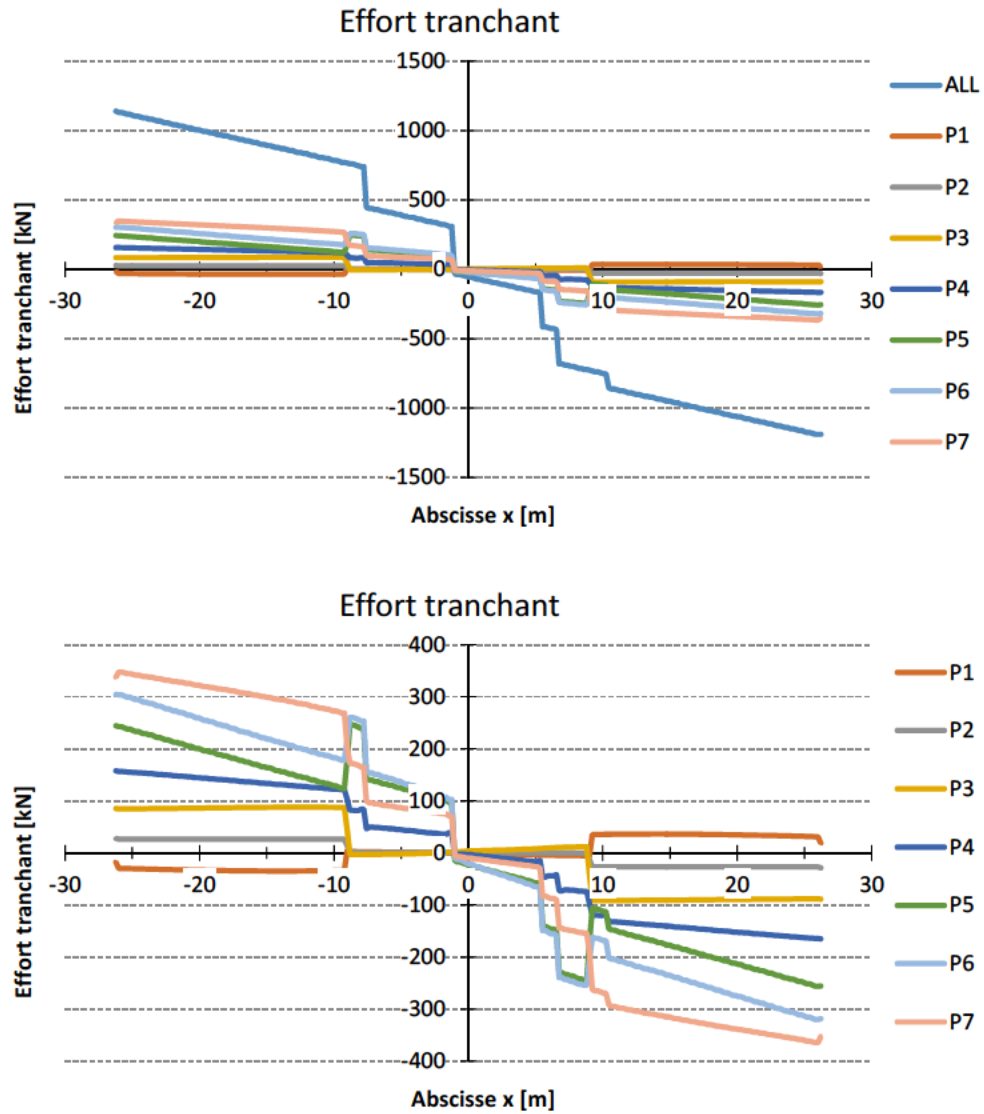


Figure 5.5 : Effort tranchant dans les poutres et le tablier – Chargement critique de flexion pour la poutre P7

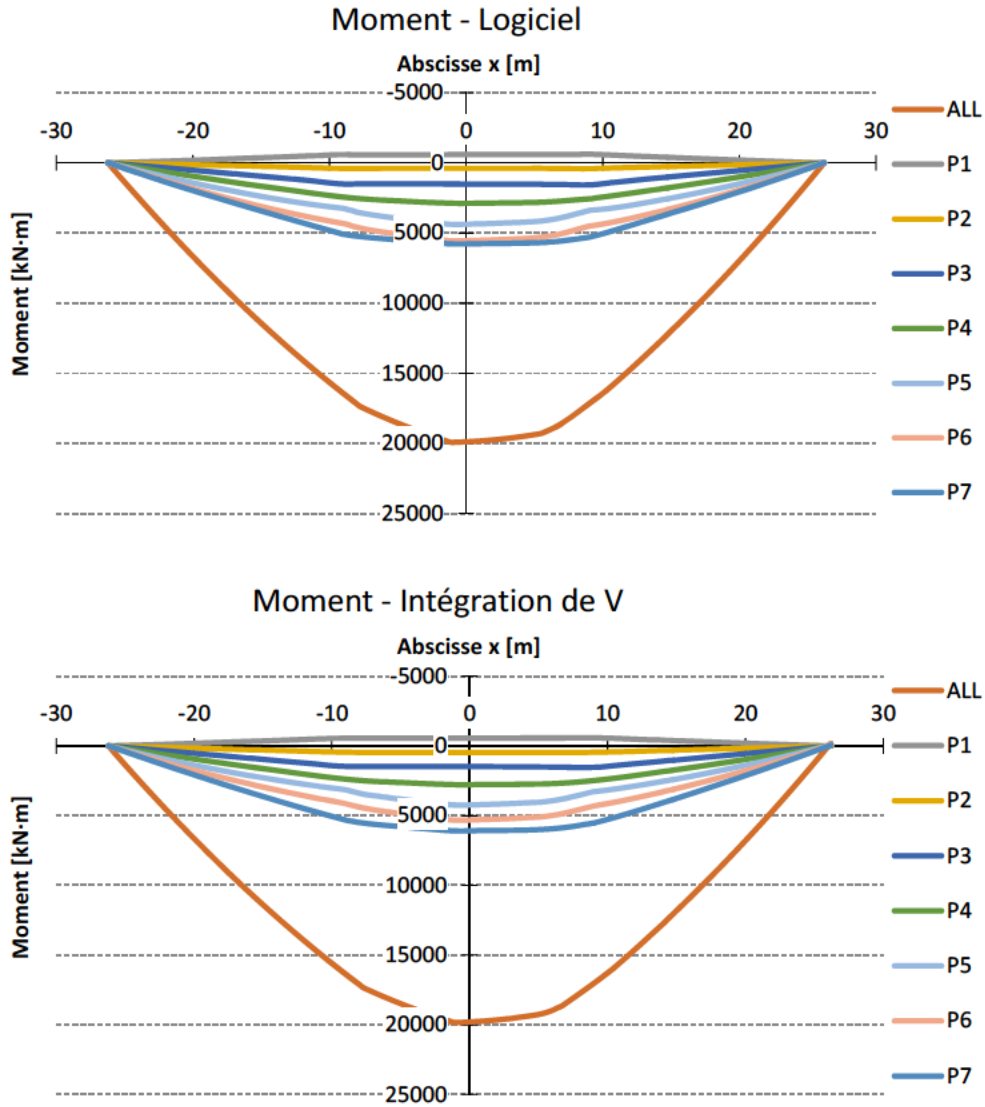


Figure 5.6 : Moments fléchissants dans les poutres – Chargement critique de flexion pour la poutre P7

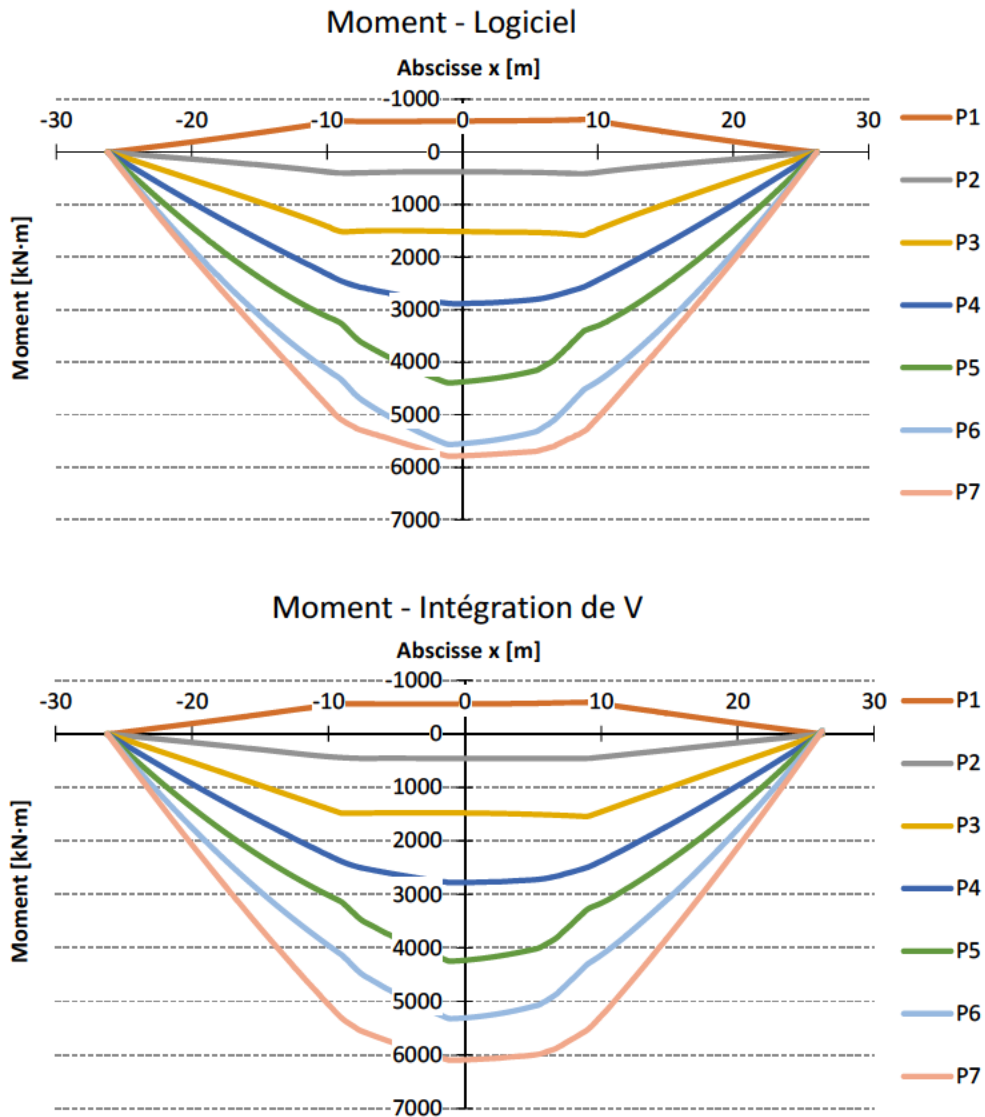


Figure 5.7 : Moments fléchissant dans les poutres – Chargement critique de flexion pour la poutre P7

5.2 CAS DE CHARGE CRITIQUE À L'EFFORT TRANCHANT

Le cas de chargement le plus critique à l'effort tranchant pour la poutre de rive P7 correspond au cas où 3 voies de calcul sont chargées. Le positionnement transversal des camions CL-625 sur le tablier est défini sur la Figure 5.8. La portion du tablier correspondant au modèle 2D non linéaire est indiquée sur cette figure. Le positionnement longitudinal des camions est présenté sur la Figure 5.9.

Pour la voie 1, la condition critique est obtenue en décalant la position longitudinale du camion pour le chargement critique en flexion de \blacksquare fois la portée, soit de \blacksquare m. Pour les voies 2 et 3, la condition critique est obtenue en décalant les essieux de \blacksquare m par rapport au positionnement longitudinal du camion défini pour le chargement critique en flexion, ce qui correspond à \blacksquare fois la portée.



