

# Développement de ponts en béton entièrement préfabriqués

## Conception d'un nouveau type de poutres

---

### RAPPORT DE RECHERCHE



Mars 2012  
N/R: SR12-02 / P3827  
V/R: R650.1

# Développement de ponts en béton entièrement préfabriqués

## Conception d'un nouveau type de poutres

### Rapport de recherche

par :

#### **Groupe de recherche en génie des structures (GRS)**

Département des génies civil, géologique et des mines  
École Polytechnique de Montréal

- **Bruno Massicotte, ing., Ph.D.**  
Professeur titulaire
- **Maxime Forget**  
Étudiant gradué
- **David Conciatori, ing, Ph.D.**  
Ingénieur de recherche

Soumis à

#### **Direction des Structures**

Ministère des Transports du Québec

Mars 2012

N/R: SR12-02 / P3827

V/R: R650.1

## SOMMAIRE

Le temps de construction d'un pont est un facteur primordial dans un échéancier de mise en service de l'ouvrage qui requiert une nombreuse main-d'œuvre en chantier. L'utilisation d'éléments préfabriqués assemblés au chantier permettrait d'accélérer grandement l'érection des ponts et devrait permettre une utilisation plus efficace de la main-d'œuvre disponible au Québec dans le secteur de la construction. Dans une volonté d'accroître l'utilisation la préfabrication tout en bénéficiant des expériences acquises ailleurs, le Ministère des Transports a opté, dans une première phase d'implantation de nouveaux tabliers, pour l'utilisation d'un nouveau type de poutres précontraintes en double T. Le présent ce rapport porte sur la validation de certains aspects du concept de tablier développé par le Ministère et explore les possibilités offertes par l'utilisation de bétons renforcés de fibres.

Les conclusions de la présente étude indique que le choix du Ministère des Transports est approprié. Les vérifications partielles réalisées dans le cadre de ce projet de recherche montrent que les hypothèses retenues sont adéquates.

L'étude a toutefois permis d'identifier des éléments qui pourraient améliorer la performance de ce type de construction. Ainsi, la résistance mécanique, la durabilité et l'efficacité des poutres de type double T pourraient être bonifiées avec l'utilisation des bétons renforcés de fibres. Ceci permet d'envisager la possibilité : d'éliminer tous les aciers d'armature secondaires, d'amincir la dalle, de réduire de moitié la quantité d'armatures des dalles, de modifier la configuration des étriers, d'amincir l'âme et de concentrer les torons dans la partie inférieure de la section. Des études additionnelles analytiques et expérimentales seront toutefois nécessaires afin de valider ces concepts.

Le point sensible dans la construction de ponts préfabriqués demeure la qualité des joints entre les éléments. Les expériences récentes, les connaissances scientifiques actuelles et la disponibilité de matériaux commerciaux permettent de considérer l'utilisation de joints en BFUP entre les poutres préfabriquées. Toutefois, il est important de faire un choix judicieux d'un matériau approprié, afin de s'assurer de la qualité du matériau mis en place.

## TABLE DES MATIÈRES

<b>SOMMAIRE .....</b>	<b>I</b>
<b>TABLE DES MATIÈRES .....</b>	<b>III</b>
<b>1 INTRODUCTION .....</b>	<b>1</b>
1.1 Contexte .....	1
1.2 Objectifs du projet de recherche.....	2
1.3 Portée du document .....	2
1.4 Méthodologie.....	2
<b>2 DESCRIPTION DU TYPE DE TABLIER RETENU.....</b>	<b>3</b>
2.1 Projet pilote .....	3
2.2 Système <i>NEXT Beam</i> .....	5
2.3 Particularités du système retenu .....	5
<b>3 VALIDATION DE LA MÉTHODE SIMPLIFIÉE .....</b>	<b>6</b>
3.1 Tabliers analysés.....	6
3.2 Résultats des analyses.....	8
3.3 Conclusions .....	15
<b>4 ALTERNATIVES EN BRF .....</b>	<b>16</b>
4.1 Portée de l'étude et critères de conception .....	16
4.2 Efforts considérés .....	18
4.3 Optimisation de la précontrainte .....	18
4.4 Réduction des armatures secondaires .....	22
4.5 Conception de la dalle .....	24
4.6 Conclusions .....	26

<b>5 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS.....</b>	<b>28</b>
<b>REMERCIEMENTS.....</b>	<b>29</b>
<b>RÉFÉRENCES.....</b>	<b>30</b>
<b><i>ANNEXE 1 – PROPRIÉTÉS DES SECTIONS NEXT BEAM</i>.....</b>	<b>32</b>
<b>ANNEXE 2– MÉTHODE SIMPLIFIÉE PROPOSÉE POUR LE CODE CSA-S6.....</b>	<b>33</b>

# 1 INTRODUCTION

## 1.1 CONTEXTE

La remise en état des ponts du réseau routier du Québec fera apparaître de nombreux chantiers dont une vaste majorité sur des axes déjà en opération, ce qui perturbera la circulation et engendrera des coûts importants, tant pour le Ministère des Transports du Québec (MTQ) que pour les usagers de la route. Plusieurs éléments structuraux des ponts sont faits en béton coulé en place : les culées, les piles, les dalles et les dispositifs de sécurité. La construction des éléments coulés en place prend un temps considérable et requiert une main-d'œuvre nombreuse sur les chantiers. Cette main-d'œuvre devient de plus en plus rare pour toutes sortes de considérations socio-économiques. L'utilisation d'éléments préfabriqués assemblés au chantier permet d'accélérer grandement l'érection des ponts et permet une utilisation plus efficace de la main-d'œuvre disponible au Québec dans le secteur de la construction.

Dans le contexte de ce projet de recherche, un premier rapport [1] présente un aperçu de l'état d'avancement de la technologie de préfabrication d'éléments de ponts en béton tel qu'on la retrouve à plusieurs endroits dans le monde. Le rapport souligne également que l'utilisation d'éléments préfabriqués s'applique à une grande variété de ponts, des plus petits aux plus grands, des nouveaux ponts aux ponts existants. Le rapport confirme que la tendance actuelle, adoptée par de nombreux propriétaires d'ouvrages, consiste à construire des ponts dans un mode accéléré. De plus, il est mentionné que de très nombreux projets réalisés dans le monde ont adopté la préfabrication pour des questions de rendement et de durabilité. Il est rapporté que la préfabrication permet de pallier à plusieurs inconvénients associés aux périodes de construction limitées et qu'elle assure également une qualité des matériaux et des éléments assemblés, contribuant ainsi à une meilleure résistance des ouvrages aux sels hivernaux et aux cycles de gel-dégel. Le rapport ajoute que l'une des principales préoccupations des projets récents concerne la grande qualité requise pour les assemblages, tant pour assurer la durabilité des ouvrages que pour garantir une résistance aux séismes. Il est mis en évidence que des progrès énormes réalisés au cours de la dernière décennie dans les domaines des matériaux durables et des méthodes de calcul raffinées permettent dès à présent de concevoir, de fabriquer et de construire, à des coûts compétitifs, des ponts répondant aux critères les plus stricts en termes de durabilité et de résistance. Finalement, le rapport conclut que l'utilisation combinée des bétons de fibres, de la précontrainte et de la préfabrication contribuera à construire des structures en béton durables nécessitant un entretien minimal tout en minimisant les impacts environnementaux et sociaux.

Dans une volonté d'accroître l'utilisation de la préfabrication, tout en bénéficiant des expériences acquises ailleurs, le Ministère des Transports a étudié, dans une première phase, la mise en place de tabliers à partir d'un nouveau type de poutres précontraintes en double T développé à partir des poutres *NEXT-Beam* (NxB) adoptées par le *PCI-Northeast* aux États-Unis [2]. Afin d'intégrer les règles et principes de conception que nécessite ces types d'ouvrages, le Ministère des Transports a réalisé la conception d'un pont utilisant ce nouveau type de section.

L'objectif général de ce rapport est de valider certains aspects du concept de tablier NxB développé par le Ministère des Transports et d'explorer les possibilités offertes par l'utilisation de bétons renforcés de fibres.

## 1.2 OBJECTIFS DU PROJET DE RECHERCHE

Le projet de recherche vise à :

- valider les équations de la méthode simplifiée du code CSA-S6 [3, 4] pour le calcul des efforts pour les ponts de type Nx<sub>B</sub>;
- explorer les avantages qui renforcent l'utilisation de béton renforcé de fibres pour les poutres Nx<sub>B</sub>.

## 1.3 PORTÉE DU DOCUMENT

Le rapport porte uniquement sur la conception des tabliers préfabriqués avec dalle intégrée composés de poutres en T de type NEXT Beam. Le rapport se limite aux tabliers, puisque les éléments de fondation sont toujours à l'étude par le Ministère des Transports.

Les quatre tabliers, considérés dans les analyses, ont les caractéristiques suivantes :

- 2 voies, de portée simple, comportant 3 éléments en double T préfabriqués, avec concept du MTQ qui utilise un espacement variable entre les poutres;
- 3 voies, de portée simple, comportant 4 éléments en double T préfabriqués avec des espacements uniformes entre les poutres;
- 2 voies, 2 portées continues de différentes longueurs, comportant 4 éléments en double T préfabriqués avec des espacements très inégaux entre les poutres;
- 3 voies, 3 portées continues de différentes longueurs, comportant 4 éléments préfabriqués en double T avec des espacements uniformes entre les poutres.

Les alternatives en BRF utilisent des matériaux développés à l'École Polytechnique de Montréal [5] :

- un BRF de 60 MPa contenant 1% de fibres d'acier de 30 mm;
- un BRF de 90 MPa contenant 1.5% de fibres d'acier de 30 mm;
- un BFUP de 120 MPa contenant 4% de fibres d'acier de 10 mm.

## 1.4 MÉTHODOLOGIE

La validation de la méthode simplifiée est réalisée en utilisant les analyses de grillages avec le logiciel SAP2000 [6], en utilisant le logiciel de pré- et post-traitement, développé par Théoret [7].

Les analyses sectionnelles, validant la conception en flexion, sont effectuées avec le logiciel AIS [8]. Les analyses non-linéaires par éléments finis pour la validation des différentes alternatives sont réalisées avec le logiciel EMP3D [9] et logiciel d'éléments finis ABAQUS [10].

## 2 DESCRIPTION DU TYPE DE TABLIER RETENU

### 2.1 PROJET PILOTE

Dans le premier projet pilote visant l'implantation de tabliers préfabriqués avec dalle intégrée, le Ministère des Transports a opté pour des poutres en double T qui s'inspire des poutres *NEXT-Beam* développées par le *PCI-Northeast* aux États-Unis [2]. La conception de ce pont de 19.3 m de portée est en cours et sa construction est prévue pour 2013. La Figure 2.1 et la Figure 2.2 présentent respectivement la géométrie du tablier et celle des poutres choisies alors que la Figure 2.3 et la Figure 2.4 donnent respectivement les détails d'armature conventionnelles et la disposition des aciers de précontrainte [11]. Les quatre torons au centre la poutre suivent un profil parabolique alors que les autres sont rectilignes. Les quatre torons rectilignes situés au milieu du groupe de torons sont gainés dans les zones d'extrémité des poutres.