Figure 5.8 : Positionnement transversal des charges de camion correspondant à la condition critique à l'effort tranchant pour la poutre P7

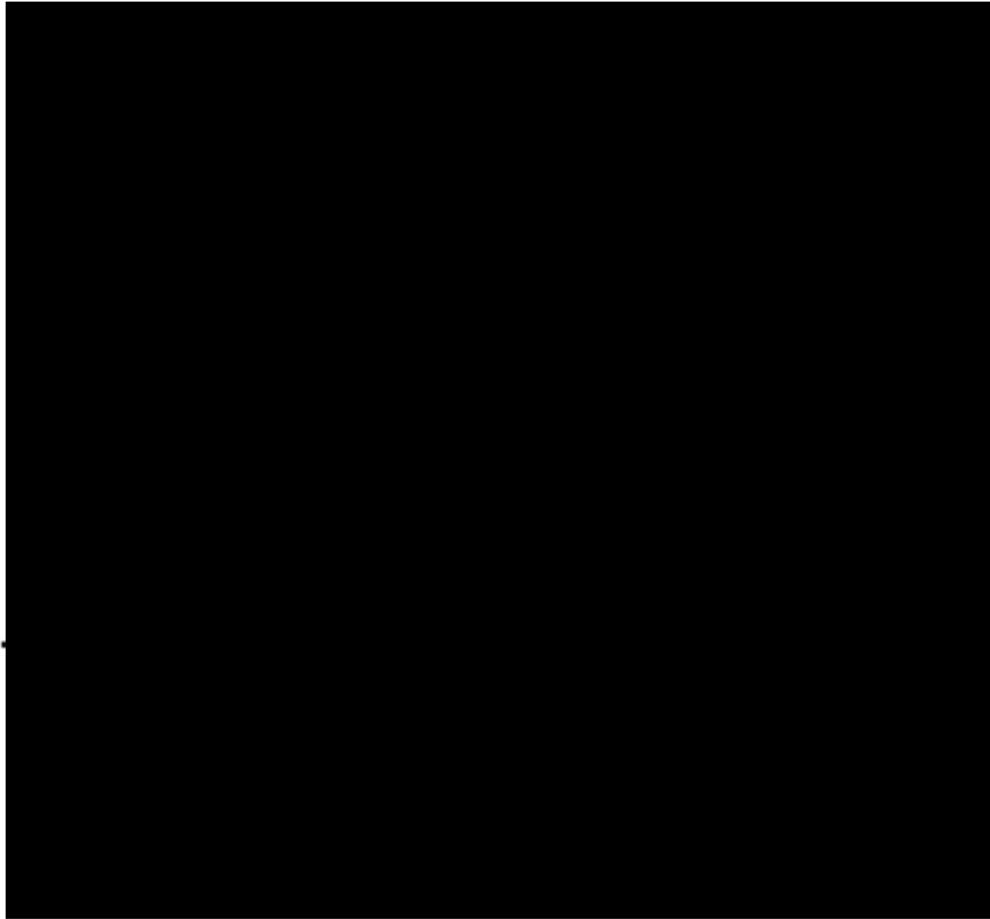


Figure 5.9 : Positionnement longitudinal des charges de camion correspondant à la condition critique à l'effort tranchant pour la poutre P7

Les contraintes longitudinales associées à cette condition de chargement sont montrées sur la Figure 5.10. Les efforts internes N , V et M dans la poutre de rive, requis pour les analyses 2D, sont présentés respectivement sur la Figure 5.11, la Figure 5.12 et la Figure 5.13.

L'effort tranchant maximal dans la poutre de rive est de 444 kN, tel qu'illustré sur la Figure 5.12. Le moment maximal à mi-travée dû à la totalité des charges est de 16 840 kN-m. La poutre de rive P7 est soumise à un moment de 4975 kN-m selon le découpage montré sur la Figure 4.2 alors que le moment réel obtenu de l'intégration des efforts tranchants est de 5170 kN-m, tel qu'illustré sur la Figure 5.14.

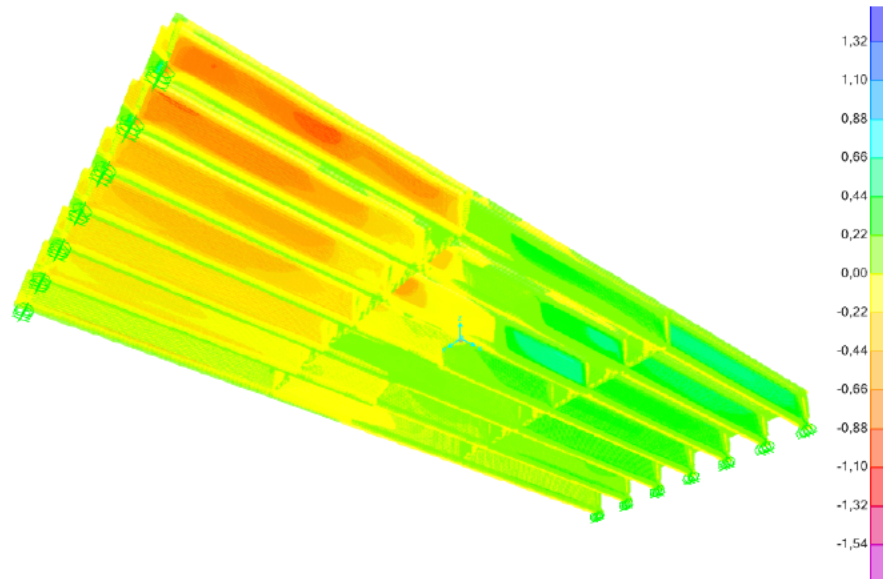


Figure 5.10 : Amplitude des contraintes de cisaillement (MPa) – Chargement critique de cisaillement pour la poutre P7

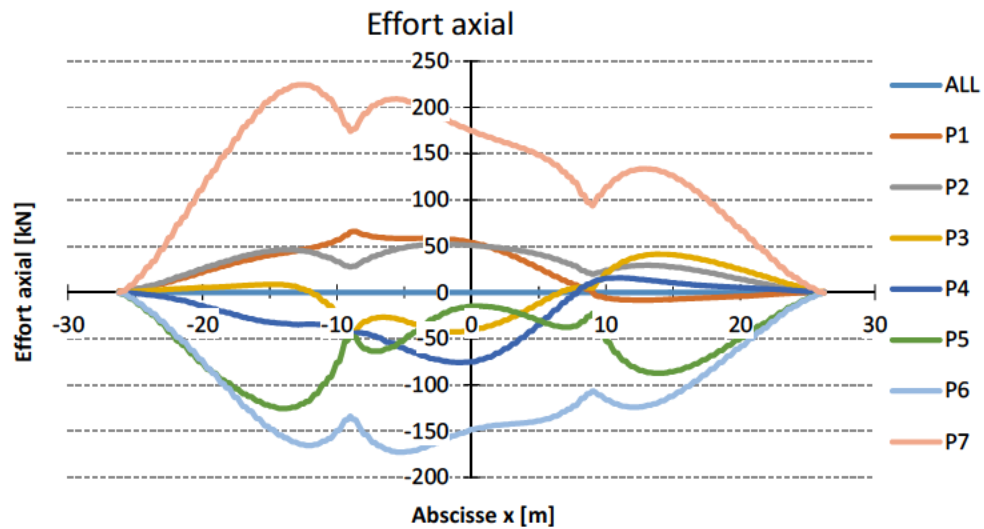


Figure 5.11 : Force axiale dans les poutres et le tablier– Chargement critique de cisaillement pour la poutre P7

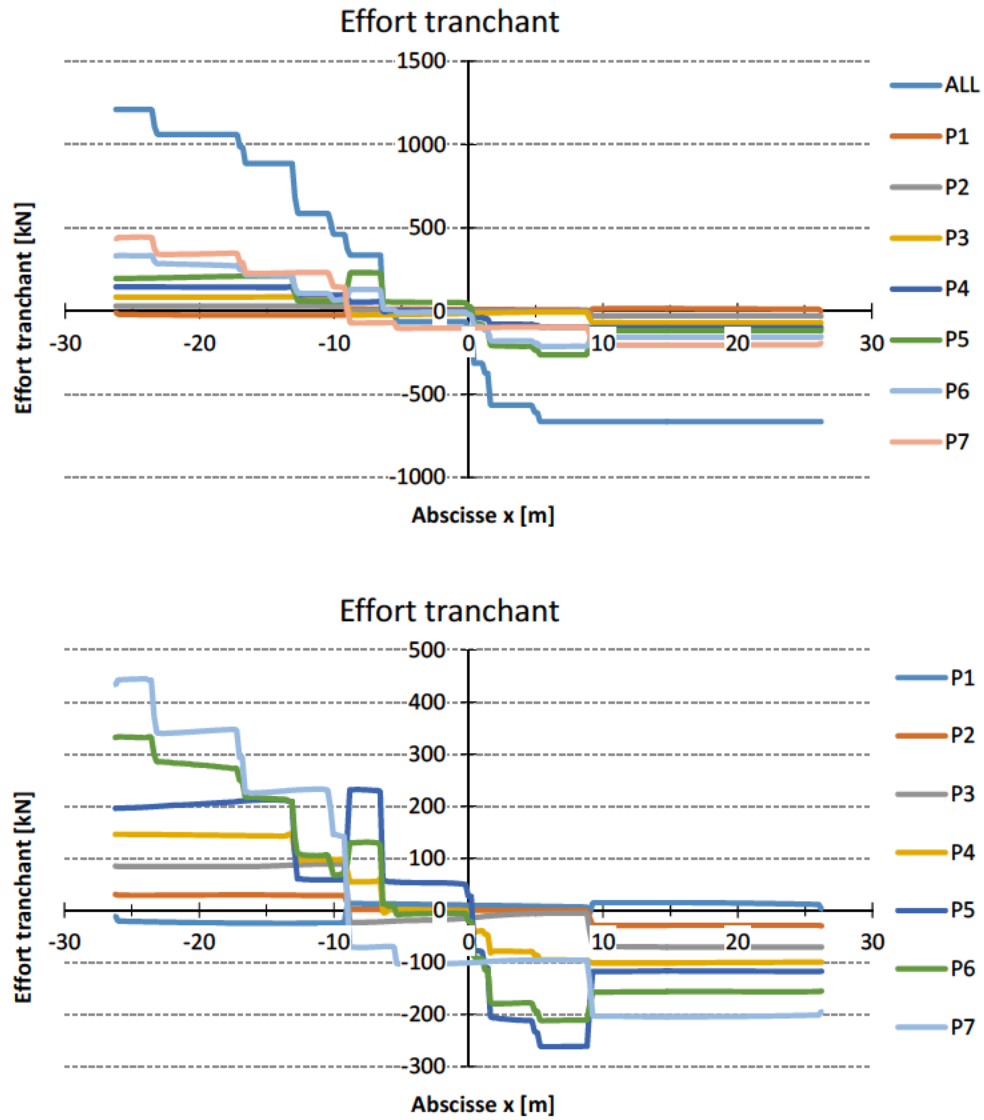


Figure 5.12 : Effort tranchant dans les poutres et le tablier – Chargement critique de cisaillement pour la poutre P7

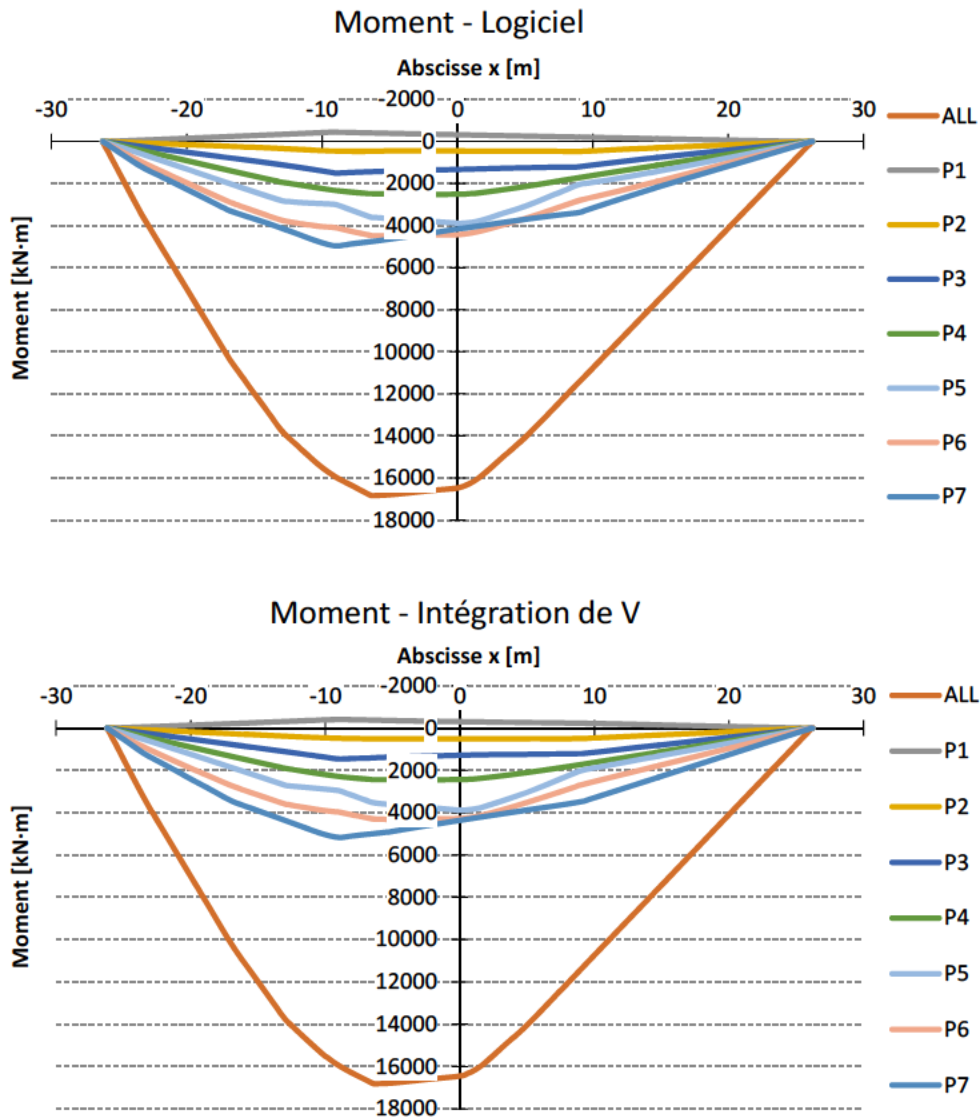


Figure 5.13 : Moment fléchissant dans les poutres et le tablier – Chargement critique de cisaillement pour la poutre P7

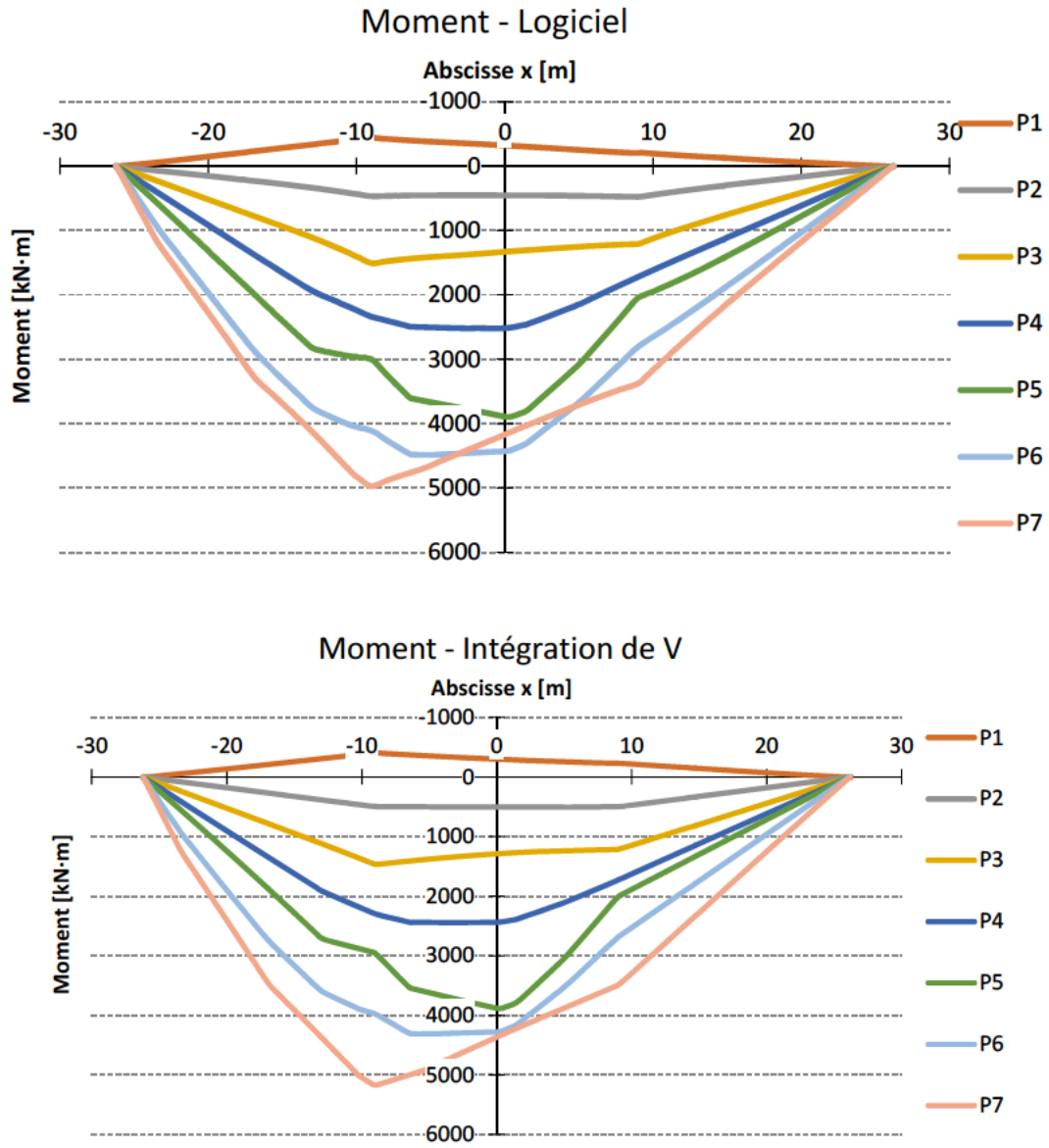


Figure 5.14 : Moments fléchissant dans les poutres – Chargement critique de cisaillement pour la poutre P7

5.3 SYSTÈMES DE RENFORCEMENT

5.3.1 GÉNÉRALITÉS

Les analyses des systèmes de renforcement ont été faites pour une force de 1000 kN appliquée pour chacune des poutres de rive P1 et P7. Les efforts obtenus pour 1000 kN doivent être majorés par le ratio de la force réelle installée sur la valeur de référence de 1000 kN considérée ici.

Les résultats présentés dans ce qui suit sont pour des renforcements symétriques, identiques pour les poutres P1 et P7. Ainsi, pour tous les graphiques, les courbes des poutres P1 et P7 sont confondues, de même pour les poutres P2 et P6, et les poutres P3 et P5.

5.3.2 PRÉCONTRAINTÉ EXTERNE – PTE

Dans les données transmises pour les analyses non linéaires, les efforts ont été fournis pour le cas où seule une poutre est renforcée (condition dissymétrique) ainsi que pour la condition où les deux poutres de rive ont la même quantité de précontrainte, situations retrouvées in situ.

Les contraintes longitudinales associées à cette condition de chargement sont montrées sur la Figure 5.15 pour la condition symétrique de 1000 kN par poutre. Les efforts internes N , V et M pour l'ensemble des poutres sont présentés respectivement sur la Figure 5.16, la Figure 5.17 et la Figure 5.18.

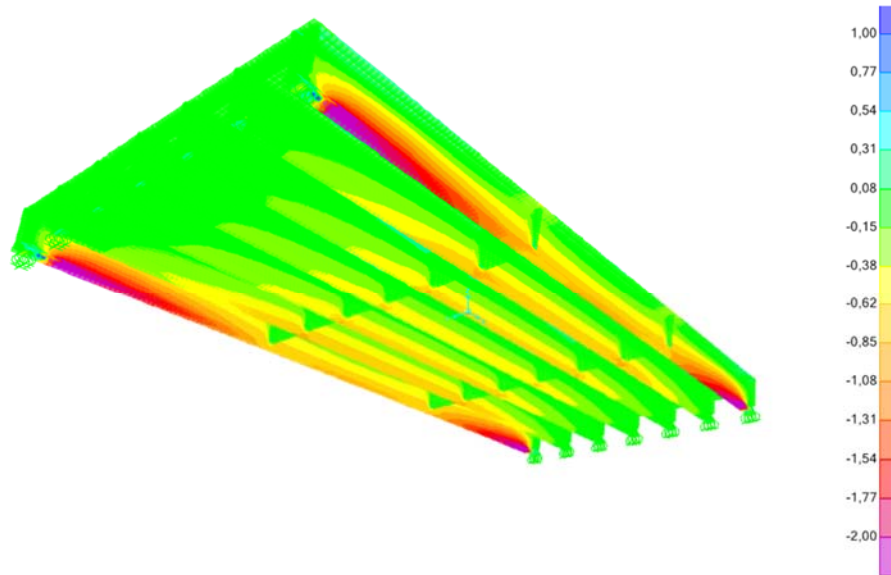


Figure 5.15 : Amplitude des contraintes longitudinales (MPa) – Renforcement par précontrainte externe des poutres P1 et P7 avec une force de 1000 kN

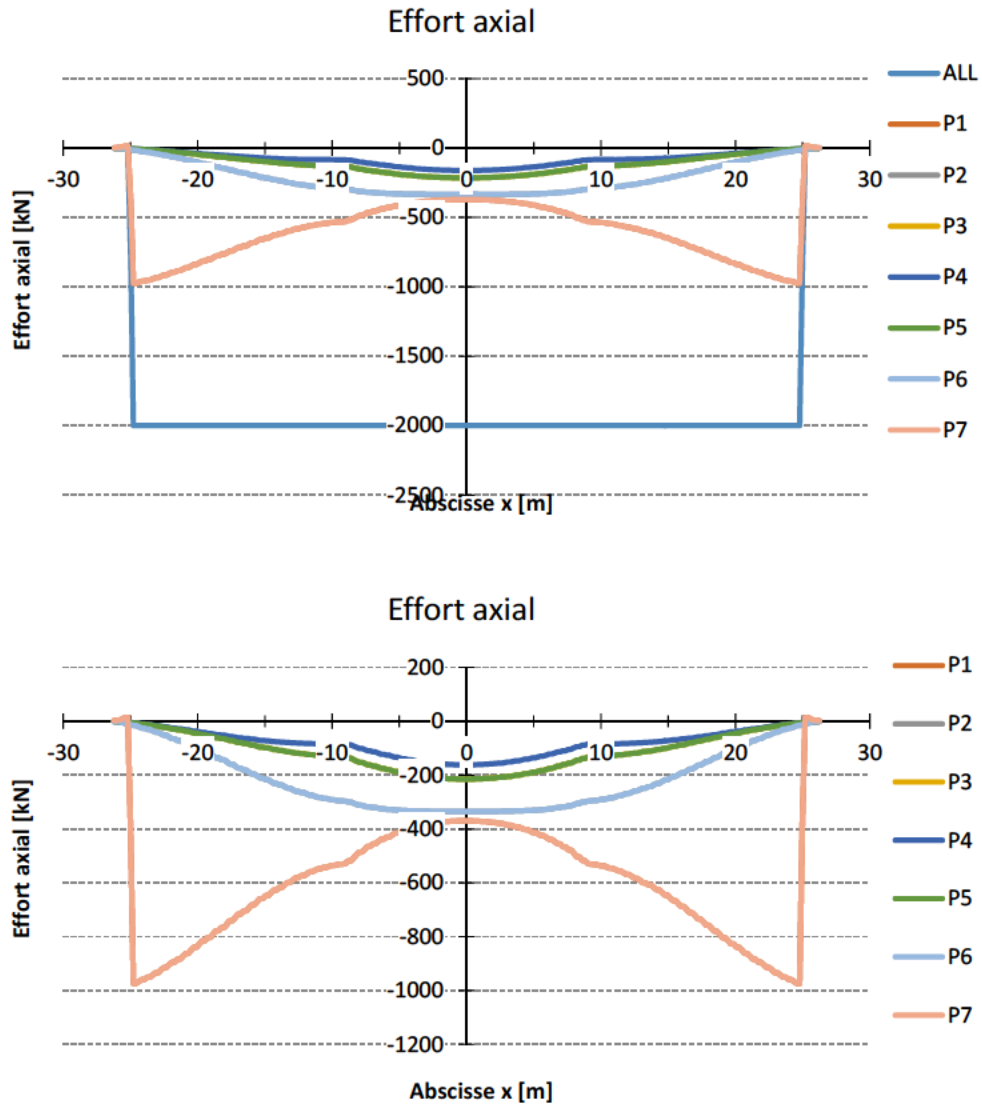


Figure 5.16 : Force axiale dans les poutres et le tablier – Renforcement par précontrainte externe des poutres P1 et P7 avec une force de 1000 kN

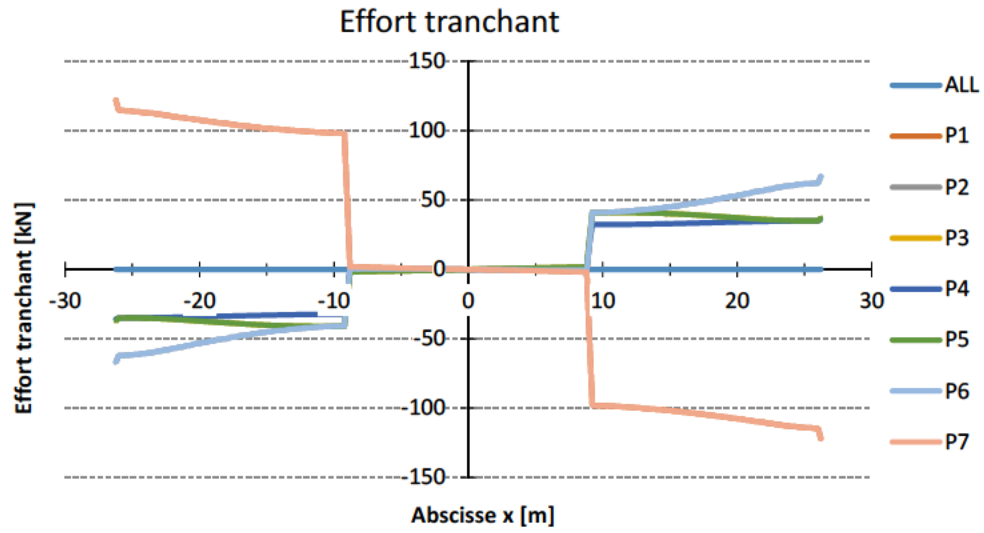


Figure 5.17 : Effort tranchant dans les poutres – Renforcement par précontrainte externe des poutres P1 et P7 avec une force de 1000 kN