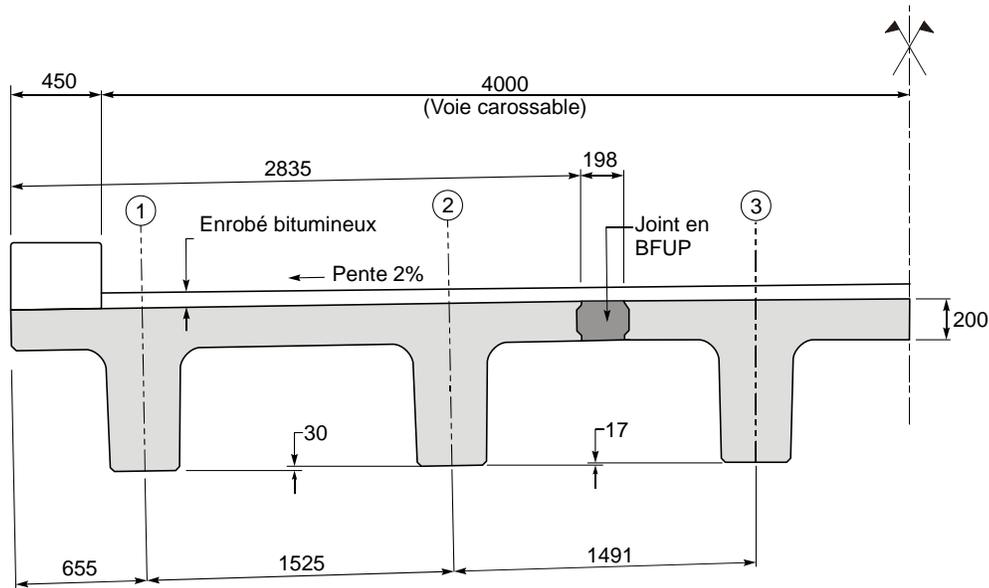


Figure 2.1 – Demi-coupe transversale du tablier proposé par le MTQ

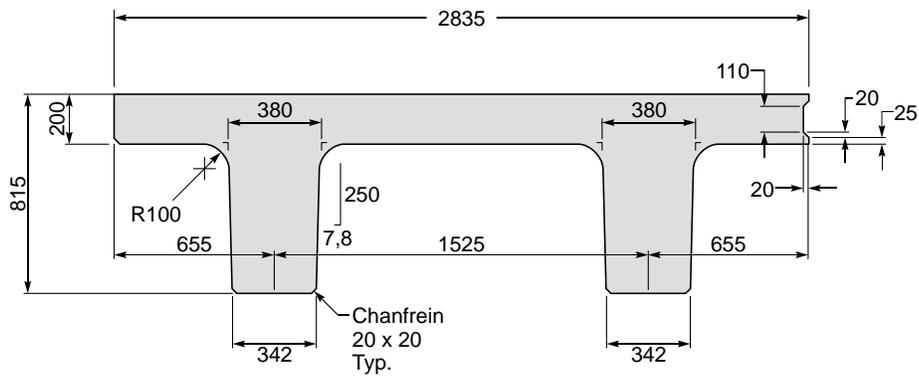


Figure 2.2 – Dimensions des éléments préfabriqués de rive

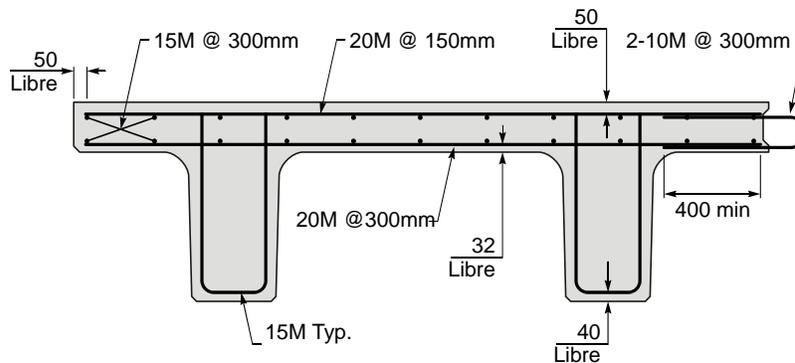


Figure 2.3 – Armature des éléments préfabriqués de rive

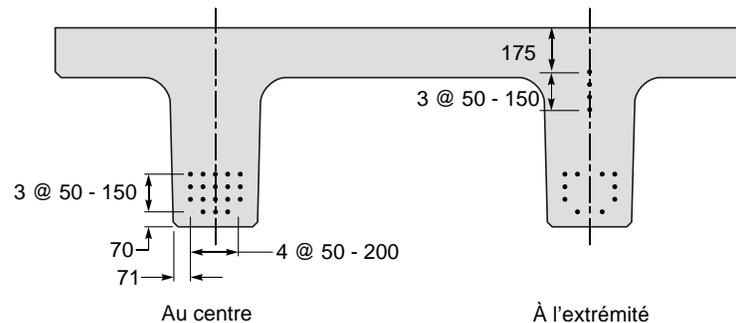


Figure 2.4 – Disposition des torons

Les dimensions choisies pour les poutres sont des valeurs métriques transformées à partir des dimensions des poutres *NEXT Beam* fournies à l'Annexe 1. La version retenue correspond à la section NEXT 32D dont la hauteur est de 813 mm (32") avec un espacement entre les poutres de 1.524 m (5').

La liaison entre les éléments en double T est assurée par des armatures en U et il est envisagé d'utiliser un béton fibré à ultra haute performance (BFUP) coulé en place. Pour le projet pilote, les chasse-rues sont également coulés en place. Toutefois, ceux-ci pourraient être

directement intégrés aux éléments de rive ou encore être préfabriqués et installés en chantier.

## 2.2 SYSTÈME *NEXT BEAM*

Le système de poutres *NEXT Beam* permet, avec les critères de conception en vigueur aux États-Unis, d'atteindre des portées de 27 m. Les sections des éléments préfabriqués ont des largeurs types variant de 2.4 à 3.0 m (8' à 10'). Ainsi, la largeur totale des éléments préfabriqués peut atteindre 3.25 m (10'8"), valeur qui inclut la dimension des joints coulés en place. L'espacement des poutres des éléments préfabriqués est de 1.5 m (5') alors que l'espacement des poutres entre les éléments préfabriqués adjacents peut varier entre 1.12 m (3'8") et 1.73 m (5'8"). Ces éléments sont construits avec une dalle de pleine épaisseur ou encore dans une version amincie permettant la mise en place d'une chape mixte. L'option d'une dalle de pleine épaisseur a, par ailleurs, été retenue par le Ministère des Transports.

## 2.3 PARTICULARITÉS DU SYSTÈME RETENU

Le système retenu a la particularité d'être facile à fabriquer, le système de coffrage est facilement rétractable pour tenir compte de la forme légèrement inclinée des âmes. L'empreinte des âmes sur la dalle est la même pour toutes les hauteurs de poutres de sorte que la partie supérieure des coffrages est identique demeure fixe pour toutes les géométries. Cependant l'inclinaison des âmes amène des largeurs variables pour la partie inférieure. Ce système est robuste et convient aux ponts de courte portée.

Les poutres de type *NEXT Beam* comportent toutefois certains inconvénients :

- les torons ne peuvent pas être concentrés dans le bas de la poutre vu la forme de la section, ce qui requiert de les répartir sur une plus grande hauteur, réduisant ainsi leur efficacité;
- la largeur de la poutre est importante afin de pouvoir loger les torons, ce qui augmente le poids des éléments;
- la dalle est relativement épaisse (200 mm) pour la faible portée nette (1.14 m) entre les poutres;
- l'espacement inégal des poutres donne un rapport de l'espacement des poutres qui varie de 0.73 à 1.13 ce qui excède la limite de 10% maximale spécifiée dans la méthode simplifiée du code CSA-S6 [3].

Dans cette étude, seule la méthode simplifiée du code CSA-S6 est considérée. Les aspects, qui touchent à la géométrie de la section, pourront être reconsidérés ultérieurement par le Ministère des Transports.

### 3 VALIDATION DE LA MÉTHODE SIMPLIFIÉE

#### 3.1 TABLIERS ANALYSÉS

Le chapitre 3 présente les détails de l'étude de grillage réalisée dans le but de valider l'utilisation de la méthode simplifiée du code CSA-S6 pour déterminer les efforts dus aux charges routières pour les poutres en double T. Les détails des quatre tabliers analysés sont présentés au Tableau 3.1 alors que leur géométrie est illustrée sur la Figure 2.1, pour le pont du MTQ, et la Figure 3.1, pour les autres tabliers considérés.

Tableau 3.1 : Caractéristiques des tabliers

Tablier <sup>(1)</sup>	Portées (m)	Largeur (m)	Nombre de voies	Type de poutres	Nombre de poutres
MTQ – 1N <sup>(2)</sup>	20 <sup>(3)</sup>	8.90	2	NxB – 815 <sup>(2)</sup>	3
32 – 1U	20	12.20	3	NEXT 32D	4
28 – 2N	18 – 22	9.75	2	NEXT 28D	3
32 – 3U	21 – 25 – 21	12.20	3	NEXT 32D	4

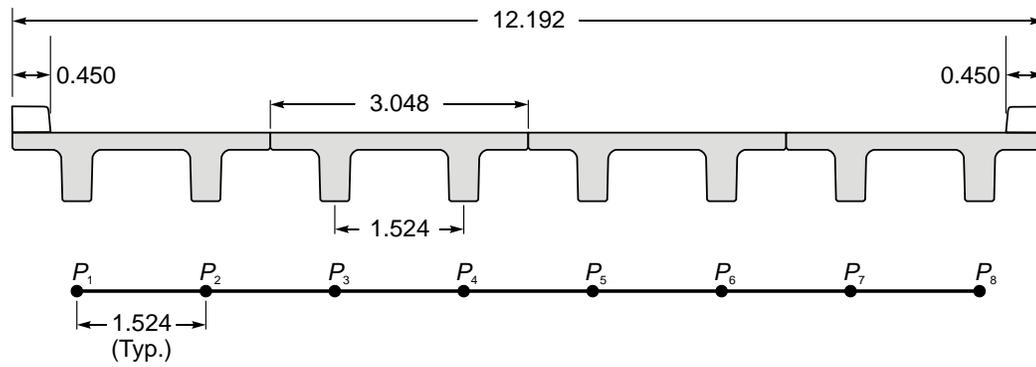
(1) : Nomenclature : Hauteur de la poutre en pouces (28 ou 32), nombre de travées (1, 2 ou 3) et espacement des âmes, uniforme (U) ou non-uniforme (N).

(2) : Tablier du MTQ a 815 mm de hauteur, soit environ 32 pouces.

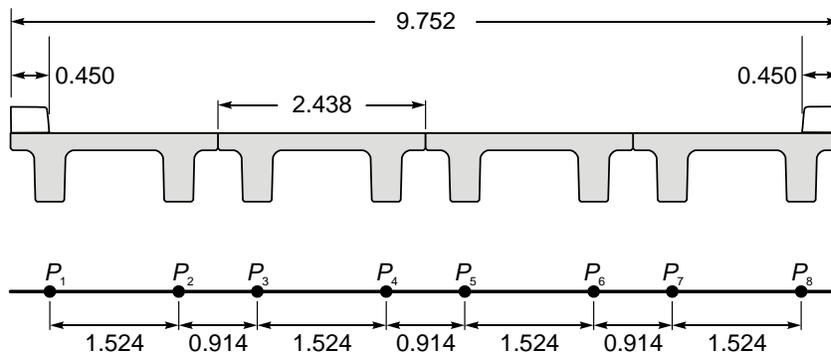
(3) : Une portée légèrement plus longue (20 m au lieu de 19.3 m) a été choisie pour fin de simplification et d'uniformité des modèles.