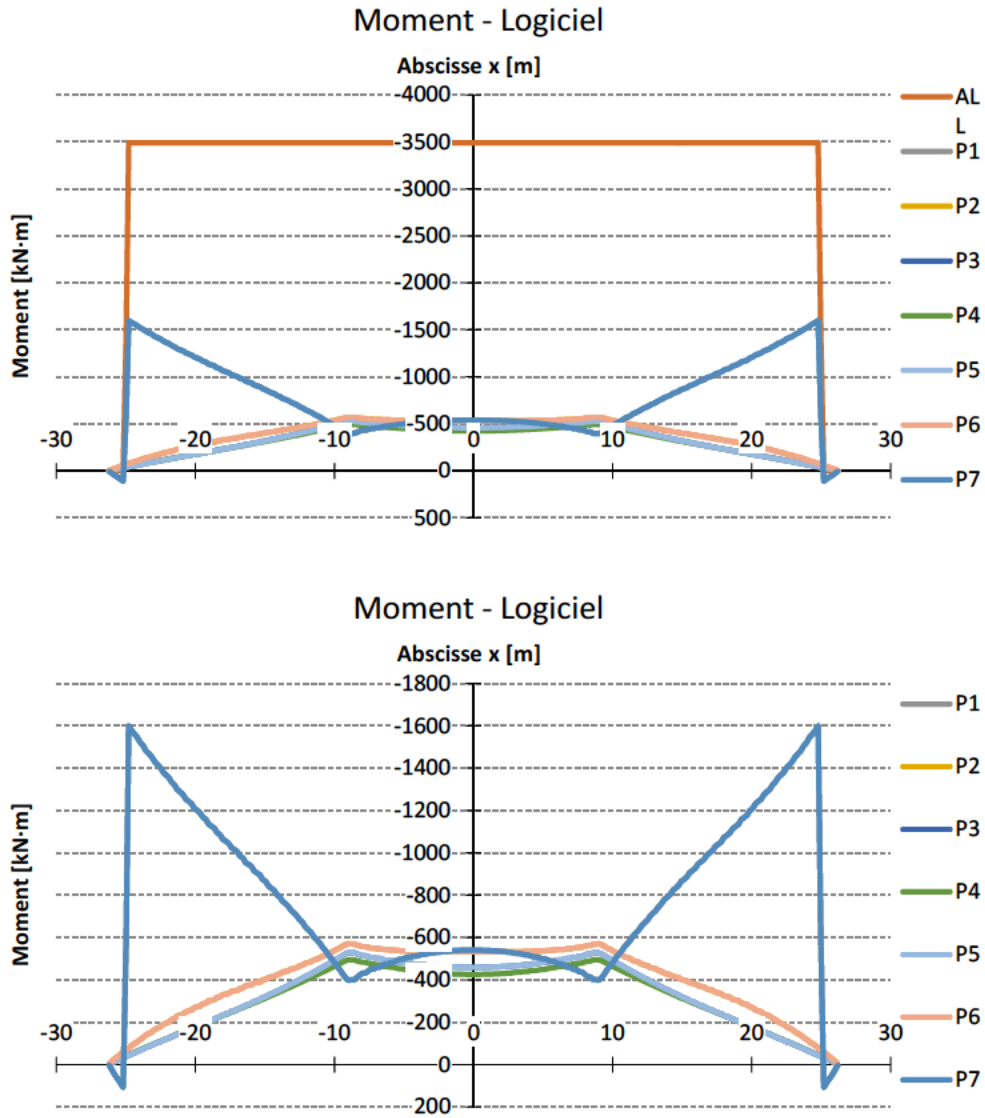


Figure 5.18 : Moment fléchissant dans les poutres et le tablier – Renforcement par précontrainte externe des poutres P1 et P7 avec une force de 1000 kN

L'examen de la Figure 5.16 montre que la force totale appliquée sur chacune des poutres extérieures est bien de 1000 kN. Pour les sections proches des appuis, la force de précontrainte est totalement supportée par les poutres de rive, mais plus on s'éloigne des appuis, plus la force axiale se diffuse progressivement dans l'ensemble du tablier. La force dans les poutres de rive à mi-travée est de 370 kN. Il n'y a donc que 37% de la force axiale totale qui est efficace à la section centrale.

Selon les résultats de la Figure 5.17, on constate que l'effort tranchant total appliqué au modèle est nul. Toutefois l'effet des diaphragmes fait en sorte que des efforts tranchants sont induits dans toutes les poutres. Pour les sections entre les appuis et les diaphragmes, l'effort tranchant dans les poutres de rive augmente, étant égal à 114 kN pour une force de précontrainte de 1000 kN, soit environ 11% de la force dans les torons. Ainsi l'ajout de précontrainte externe augmente des efforts tranchants dans les poutres de rive ce qui est contraire à l'effet souhaité. La situation est inversée pour les poutres intérieures (P2 à P6).

La position des blocs d'ancrage conduit à un moment appliqué sur chacune des poutres extérieures P1 et P7 de 1745 kN-m, ou 3490 kN-m pour le tablier. Pour les sections proches des appuis, le moment de précontrainte est totalement supporté par les poutres de rive, mais plus on s'éloigne des appuis plus le moment se diffuse progressivement dans l'ensemble du tablier et se répartit à peu près également entre toutes les poutres dû à l'action des diaphragmes. Le moment dans les poutres de rives à mi-travée est de 540 kN-m, soit 31% du moment appliqué à l'extrémité dans les poutres de rive.

5.3.3 ARBALÈTE À DOUBLE POINÇON – QP1

Une force de 1000 kN a été appliquée dans le renforcement externe pour chacune des poutres de rive P1 et P7. Tout comme pour le système PTE, les efforts doivent être ajustés en fonction de la force réelle considérée pour chaque travée. Seule la condition symétrique doit être considérée.

Les contraintes longitudinales associées à cette condition de chargement sont montrées sur la Figure 5.19. Les efforts internes N , V et M pour l'ensemble des poutres sont présentés respectivement sur la Figure 5.20, la Figure 5.21 et la Figure 5.22.

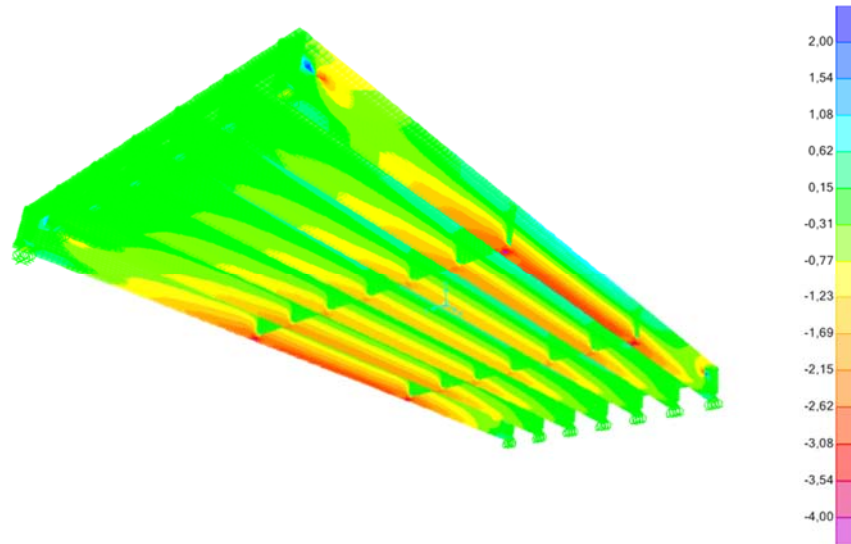


Figure 5.19 : Amplitude des contraintes longitudinales (MPa) – Renforcement avec arbalète QP1 des poutres P1 et P7 avec une force de 1000 kN

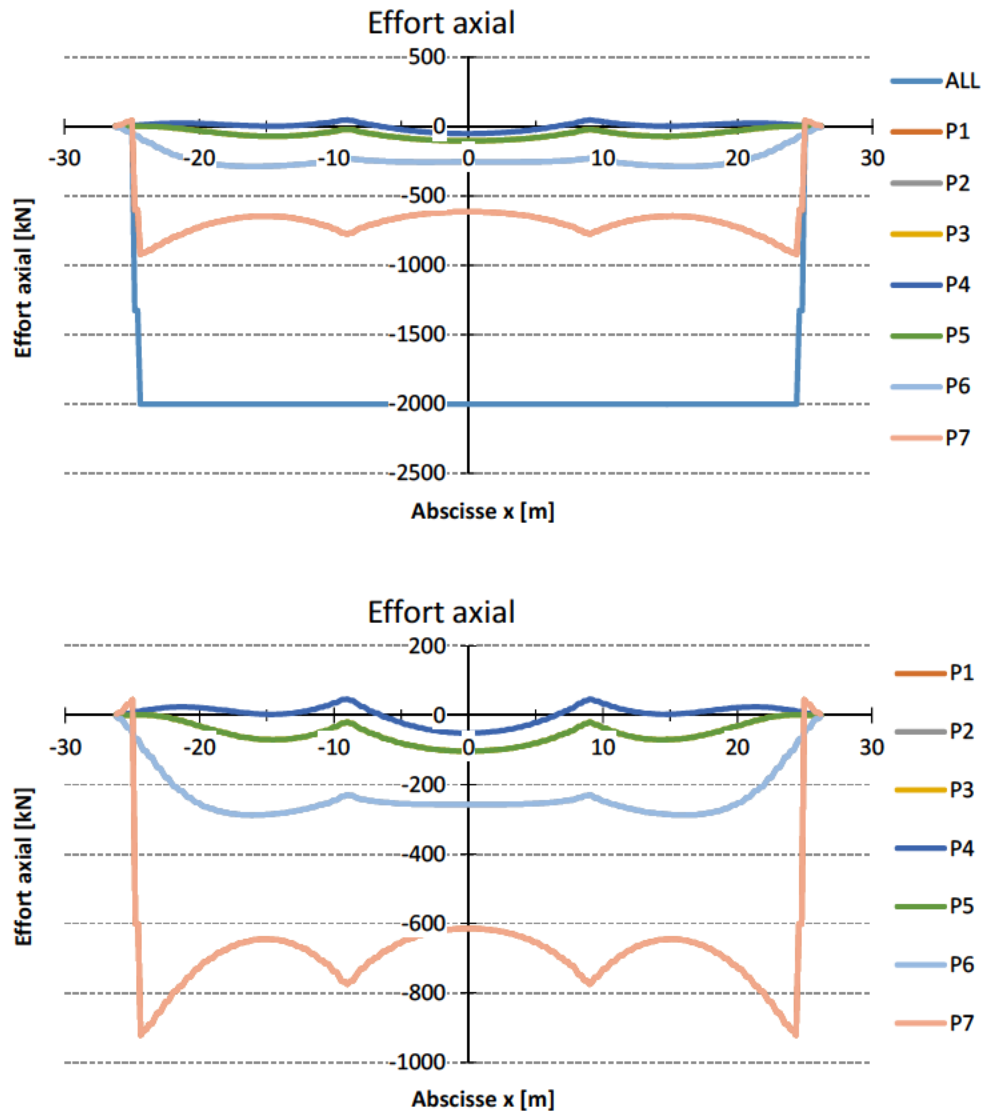


Figure 5.20 : Force axiale dans les poutres et le tablier – Renforcement avec arbalète QP1 des poutres P1 et P7 avec une force de 1000 kN

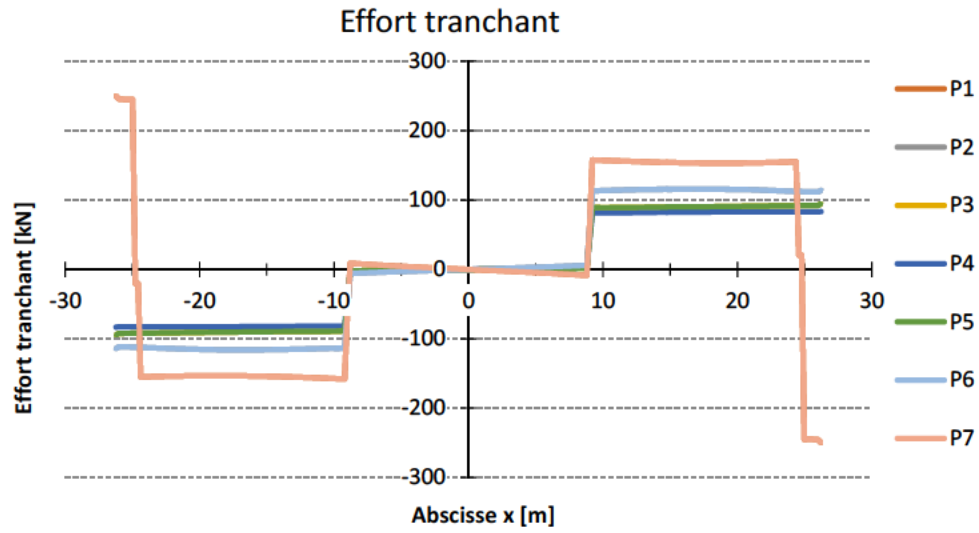


Figure 5.21 : Effort tranchant dans les poutres – Renforcement avec arbalète QP1 des poutres P1 et P7 avec une force de 1000 kN