Quatre tabliers sont considérés. Le premier est un pont à deux voies du projet pilote du MTQ dont les poutres ont un espacement irrégulier. Le second tablier est simplement supporté avec trois voies de circulation et des poutres avec espacement régulier. Le troisième tablier est un pont continu de deux travées de portées inégales avec des poutres avec espacement irrégulier. Le quatrième tablier est identique au second tablier, ayant cependant trois travées continues.

Un béton de 60 MPa est choisi, avec un module élastique de 30 000 MPa et un module de cisaillement de 12 500 MPa (coefficient de Poisson de 0.2). Le détail des modèles est présenté sur la Figure 3.2.



a) Espacement uniforme des poutres – Tabliers 32-1U et 32-3U



b) Espacement non-uniforme des poutres – Tablier 28-2N

Figure 3.1 – Coupe des tabliers *NEXT Beam* étudiés et disposition des éléments longitudinaux des modèles de grillage

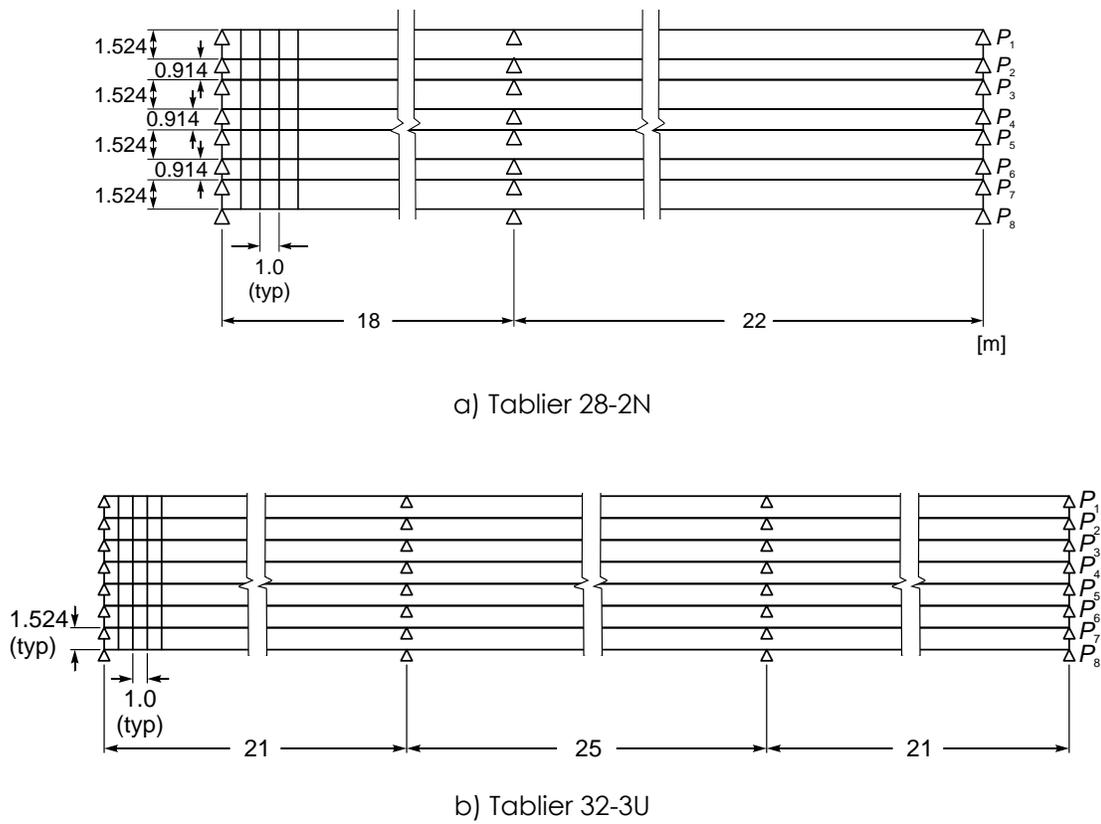


Figure 3.2 – Modèles de grillage des tabliers *NEXT Beam* étudiés

## 3.2 RÉSULTATS DES ANALYSES

### 3.2.1 Facteurs d'essieux

Les facteurs d'essieux sont calculés en appliquant les règles du code CSA-S6-06 [3], de même que celles proposées par le supplément prévu pour 2012 [4] et présenté à l'Annexe B. Pour les tabliers ayant des espacements non uniformes entre les poutres, l'espacement moyen a été utilisé dans l'application de la méthode simplifiée. Cette valeur a été déterminée en divisant la distance entre les poutres de rives par le nombre d'espacements.

### 3.2.2 Tablier MTQ-1N

Le Tableau 3.2 donne les valeurs des facteurs d'essieux obtenus avec les deux méthodes simplifiées et les analyses de grillage pour le tablier MTQ-1N. La Figure 3.3 et la Figure 3.4 présentent les efforts obtenus des analyses de grillage et ceux déterminés en appliquant les équations proposées pour la prochaine édition du code CSA-S6.

Tableau 3.2 : Facteurs d'essieux – Tablier MTQ-1N

Position	Méthode d'analyse	$L_e$ (m)	M-ELU (Ext)	M-ELU (Int)	M-ELF (Ext)	M-ELF (Int)	V-ELU (Ext)	V-ELU (Int)
Travée de 20 m M+ / V <sub>Culée</sub> S = 1.518 m	S6-06	20	0.40	0.41	0.33	0.33	0.45	0.45
	S6-12 <sup>(1)</sup>	20	0.41	0.40	0.31	0.33	0.45	0.50
	Grillage	s/o	0.33	0.33	0.24	0.23	0.37	0.46
	S6-12 / Grill.	s/o	1.24	1.21	1.30	1.43	1.22	1.08