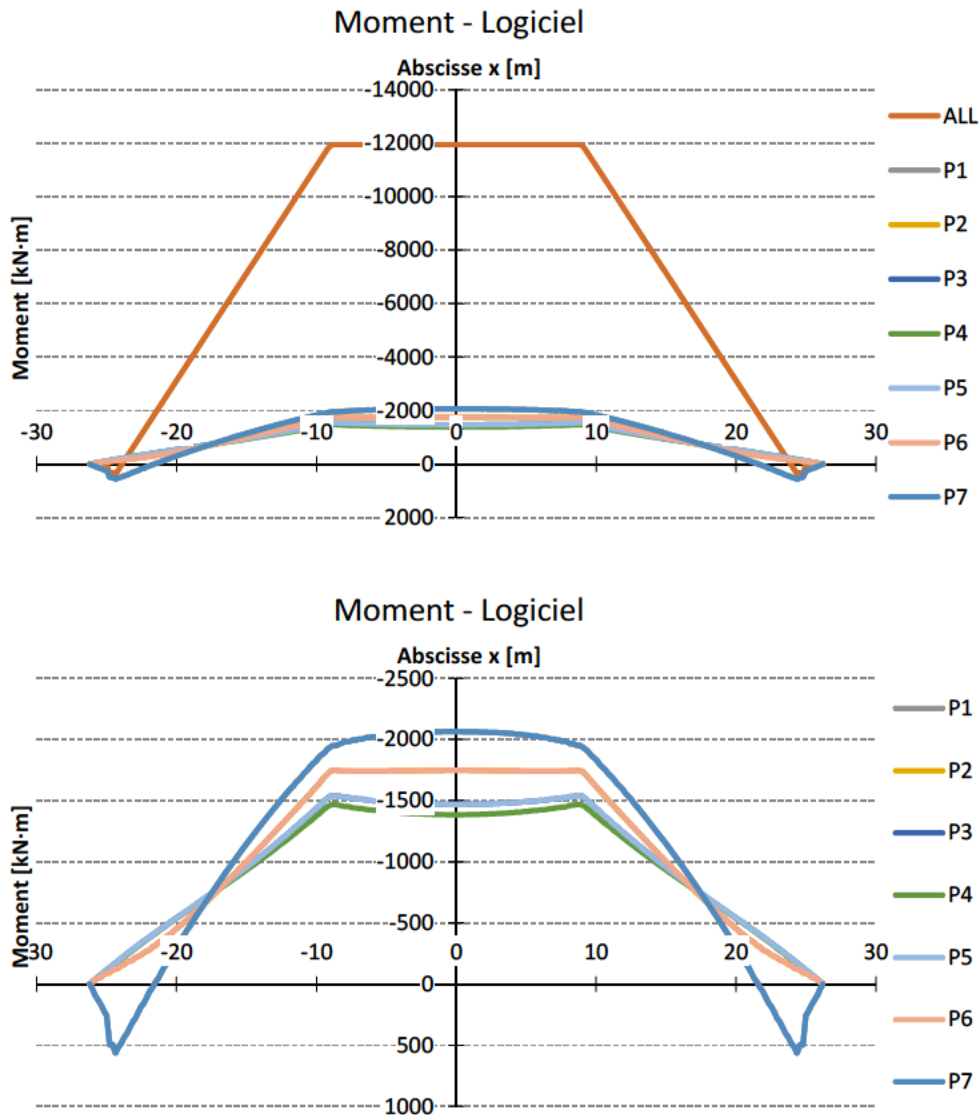


Figure 5.22 : Moment fléchissant dans les poutres et le tablier – Renforcement avec arbalète QP1 des poutres P1 et P7 avec une force de 1000 kN

La Figure 5.20 montre l'amplitude des forces axiales appliquées sur les poutres dont la somme est de 2000 kN. La force axiale dans la poutre réduit progressivement mais reste relativement élevée tout le long de la poutre de rive. La force dans les poutres de rive à mi-travée est de 615 kN. Il y a donc 62% de la force axiale totale qui est efficace à la section centrale.

Les résultats de la Figure 5.21 illustre la répartition de l'effort tranchant entre les poutres et dont le total est de 800 kN. L'effet des diaphragmes fait en sorte que cette force est répartie entre l'ensemble des poutres. Pour les sections entre les appuis et les diaphragmes, l'effort tranchant dans les poutres de rive est réduit de 155 kN pour une force de précontrainte de 1000 kN, soit environ 16% de la force appliquée, ce qui est l'effet souhaité. L'effort tranchant dans les poutres intérieures (P2 à P6) est également réduit.

Les valeurs sur la Figure 5.22 montrent que le moment appliqué est de 2065 kN-m dans les poutres de rive, pour un total de 11950 kN-m pour l'ensemble du tablier. L'action des diaphragmes fait en sorte que le moment est réparti assez uniformément entre les poutres, la valeur étant plus élevée dans les poutres de rive. Le moment dans les poutres de rive à mi-travée est de 2065 kN-m, soit 35% du moment total appliqué.

5.3.4 MONO-TORONS GAINÉS GRAISSÉS DÉVIÉS AU NIVEAU DE LA POUTRE – QP2

Une force de 1000 kN a été appliquée dans le renforcement externe pour chacune des poutres de rive P1 et P7. Tout comme pour le système PTE, les efforts doivent être ajustés en fonction de la force réelle considérée pour chaque travée. Seule la condition symétrique doit être considérée.

Les contraintes longitudinales associées à cette condition de chargement sont montrées sur la Figure 5.23. Les efforts internes N , V et M pour l'ensemble des poutres sont présentés respectivement sur la Figure 5.24, la Figure 5.25 et la Figure 5.26.

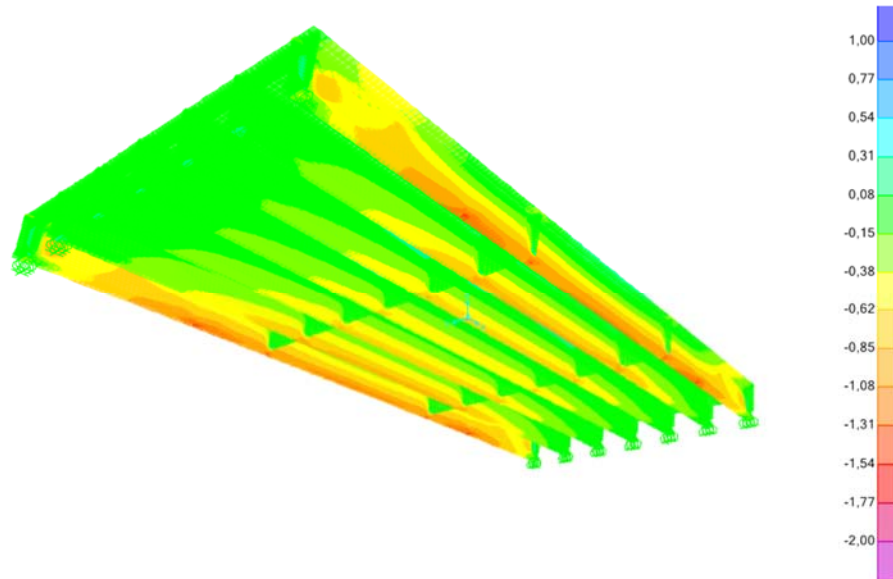


Figure 5.23 : Amplitude des contraintes longitudinales (MPa) – Renforcement avec mono-torons de type QP2 des poutres P1 et P7 avec une force de 1000 kN

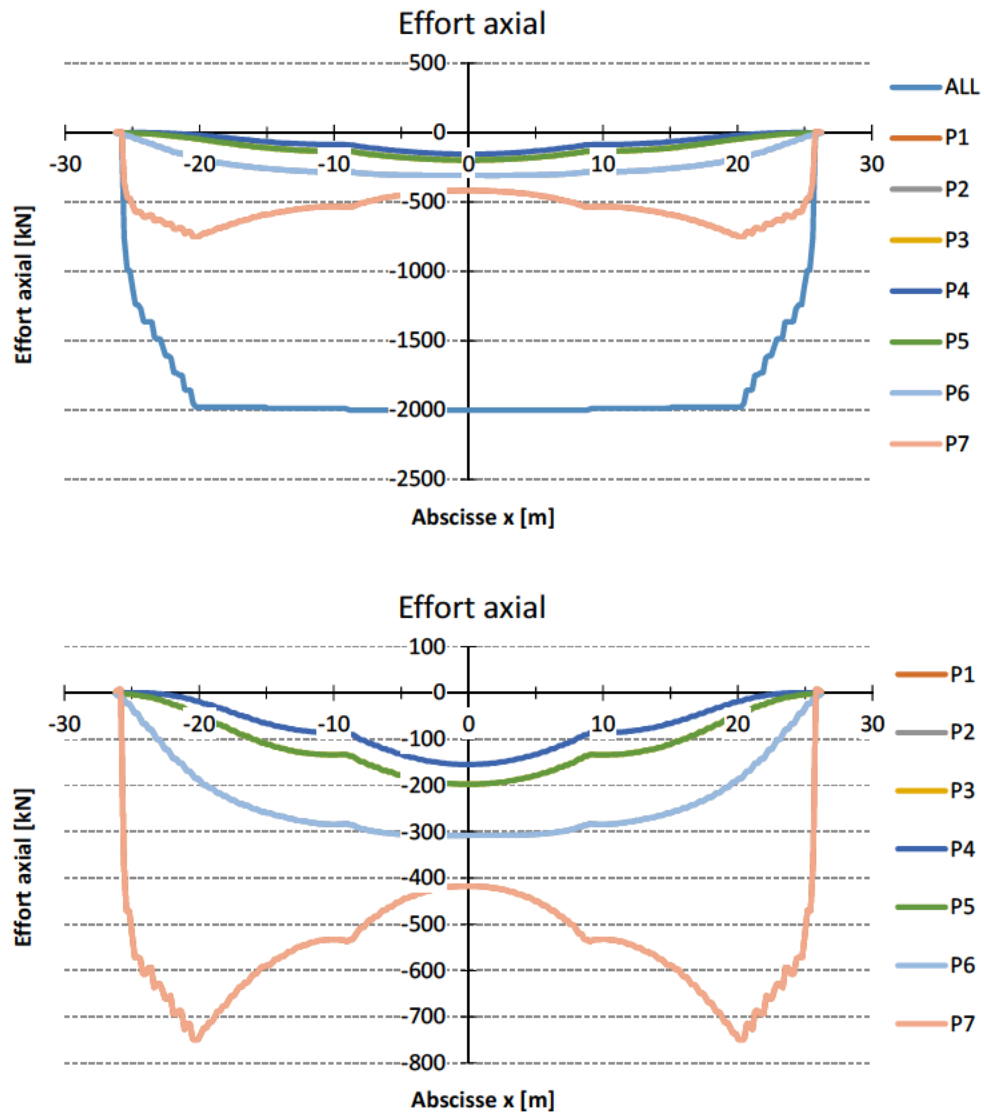


Figure 5.24 : Force axiale dans les poutres et le tablier – Renforcement avec mono-torons de type QP2 des poutres P1 et P7 avec une force de 1000 kN

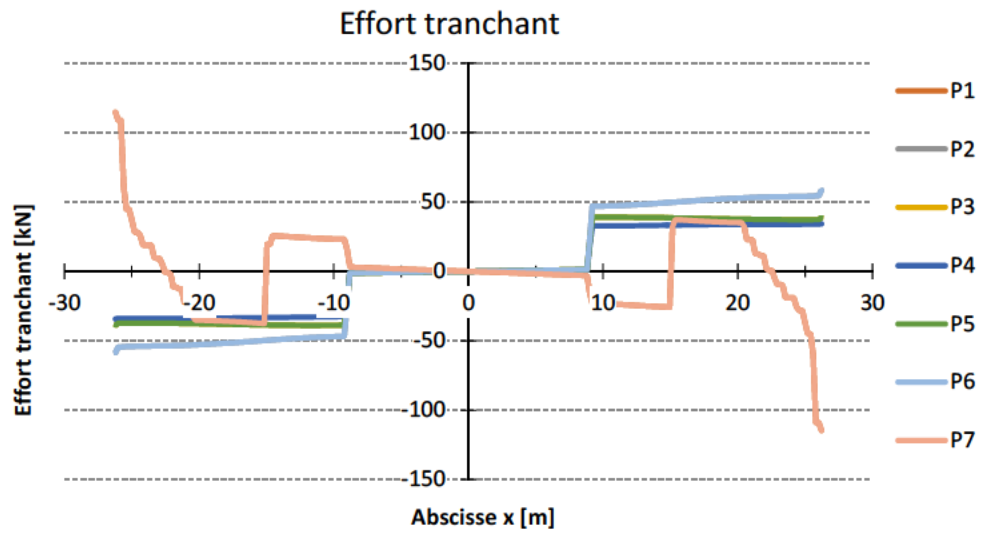


Figure 5.25 : Effort tranchant dans les poutres – Renforcement avec mono-torons de type QP2 des poutres P1 et P7 avec une force de 1000 kN

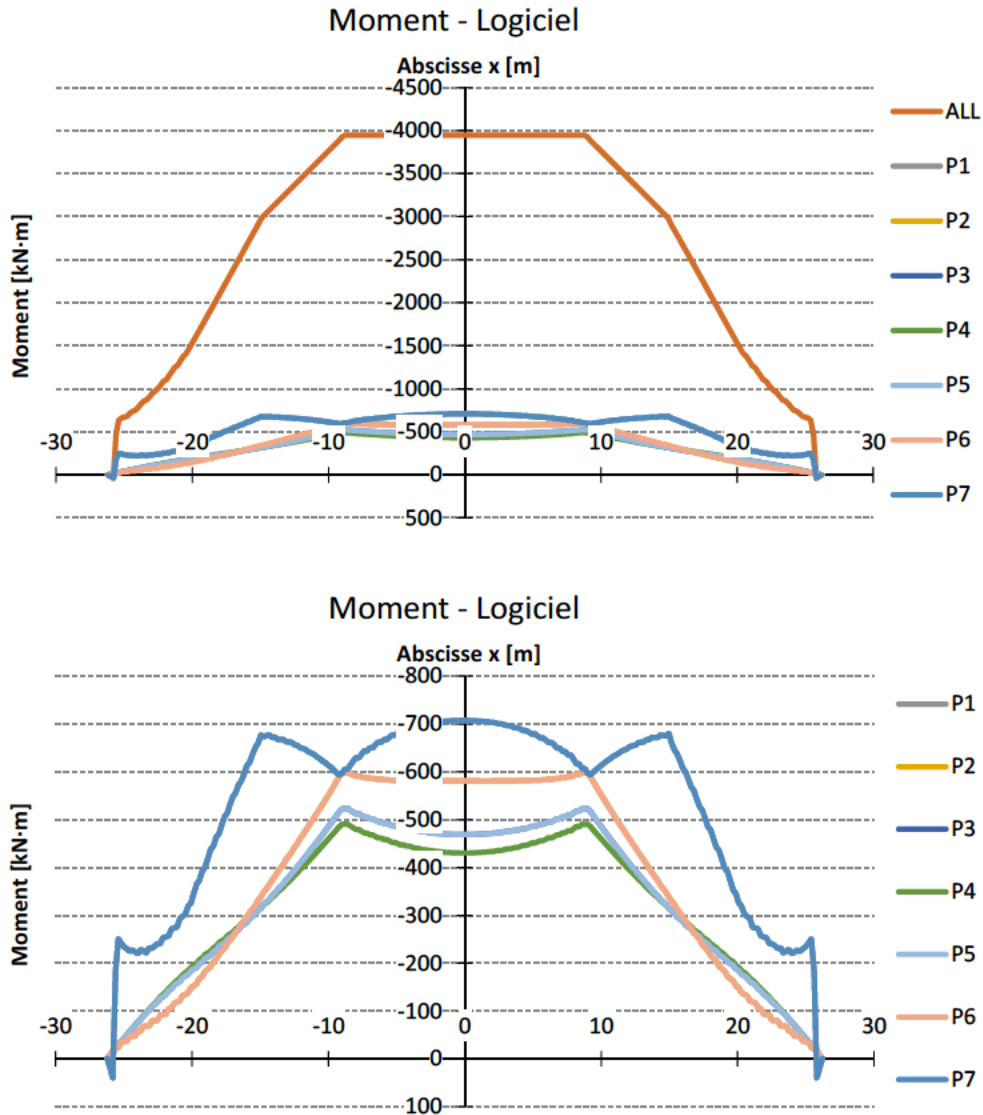


Figure 5.26 : Moment fléchissant dans les poutres et le tablier – Renforcement avec mono-torons de type QP2 des poutres P1 et P7 avec une force de 1000 kN

L'examen de la Figure 5.24 montre que la force totale appliquée au modèle est bien de 2000 kN. Pour les sections proches des appuis la force de précontrainte est principalement supportée par les poutres de rive, mais plus on s'éloigne des appuis plus la force axiale se diffuse progressivement dans l'ensemble du tablier. La force dans les poutres de rive à mi-travée est de 418 kN. Il n'y a donc que 42% de la force axiale totale qui est efficace à la section centrale.

Selon les résultats de la Figure 5.25, on constate que l'effort tranchant total appliqué au modèle est de 285 kN. L'effet des diaphragmes fait en sorte que cette force est répartie entre l'ensemble des poutres. La contribution du système pour l'effort tranchant n'est favorable pour réduire l'effort tranchant dans les poutres de rive que dans une courte portion de 5 m, par contre l'effet est beaucoup plus favorable pour les poutres intérieures. Pour une force de précontrainte de 1000 kN, l'effort tranchant dans les poutres de rive est augmenté de 45 kN près des appuis, ce qui est contraire à l'effet souhaité. Il est ensuite réduit graduellement jusqu'à 32 kN à environ 6 m de l'appui, correspondant au premier point de déviation des torons. Cette réduction demeure constante sur une distance de 5 m jusqu'au second point de déviation des torons, après quoi l'effort tranchant est ensuite augmenté de 25 kN entre le second point de déviation des torons jusqu'à l'axe des diaphragmes. Globalement, la contribution à la réduction de l'effort tranchant dans les poutres de rive de ce système est marginalement favorable sur une très courte distance. L'effort tranchant dans les poutres intérieures (P2 à P6) est quant à lui réduit.

Les valeurs sur la Figure 5.26 montrent que le moment total appliqué au modèle est de 3950 kN-m. Pour les sections proches des appuis, le moment de précontrainte est plus important dans les poutres de rive, mais plus on s'éloigne des appuis plus le moment se diffuse progressivement dans l'ensemble du tablier et se répartit à peu près également entre toutes les poutres dû à l'action des diaphragmes. Le moment dans les poutres de rives à mi-travée est de 707 kN-m, soit 36% du moment appliqué dans les poutres de rive.

5.3.5 SOMMAIRE

L'application de la même force pour chacun des trois systèmes de renforcement par précontrainte externe permet de les comparer. Le calcul de la contrainte de compression générée au niveau de la fibre inférieure pour une force de 1000 kN est de 0.33 MPa, 1.83 MPa et 0.48 MPa respectivement pour les systèmes PTE, QP1 et QP2. L'effort tranchant est réduit de 154 kN avec le système QP1, réduit de 25 kN sur une courte distance avec le système QP2 et augmenté de 114 kN avec le système PTE.

Il ressort que le système par arbalète à double poinçons (QP1) est nettement le plus efficace. Le système avec mono-torons déviés a une efficacité limitée mais tout de même positive. Le système par précontrainte externe a un effet partiellement positif en flexion mais négatif pour l'effort tranchant.

Bien que les différents systèmes de renforcement aient des niveaux d'efficacité variables pour les poutres de rive, tous les systèmes ont un effet positif lorsqu'on considère l'ensemble du tablier, notamment grâce à l'action des diaphragmes intermédiaires.

5.4 ESSAIS DE CHARGEMENT (CAMION 30T)

Les charges correspondant au camion de 30 tonnes utilisé lors des essais de chargement réalisés par PJCCI ont été appliquées sur le modèle 3D. Dans le cadre de cette étude, ces analyses visent à comparer les résultats analytiques aux mesures in situ obtenues avec les capteurs OSMOS installés sur les poutres de rives du pont Champlain. Éventuellement le modèle 3D pourra permettre de mieux interpréter les résultats des essais. Le modèle utilisé représente le cas idéal où le tablier se comporte de manière élastique linéaire sans restriction aux appuis.

Lors des essais, le camion 30 tonnes roule au centre de 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. Le chargement statique appliqué correspond au camion de 30 tonnes positionné au centre de la voie extérieure et à mi-travée selon la position longitudinale montrée sur la Figure 5.27.

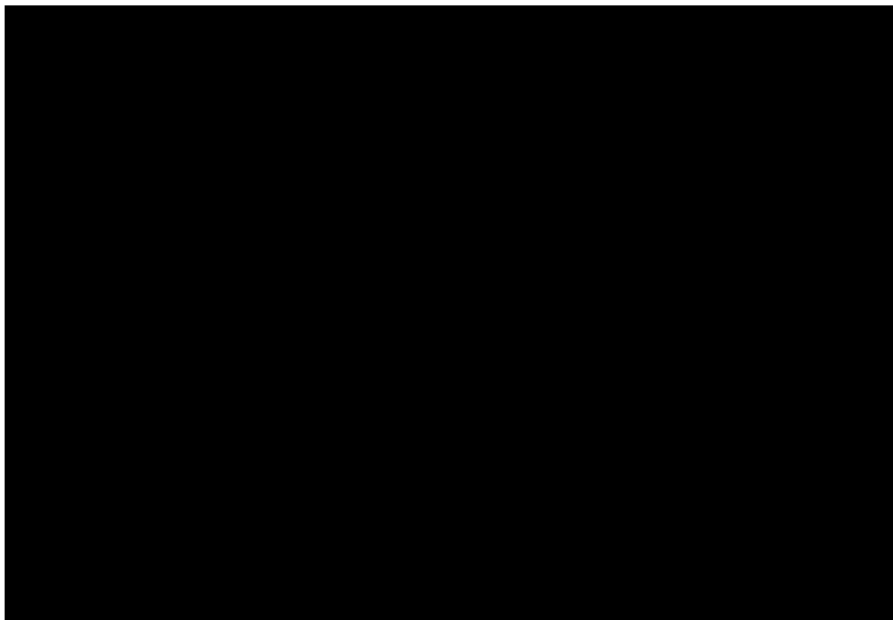


Figure 5.27 : Position critique des roues du camion de 30 tonnes

Les efforts internes N , V et M pour l'ensemble des poutres sont présentés respectivement sur la Figure 5.28, sur la Figure 5.29 et sur la Figure 5.30. Le déplacement mesuré au niveau du capteur de déplacement OSMOS est de 0.13 mm, ce qui correspond à un allongement unitaire de 26×10^{-6} ou 26 $\mu\epsilon$.

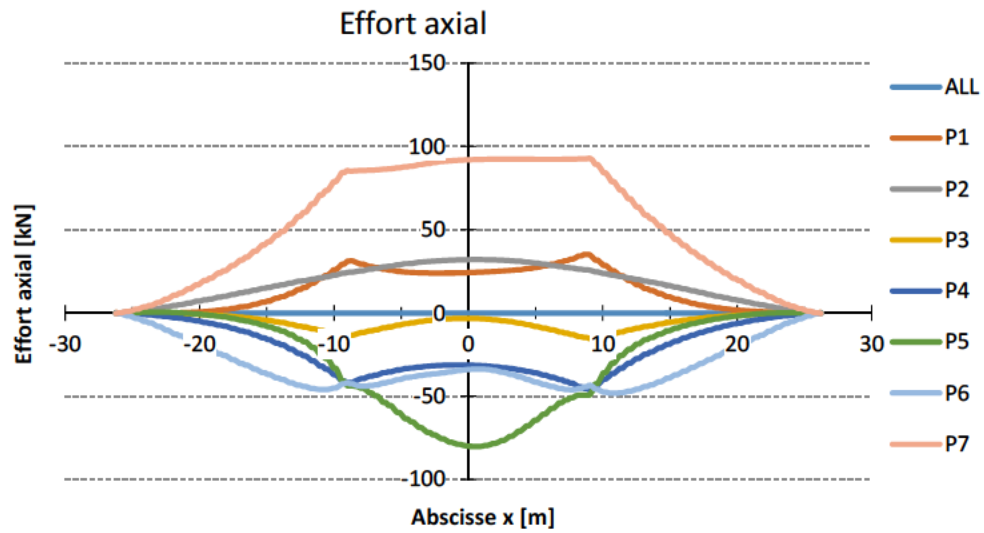


Figure 5.28 : Force axiale dans les poutres – Essai de chargement avec un camion de 30T