(1): Version proposée en mars 2012 en processus d'évaluation

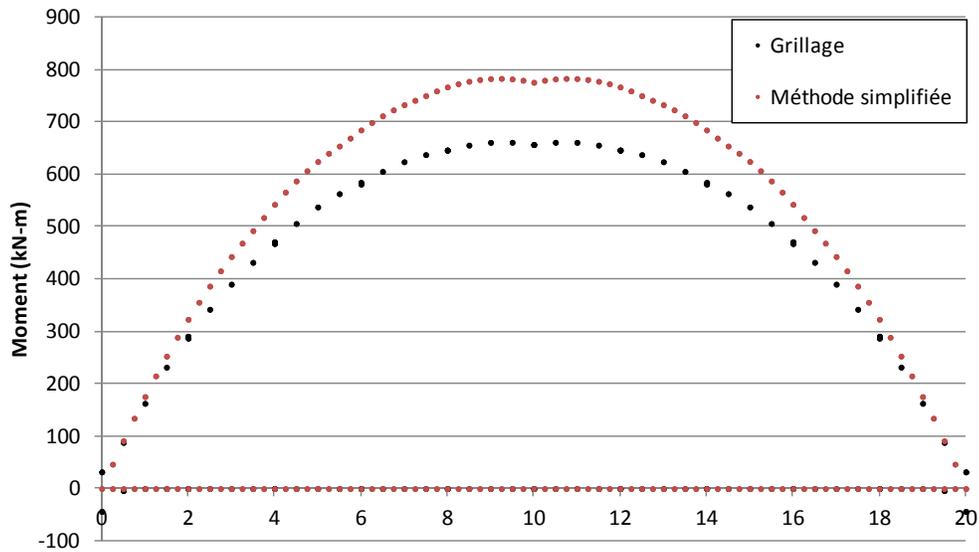


Figure 3.3 – Tablier MTQ-1N – Moment, poutre intérieure à l'ELU et l'ELS

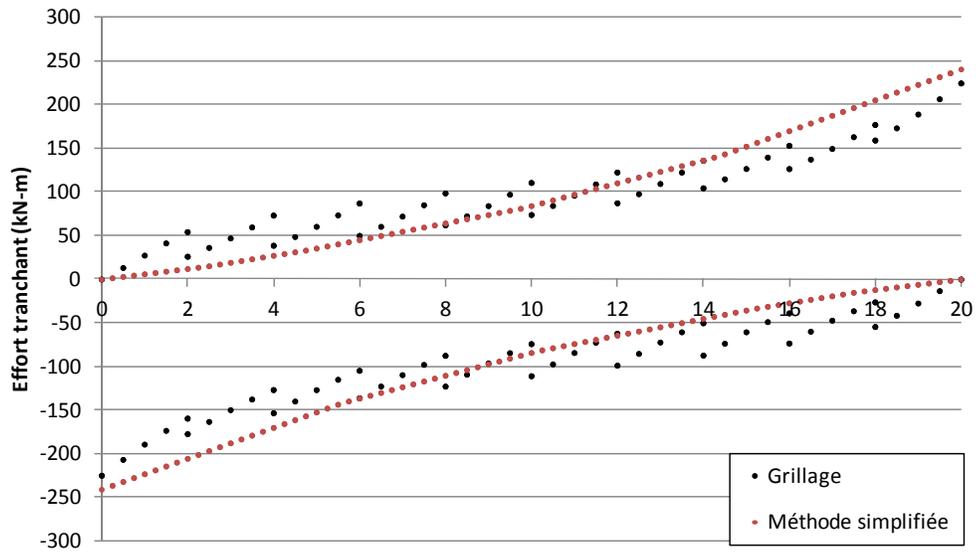


Figure 3.4 – Tablier MTQ-1N – Effort tranchant, poutre intérieure à l'ELU et l'ELS

### 3.2.3 Tablier 32-1U

Le Tableau 3.3 donne les valeurs des facteurs d'essieux obtenus avec les deux méthodes simplifiées et les analyses de grillage pour le tablier 32-1U. La Figure 3.5 et la Figure 3.6 présentent les efforts obtenus des analyses de grillage et ceux déterminés en appliquant les équations proposées pour la prochaine édition du code CSA-S6.

Tableau 3.3 : Facteurs d'essieux – Tablier 32-1U

Position	Méthode d'analyse	$L_e$ (m)	M-ELU (Ext)	M-ELU (Int)	M-ELF (Ext)	M-ELF (Int)	V-ELU (Ext)	V-ELU (Int)
Travée de 20 m M+ / $V_{Culée}$ S = 1.524 m	S6-06	20	0.40	0.40	0.36	0.34	0.45	0.45
	S6-12 <sup>(1)</sup>	20	0.41	0.40	0.32	0.30	0.45	0.50
	Grillage	s/o	0.37	0.35	0.29	0.25	0.43	0.41
	S6-12 / Grill.	s/o	1.10	1.14	1.10	1.20	1.07	1.21

(1): Version proposée en mars 2012 en processus d'évaluation

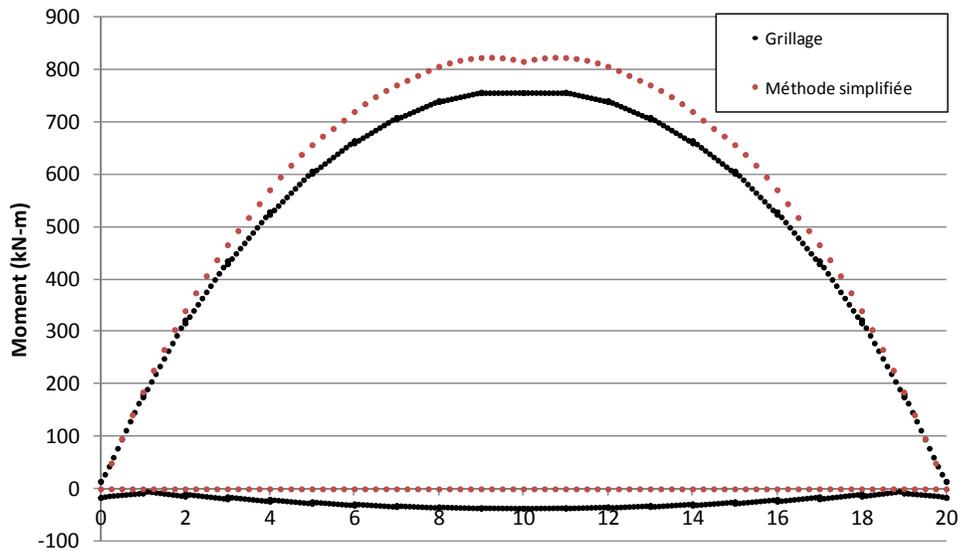


Figure 3.5 – Tablier 32-1U – Moment d'une poutre intérieure à l'ELU et l'ELS

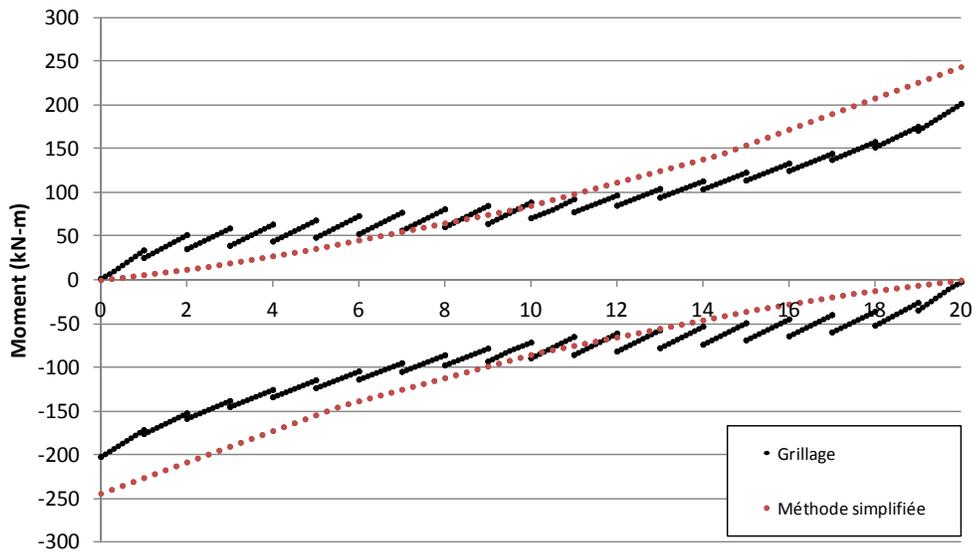


Figure 3.6 – Tablier 32-1U – Effort tranchant, poutre intérieure à l'ELU et l'ELS

### 3.2.4 Tablier 28-2N

Le Tableau 3.4 donne les valeurs des facteurs d'essieux obtenus avec les deux méthodes simplifiées et les analyses de grillage pour le tablier 28-2N. La Figure 3.7 et la Figure 3.8 présentent les efforts obtenus des analyses de grillage et ceux déterminés en appliquant les équations proposées pour la prochaine édition du code CSA-S6.

Tableau 3.4 : Facteurs d'essieux – Tablier 28-2N

Position	Méthode d'analyse	$L_e$ (m)	M-ELU (Ext)	M-ELU (Int)	M-ELF (Ext)	M-ELF (Int)	V-ELU (Ext)	V-ELU (Int)
Travée de 18 m M+/ V <sub>Culée</sub> S = 1.263 m	S6-06	14.4	0.33	0.35	0.26	0.29	0.37	0.35
	S6-12 <sup>(1)</sup>	13.5	0.35	0.32	0.26	0.30	0.39	0.43
	Grillage	s/o	0.28	0.27	0.21	0.22	0.31	0.39
	S6-12 / Grill.	s/o	1.25	1.19	1.24	1.36	1.26	1.10
Pile M-/ V <sub>Pile</sub> S = 1.263 m	S6-06	10	0.33	0.34	0.26	0.28	0.37	0.35
	S6-12 <sup>(1)</sup>	10	0.35	0.36	0.27	0.31	0.42	0.46
	Grillage	s/o	0.29	0.27	0.22	0.23	0.31	0.38
	S6-12 / Grill.	s/o	1.21	1.31	1.23	1.35	1.35	1.21
Travée de 22 m M+/ V <sub>Culée</sub> S = 1.263 m	S6-06	17.6	0.33	0.34	0.26	0.28	0.37	0.35
	S6-12 <sup>(1)</sup>	16.5	0.35	0.33	0.26	0.28	0.39	0.43
	Grillage	s/o	0.28	0.26	0.21	0.21	0.32	0.38
	S6-12 / Grill.	s/o	1.25	1.26	1.21	1.33	1.22	1.13

(1): Version proposée en mars 2012 en processus d'évaluation

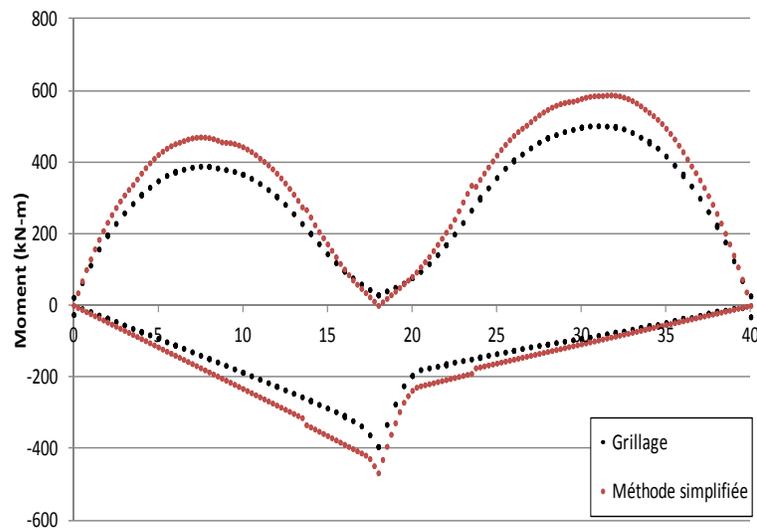


Figure 3.7 – Tablier 28-2N – Moment, poutre intérieure à l'ELU et l'ELS

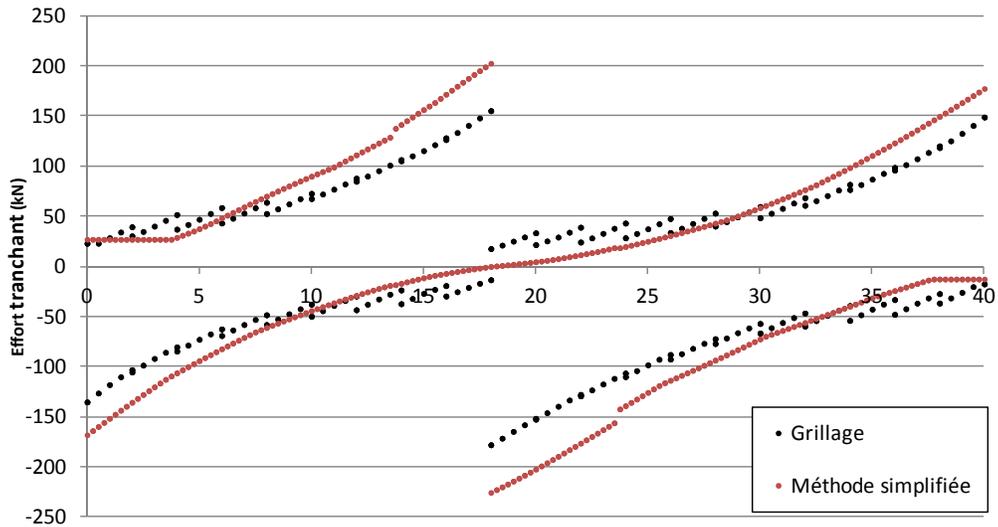


Figure 3.8 – Tablier 28-2N – Effort tranchant, poutre intérieure à l'ELU et l'ELS

### 3.2.5 Tablier 32-3U

Le Tableau 3.5 donne les valeurs des facteurs d'essieux obtenus avec les deux méthodes simplifiées et les analyses de grillage du tablier 32-3U. La Figure 3.9 et la Figure 3.10 présentent les efforts obtenus des analyses de grillage et ceux déterminés en appliquant les équations proposées pour la prochaine édition du code CSA-S6.

Tableau 3.5 : Facteurs d'essieux – Tablier 32-3U

Position	Méthode d'analyse	$L_e$ (m)	M-ELU (Ext)	M-ELU (Int)	M-ELF (Ext)	M-ELF (Int)	V-ELU (Ext)	V-ELU (Int)
Travée de 21 m M+/ V <sub>Culée</sub> S = 1.524 m	S6-06	16.8	0.41	0.41	0.36	0.35	0.45	0.45
	S6-12 <sup>(1)</sup>	15.75	0.43	0.41	0.33	0.32	0.47	0.52
	Grillage	s/o	0.38	0.35	0.30	0.26	0.44	0.42
	S6-12 / Grill.	s/o	1.13	1.17	1.11	1.23	1.07	1.24
Pile M-/ V <sub>Pile</sub> S = 1.524 m	S6-06	11.5	0.41	0.44	0.37	0.37	0.45	0.45
	S6-12 <sup>(1)</sup>	11.5	0.43	0.43	0.34	0.35	0.49	0.55
	Grillage	s/o	0.402	0.37	0.32	0.27	0.45	0.43
	S6-12 / Grill.	s/o	1.07	1.16	1.07	1.30	1.09	1.28
Travée de 25 m M+/ V <sub>Culée</sub> S = 1.524 m	S6-06	15.0	0.41	0.42	0.36	0.35	0.45	0.45
	S6-12 <sup>(1)</sup>	12.5	0.43	0.42	0.34	0.34	0.48	0.54.
	Grillage	s/o	0.39	0.35	0.30	0.26	0.41	0.40
	S6-12 / Grill.	s/o	1.10	1.20	1.13	1.31	1.17	1.35