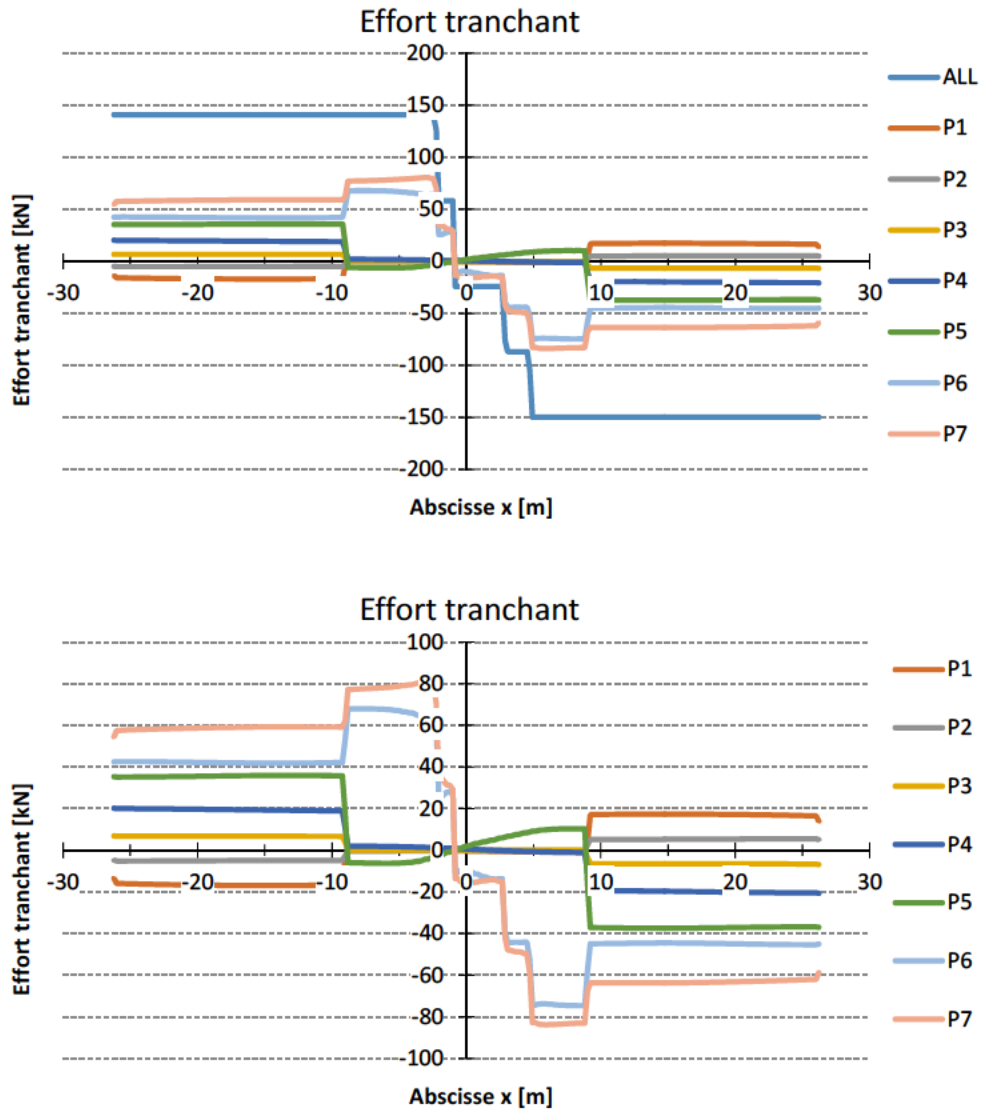


Figure 5.29 : Effort tranchant dans les poutres et le tablier – Essai de chargement avec un camion de 30T

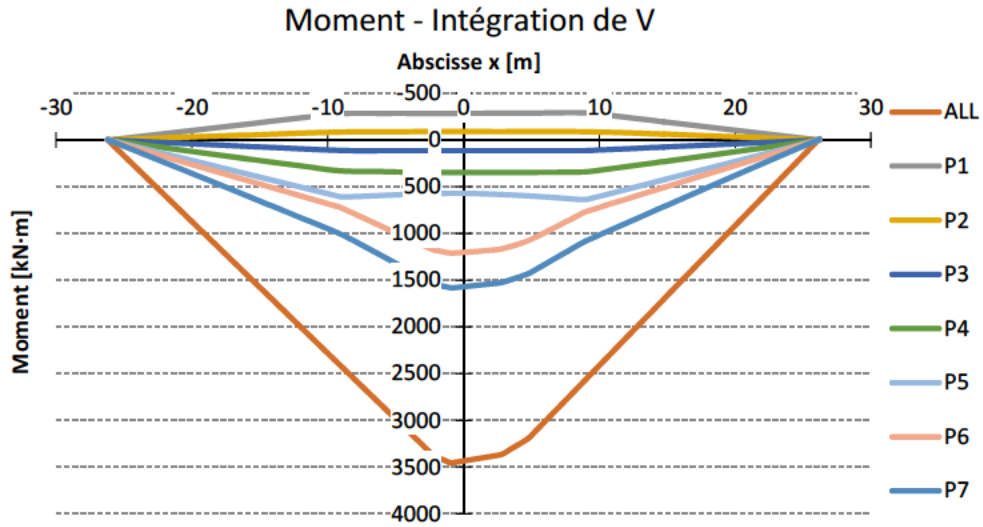


Figure 5.30 : Moment fléchissant dans le tablier – Essai de chargement avec un camion de 30T

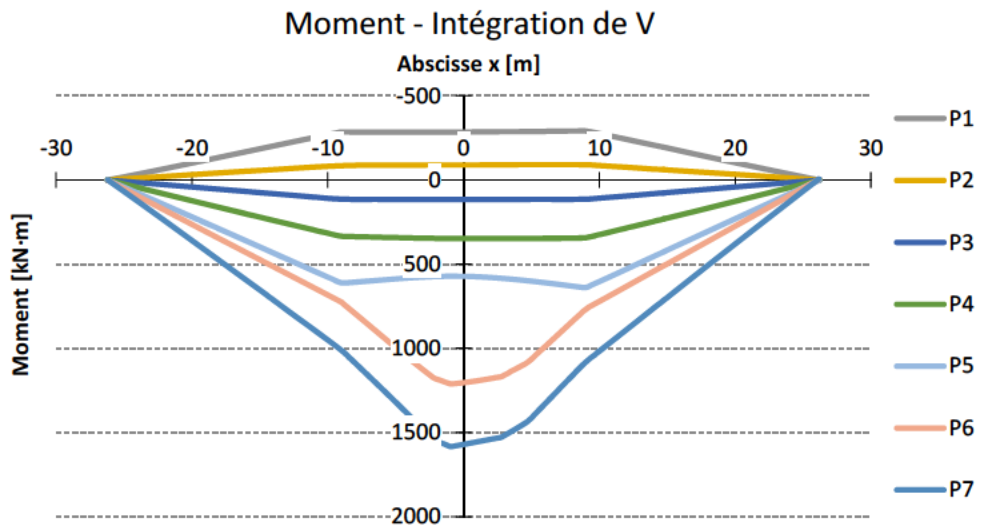


Figure 5.31 : Moment fléchissant dans les poutres – Essai de chargement avec un camion de 30T

5.5 EFFET D'UNE FISSURE DE FLEXION

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 5.32). 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. Toutefois, comme cela est illustré dans les résultats, une telle modélisation donne des informations précieuses.

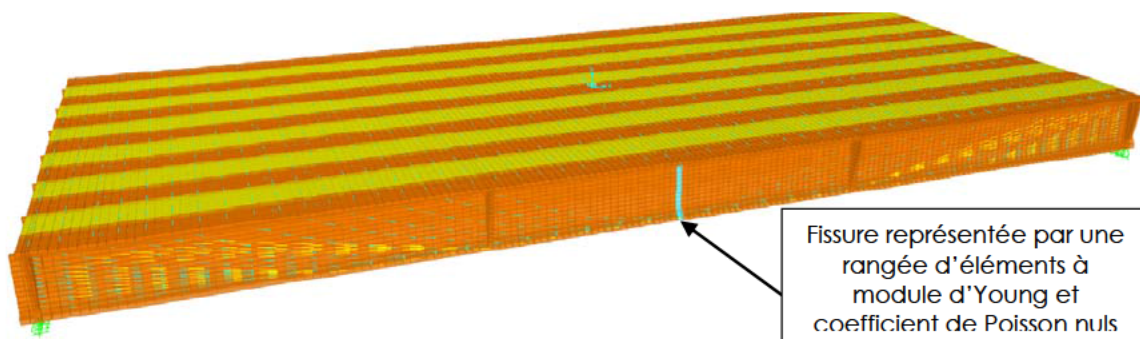


Figure 5.32 : Modélisation d'une rupture par flexion

5.5.1 EFFORTS DUS AU POIDS PROPRE

Les efforts internes V et M dus au poids propre du tablier pour l'ensemble des poutres sont montrés respectivement sur la Figure 5.33 et la Figure 5.34. Les valeurs des moments ont été obtenues par l'intégration des efforts tranchants.

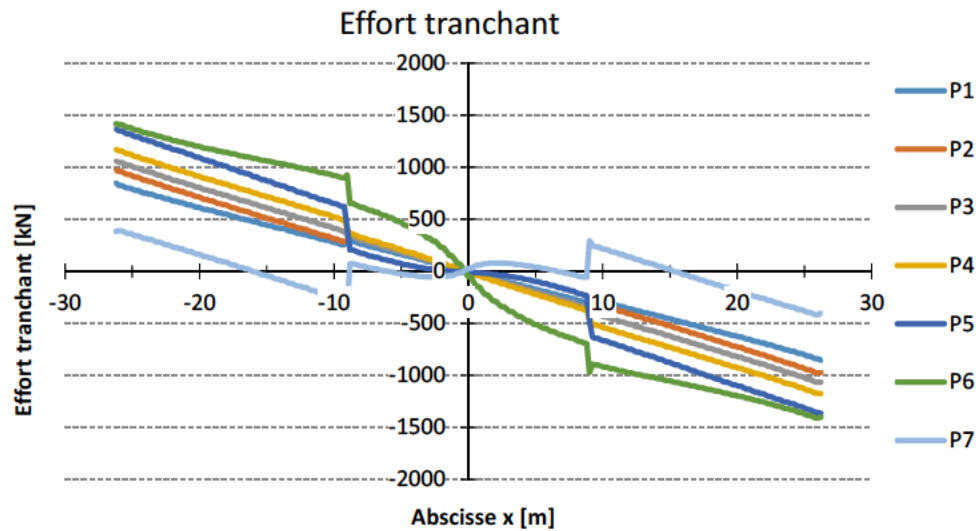


Figure 5.33 : Effort tranchant dû au poids propre dans les poutres – Poutre P7 fissurée

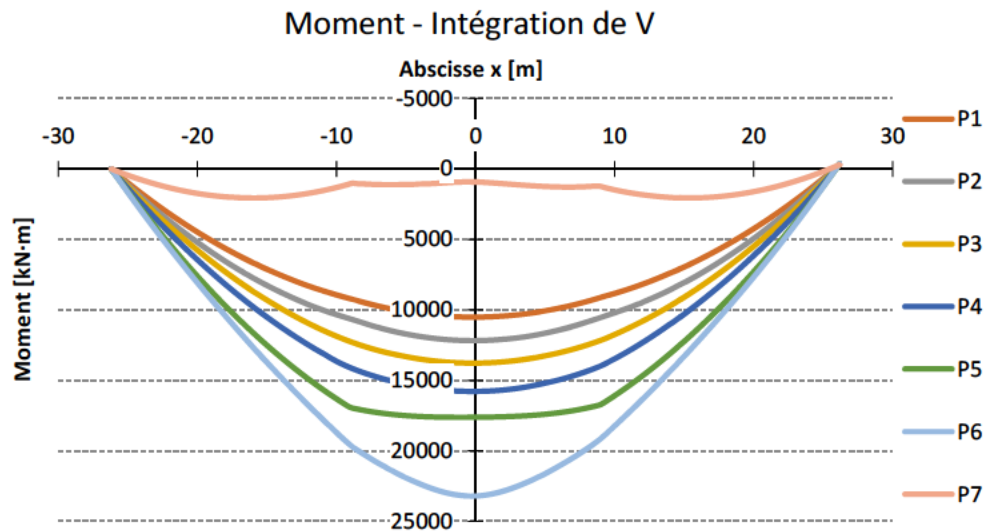


Figure 5.34 : Moment fléchissant dû au poids propre dans les poutres – Poutre P7 fissurée

Le moment total dû au poids propre est de 108 760 kN-m, incluant le poids du tablier, de l'enrobé et des glissières de sécurité, soit une moyenne de 15540 kN-m par poutre.

Notons que ce moment est compensé par un moment amené par la précontrainte de 15150 kN-m par poutre, tel qu'indiqué sur la Figure 3.5.

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.

La poutre P7 fissurée supporte maintenant un moment de 940 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 23 210 kN-m tandis que pour la poutre P5, le moment devient égal à 17 620 kN-m.

La présence d'une fissure en flexion amène une augmentation de l'effort tranchant dans la poutre P6 qui passe de 989 kN à 1410 kN.

5.5.2 EFFORTS DÛ AUX CHARGES ROUTIÈRES CRITIQUES EN FLEXION

Les efforts internes V et M dus aux charges routières dans la situation où trois voies sont chargées sont montrés respectivement sur la Figure 5.35 et la Figure 5.36.