(1): Version proposée en mars 2012 en processus d'évaluation

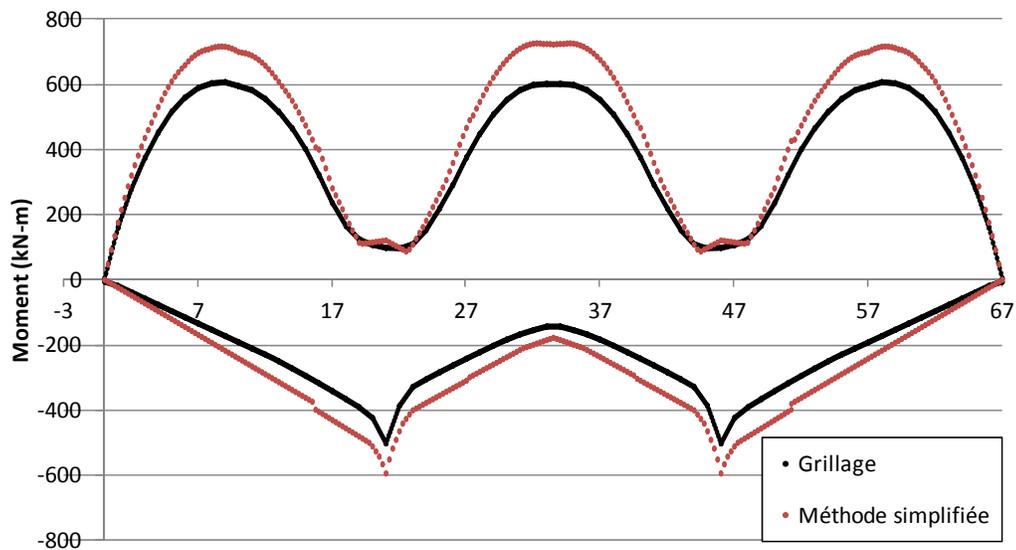


Figure 3.9 – Tablier 32-3U – Moment, poutre intérieure à l'ELU et l'ELS

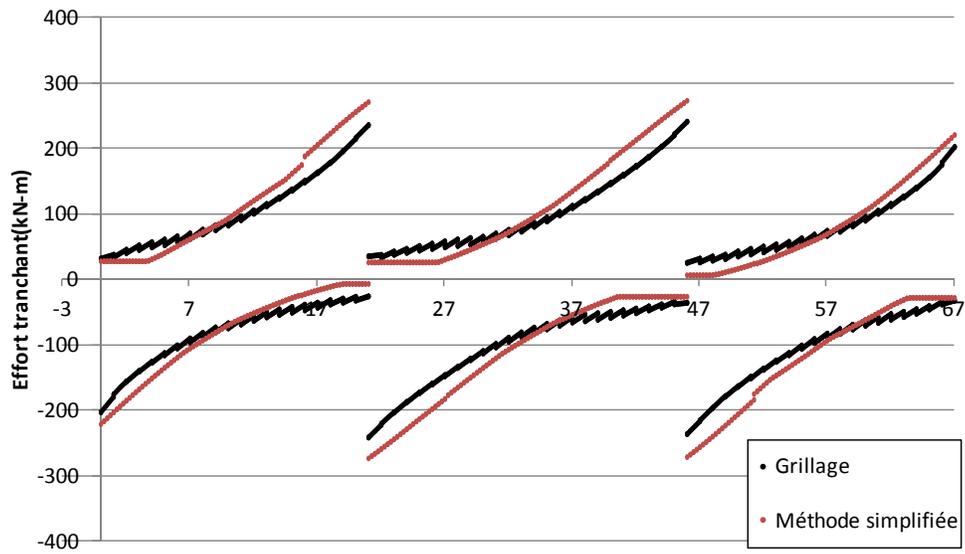


Figure 3.10 – Tablier 32–3U – Effort tranchant, poutre intérieure à l'ELU et l'ELS

### 3.3 CONCLUSIONS

Les résultats permettent de constater que pour ce pont les deux méthodes simplifiées fournissent des résultats comparables et sécuritaires lorsqu'on les compare aux valeurs obtenues avec les analyses de grillage. Cet écart s'explique en grande partie par la rigidité torsionnelle élevée de ce type de tablier qui favorise une meilleure distribution des efforts entre les poutres en T.

Les analyses par grillage ont permis d'établir qu'utiliser l'espacement moyen des poutres pour déterminer le facteur d'essieu donne des résultats adéquats pour ce type de tablier.

Les résultats montrent toutefois que la méthode proposée est parfois trop sécuritaire pour les poutres intérieures des tabliers continus, en particulier pour l'effort tranchant à l'ELU et la flexion à l'ELU.

## 4 ALTERNATIVES EN BRF

### 4.1 PORTÉE DE L'ÉTUDE ET CRITÈRES DE CONCEPTION

#### 4.1.1 Choix de l'ouvrage

Ce chapitre présente une alternative pour la conception des poutres en double T avec l'utilisation du béton renforcé de fibres (BRF). Dans cette étude, seul le type de béton et le type de précontrainte sont changés sans toutefois apporter de modifications à la géométrie de la section. Seuls les effets sur la conception pour la flexion sont considérés à l'ELS et à l'ELU. L'impact des différentes alternatives est étudié pour le pont du MTQ.

#### 4.1.2 Choix des matériaux

Trois types de bétons sont utilisés :

- BRF 60 MPa avec 1% (80 kg/m<sup>3</sup>) de fibres à crochets de 30 mm – BRF760-1.0;
- BRF 90 MPa avec 1.5% (120 kg/m<sup>3</sup>) de fibres à crochets de 30 mm – BRF-90-1.5;
- BFUP120 MPa avec 4% (310 kg/m<sup>3</sup>) de fibres droites de 10x0.2 mm – BFUP120-4.

Ces bétons, développés à l'École Polytechnique [5], utilisent des fibres en acier de type Dramix produites par la compagnie Bekaert. Le choix des types de fibres se base sur la disponibilité, les performances mécaniques, les aspects rhéologiques et les connaissances techniques acquises dans les projets antérieurs. Ainsi le choix pour des fibres de 30 mm a été dicté par le fait qu'elles sont couramment utilisées pour le soutènement des parois rocheuses des mines au Canada et sont donc aisément disponibles. Leur courte longueur permet également d'éviter la congestion des fibres entre les armatures lors des mises en place dans des poutres avec âmes minces. Les fibres de 10 mm sont similaires à celles utilisées dans les BFUP, produits commercialement distribués par diverses entreprises et sont donc également facilement disponibles. Dans tous les cas, des mélanges autonivelants, adaptés à la fabrication industrielle, ont été mis au point.

#### 4.1.3 Propriétés des matériaux

Les propriétés en traction directe, adoptées dans cette étude, sont inspirées de résultats d'essais de flexion et de traction directes réalisés au cours des dernières années à l'École Polytechnique [12, 13, 14]. Les valeurs nominales de calcul sont obtenues en divisant les valeurs expérimentales moyennes par un facteur environ égal à 2 afin de tenir compte de la dispersion. Il a été décidé d'utiliser des valeurs plutôt du côté conservateur pour cette étude. Le choix des propriétés nominale pour la conception devra toutefois faire l'objet d'un traitement statistique avec les bétons seront éventuellement retenus. Les valeurs nominales en traction directe des BRF et du BFUP sont données respectivement sur la Figure 4.1 et la Figure 4.2.