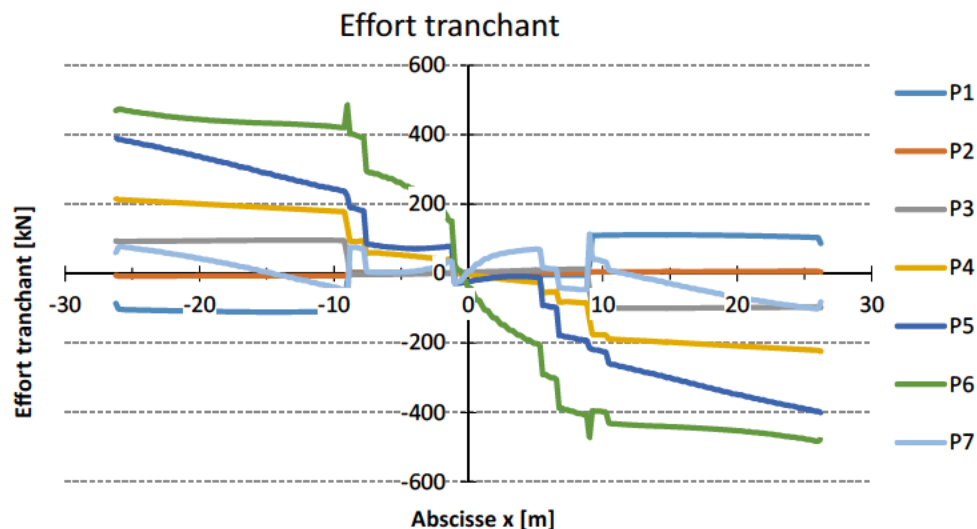


Figure 5.35 : Effort tranchant pour la condition critique des charges vives dans les poutres – Poutre P7 fissurée

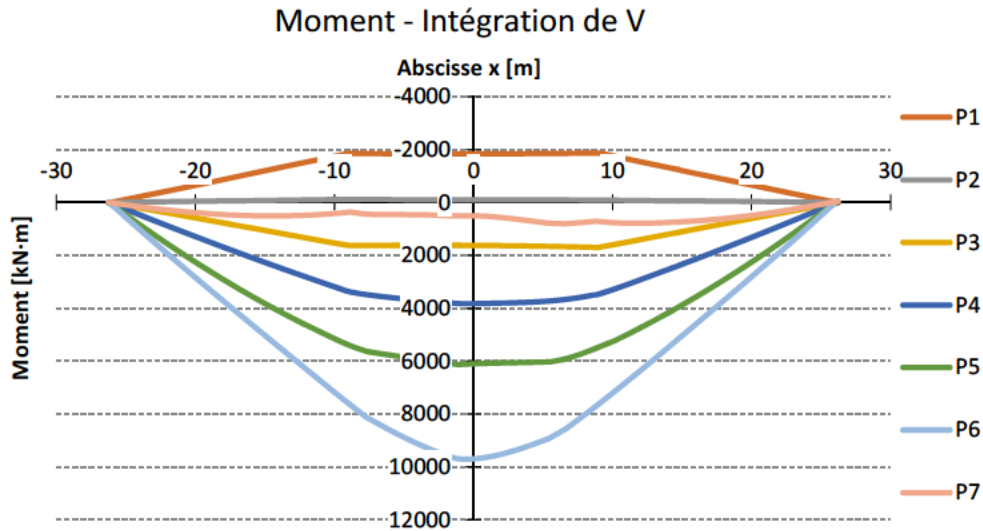


Figure 5.36 : Moment fléchissant pour la condition critique des charges vives dans les poutres – Poutre P7 fissurée

La répartition du moment total de 19 900 kN-m a complètement changé. Le moment à mi-travée repris par la poutre P7 est passé de 6100 kN-m à 800 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 5325 kN-m à 9710 kN-m, tandis que le moment dans la poutre P5 passe de 4250 kN-m à 6130 kN-m.

La présence d'une fissure en flexion amène une augmentation de l'effort tranchant dans la poutre P6 qui passe de 304 kN à 473 kN.

5.5.3 VARIATION DES EFFORTS SOUTENUS PAR LA POUTRE 6

La rupture en flexion de la poutre de rive amène un accroissement des efforts dans la poutre adjacente P6. Les valeurs indiquées ici supposent que les trois voies du côté de la poutre endommagée supportent une pleine charge de circulation.

En présence d'une fissure localisée au centre de la poutre P7, la poutre P6 supporte un moment dû aux charges permanentes de 23 200 kN-m environ et un moment causé par les charges routières dans la position critique de 9700 kN-m environ. Le moment non pondéré total résisté par la poutre P6 est donc de 32 900 kN-m alors que la valeur correspondante pondérée est environ 42 000 kN-m.

Pour la même situation, la poutre P6 supporte un effort tranchant dû aux charges permanentes de 1410 kN environ et un effort tranchant causé par les charges routières dans la position critique de 473 kN-m environ. L'effort tranchant non pondéré total résisté par la poutre P6 est donc de 1900 kN environ alors que la valeur correspondante pondérée est environ 2 360 kN.

5.5.4 FRÉQUENCE NATURELLE

L'introduction d'une fissure de flexion modifie les fréquences naturelles de l'ouvrage. La première fréquence naturelle de vibration obtenue avec le modèle est de 2.1 Hz alors que cette valeur avec la fissure de flexion devient 1.9 Hz. L'étude des fréquences de vibration en comparaison avec les mesures in situ permettra d'ajuster les propriétés du modèle 3D. Entre autre, cela permettra d'inclure la restrainte aux appuis qui est sûrement présente mais qui n'a pas été considérée dans le modèle. L'ajout de cette restrainte ne changera pas les conclusions obtenues des analyses précédentes mais pourrait s'avérer utile pour l'interprétation des mesures in situ.

6 CONCLUSIONS

Ce rapport a présenté l'essentiel des travaux réalisés pour l'étude du comportement d'une travée type de la Section 5 du pont Champlain. Le développement d'un modèle 3D linéaire et le calcul des efforts sous diverses conditions de chargement a été réalisé. Des outils de modélisation et de post-traitement des résultats ont été développés particulièrement pour générer les informations requises pour la réalisation des analyses non linéaires 2D faites en parallèle et en collaboration avec la présente étude.

L'étude avec le modèle 3D visait trois objectifs principaux :

1. la détermination de l'état de contraintes 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;
3. l'étude du comportement des travées sous différentes conditions, sans endommagement et suite à une rupture localisée en flexion.

La comparaison de l'efficacité des trois systèmes de renforcement par précontrainte externe a démontré que le système par arbalète à double poinçons (QP1) est nettement le plus efficace. Le système avec mono-torons déviés (QP2) a une efficacité limitée mais tout de même positive. Le système par précontrainte externe (PTE) a un effet positif en flexion mais défavorable pour l'effort tranchant. L'étude de la fissuration de la poutre de rive a permis de quantifier le transfert d'efforts vers les poutres adjacentes. Cela permet d'évaluer les conséquences d'un tel événement sur l'ensemble du tablier et la poutre P6 en particulier.

Le modèle développé dans le cadre du présent mandat a permis la réalisation des analyses non linéaires dont les résultats sont présentés dans un rapport séparé. Le modèle 3D rend maintenant possible l'étude de différents scénarios, notamment suite à la rupture en flexion d'une poutre de rive ou toute autre condition envisageable pour le chargement ou le renforcement. La méthodologie développée dans le cadre de ce mandat, en particulier pour le traitement des informations requises pour les analyses non linéaires, peut être appliquée à des travées de géométrie différente.

ANNEXE 1 – LISTE DES DOCUMENTS CONSULTÉS

Références consultées

1. Mitchell, D. 2015. Section 5 of Champlain Bridge – 2D non-linear analyses of P7 in span 28W-29W. Denis Mitchell Consulting ing.
2. CSI-Bridge 2014. Version 16.
3. CSA 2006. "Code Canadien sur le calcul des ponts routiers – CAN/CSA-S6-06". Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario.
4. Collins. M. P. and Mitchell, D. 1991. Prestressed concrete structures. Prentice Hall.
5. Ghali, A., Favre, R. and El-Badry, M. 2012. Concrete structures – Stresses and deformations: analysis and design for serviceability. 4th Edition. Spon Press.

Documents transmis par PJCCI utilisés

6. Warycha, L. and Skotechy, C. 1960. Plans de conception. #12943 EE 7-12.
7. Dorton and Mora. 1962. The Champlain Bridge / Le Pont Champlain. Édité par Hans van der Aa. Porcupine Publications Limited, Éditeur.
8. Vidal. 1962. Le pont Champlain en béton précontraint sur le Saint-Laurent à Montréal. Annales de l'institut technique des bâtiments et travaux publics.
9. Warycha, L. and Skotechy, C. 1960. Construction of piers and superstructure – Section 5 and 7A of Champlain Bridge – Explanatory note, calculations and references. Document #277.
10. Warycha, L. and Skotechy, C. 1960. Champlain Bridge Section 5 & 7a – Design notes, superstructures. Document #306.
11. Technisol inc. 2006. Pont Champlain, Sections 5 & 7 - Expertise sur le béton des poutres de béton précontraint. Dossier 60862.
12. Tecslut 2004. Pont Champlain, Étude des contraintes réelles dans les poutres en béton précontraint. Dossier 60443. Document #1383.

13. Aecom 2011. Ajout de post-tension extérieure. Dossier 61579.
14. Aecom 2011. Arbalètes à deux poinçons. Dossier 61579.
15. Aecom 2011. Renforcement des poutres avec un système de mono-torons gainés-graissés déviés. Dossier 61579.

ANNEXE 2 – PARAMÈTRES GÉOMÉTRIQUES DES SECTIONS

Tableau A2.1 : Propriétés de la section des poutres à mi-travée

Aire, A	
Périmètre, u	
Rapport de section, h ($=\frac{2A}{u}$)	
Module d'inertie, I	
Distance du centre de gravité, z_s par rapport à la fibre supérieure	
Distance du centre de gravité, z_i par rapport à la fibre inférieure	
Module de section élastique, S_s par rapport à la fibre supérieure ($=\frac{I}{z_s}$)	
Module de section élastique, S_i par rapport à la fibre inférieure ($=\frac{I}{z_i}$)	
Poids propre, ω_{pp} ($=\gamma_c \cdot A$) pour $\gamma_c = 24.5 \text{ kN/m}^3$	

Tableau A2.2 : Propriétés de la section des poutres aux extrémités

Aire, A	
Périmètre, u	
Rapport de section, $h (= \frac{2A}{u})$	
Module d'inertie, I	
Distance du centre de gravité, z_s par rapport à la fibre supérieure	
Distance du centre de gravité, z_i par rapport à la fibre inférieure	
Module de section élastique, S_s par rapport à la fibre supérieure ($= \frac{I}{z_s}$)	
Module de section élastique, S_i par rapport à la fibre inférieure ($= \frac{I}{z_i}$)	
Poids propre, ω_{pp} ($= \gamma_c \cdot A$) pour $\gamma_c = 24.5 \text{ kN/m}^3$	

ANNEXE 3 – HYPOTHÈSES DE CALCUL POUR LE MODÈLE 1D

Tableau A3.1 : Propriétés des matériaux

Variable	Unités S.Int.	Unités S.Imp.	Description	Commentaire
Béton				
f_c'			Résistance à 28 jours du béton des poutres (béton ordinaire)	Mitchell (2015); CEB-FIB (1990) Ghali et al (2012)
E_c			Module élastique à 28 jours du béton des poutres	CSA-S6-06
γ_c			Masse volumique du béton pour le calcul du module élastique du béton des poutres et des dalles	Valeur usuelle
			Poids des éléments préfabriqués	CSA-S6-06
f_{cs}'			Résistance à 28 jours du béton des dalles	Warycha & Skotechy (1960)
E_{cs}			Module élastique à 28 jours du béton des dalles	CSA-S6-06
Acier de précontrainte				
f_{pu}			Résistance ultime	Warycha & Skotechy (1960)
f_{py}			Limite élastique ($0.85f_{pu}$)	Valeur usuelle
E_p			Module élastique	CSA-S6-06

Tableau A3.2 : Câbles de précontrainte

Variable	Unités S.Int.	Unités S.Imp.	Description	Commentaire
A_p			Aire d'un seul câble (12 fils de 7 mm de diamètre)	Warycha & Skotechy (1960)
σ_0			Contrainte maximale de vérinage	Valeur usuelle : $0.8f_{pu}$
T_0			Force de vérinage	$0.8f_{pu}A_p$

Tableau A3.3 : Pertes instantanées

Variable	Unités S.Int.	Unités S.Imp.	Description	Commentaire
Paramètres pour les pertes par frottement et par rentrée d'ancrage				
μ			Coefficient de frottement angulaire	Câble multi-fils dans une gaine en acier semi-rigide (Collins & Mitchell)
K			Coefficient de frottement linéaire	Câble multi-fils dans une gaine en acier semi-rigide (Collins & Mitchell)
g			Rentrée ou glissement d'ancrage	Valeur usuelle pour ancrage Freyssinet

Tableau A3.4 : 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		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}		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		Humidité relative annuelle moyenne de l'atmosphère ambiante à Montréal	CSA S6-06
t_s		Âge du béton lors du début du retrait (fin de la cure humide)	Déduction selon les documents historiques consultés
h		Rapport volume/ surface de la poutre	Calculé automatiquement par CSI Bridge ou défini par l'utilisateur
Classe		Classe de l'acier pour la relaxation (1 : relaxation normale, 2 : basse relaxation)	Résistance des câbles de 1572 MPa donc relaxation normale