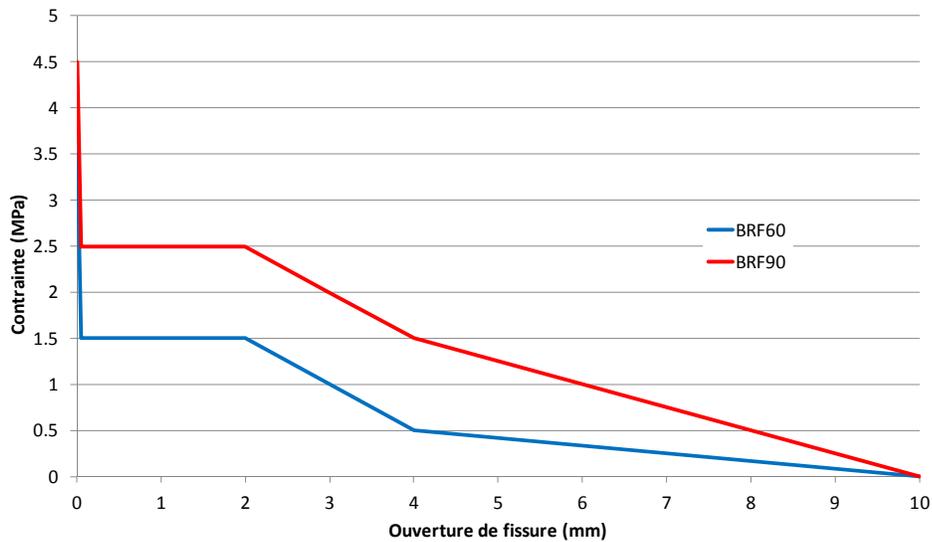


Figure 4.1 – Résistance nominale des BRF en traction directe

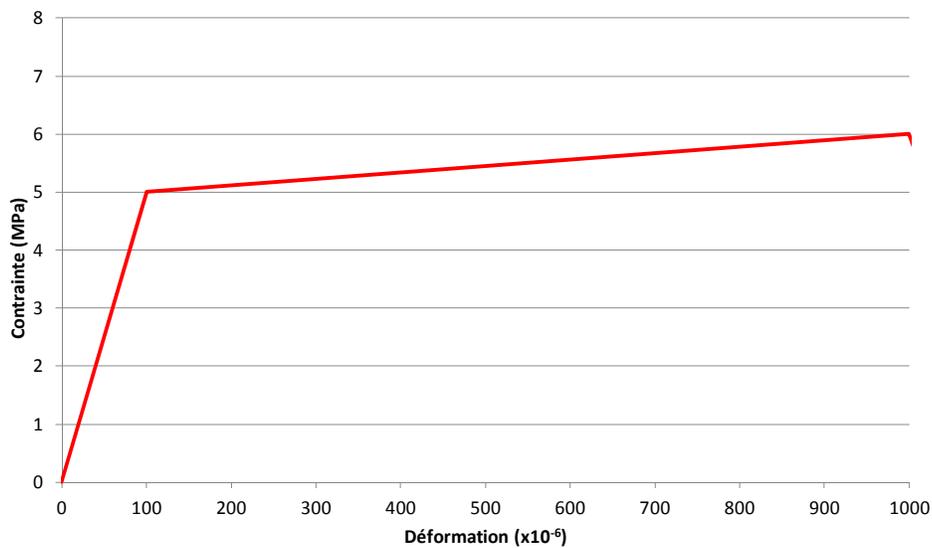


Figure 4.2 – Résistance nominale des BFUP en traction directe

#### 4.1.4 Critères de conception

L'utilisation des BRF permet de changer les critères de conception des poutres précontraintes. Les règles suivantes sont adoptées dans la présente étude :

1. la fissuration est permise en service sous l'effet des charges vives mais ne l'est pas sous le poids propre;
2. l'ouverture de fissure est limitée à 0.1 mm sous les charges de service pour les BRF60 et BRF90 en assumant un espacement des fissures égal à 100 mm;

3. la déformation maximale permise pour le BFUP120 sous les charges de service est limitée à  $500 \times 10^{-6}$  ou 0.0005 alors que pour l'état limite ultime un espacement des fissures de 50 mm est considéré;
4. un coefficient de tenue égal à 0.75 est utilisé pour les BRF et BFUP.

Ces règles sont choisies à partir des essais antérieurs sur des poutres de dimensions similaires en BRF avec armatures conventionnelles [15] et des valeurs indiquées dans des règles internationales [16, 17]. Des valeurs adaptées aux poutres précontraintes devront obligatoirement faire l'objet de vérifications expérimentales sur des poutres de grandeur réelle.

## 4.2 EFFORTS CONSIDÉRÉS

La portée du pont du MTQ (Figure 2.1) est de 19.3 m. Les efforts, calculés en utilisant la méthode simplifiée du code CSA-S6-06 [3], sont présentés au Tableau 4.1.

Tableau 4.1 : Moments fléchissants de conception des poutres

Poutre	$D_1$ (kN-m)	$D_2$ (kN-m)	$D_3$ (kN-m)	$M_{D-ELS}$ (kN-m)	$L_1$ voie (kN-m)	$F_E$	$M_{ELS}$ (kN-m)	$M_{F-ELU}$ (kN-m)
Extérieure	564	176	69	809	1920	0.395	1492	2224
Intérieure	576	0	107	683	1920	0.405	1383	2116

Pour la conception des poutres, les valeurs approximatives suivantes des moments fléchissants sont considérées :

- ELS :  $M_D = 800$  kN-m et  $M_{D+L} = 1500$  kN-m
- ELU :  $M_f = 2200$  kN-m.

## 4.3 OPTIMISATION DE LA PRÉCONTRAINTÉ

### 4.3.1 Paramètres choisis

Le logiciel AIS [8] a été utilisé pour déterminer le comportement des poutres en T. Ce logiciel d'analyse sectionnelle permet de calculer l'évolution du moment résistant en fonction de l'accroissement de la courbure en considérant le comportement non-linéaire des matériaux. Pour une courbure donnée, la procédure consiste à une intégration numérique des contraintes sur la hauteur de la section qui est subdivisée en tranches. La sommation des forces permet de déterminer l'amplitude de la charge axiale en fonction de la courbure. La courbure est ensuite modifiée par itération jusqu'à obtenir un équilibre des forces sur la section. Finalement, la courbure est augmentée par incréments afin de tracer l'ensemble de

la réponse moment-courbure. Le logiciel permet de considérer une large gamme de matériaux : aciers doux, torons de précontrainte, des bétons normaux, BFUP, matériaux composites (PRFC ou PRFV), etc. Il permet également de considérer différentes étapes de chargement. Les contraintes et ouvertures de fissures sont calculées aux positions spécifiées par l'utilisateur.

Six conditions ont été considérées avec AIS :

1. BHP60 (conception du MTQ);
2. BRF60-1.0 avec précontrainte adhérente (conception du MTQ);
3. BRF60-1.0 avec précontrainte adhérente;
4. BRF90-1.5 avec précontrainte adhérente;
5. BRF90-1.5 avec précontrainte non-adhérente;
6. BFUP120-4 avec précontrainte adhérente.

Les analyses 1 et 2 permettent d'établir les bases de comparaison pour les autres analyses. Les analyses 3 à 6 illustrent l'impact de l'utilisation des BRF ou BFUP sur la disposition et le nombre de torons. Comme l'utilisation de béton renforcé de fibres permet de considérer l'élimination des armatures secondaires, il a été choisi de considérer, pour le BRF et le BFUP, que chaque lit de précontrainte compte un maximum de 4 torons et que les étriers soient disposés sur une seule rangée au centre de l'âme. Dans toutes les analyses, la contrainte à long terme dans les torons est égale à 1300 MPa.

#### **4.3.2 Résultats des analyses**

Les résultats des analyses sont présentés au Tableau 4.2. La variation de la courbure en fonction de la charge est présentée sur la Figure 4.3 alors que l'ouverture des fissures est donnée sur la Figure 4.4.

Toutes les options présentent un comportement adéquat, tant à l'ELS qu'à l'ELU. La conception d'origine (BHP60 sans fibres) présente un surcroît de résistance pondérée par rapport à la valeur cible de 2200 kN-m, car, pour le BHP, le nombre de torons est déterminé pour les conditions en service. L'utilisation du BRF et du BFUP, qui assurent un meilleur contrôle de la fissuration, permettent de réduire le nombre de torons.

Dans tous les cas, la variation de contrainte dans les torons les plus tendus n'excède pas la limite de 125 MPa indiquée dans le Code CSA-S6. Ce paramètre avait été identifié par Braike et al [13] comme étant la celui qui contrôle la conception dans le cas de poutres NEBT faites en BRF ou en BFUP. Cette limitation a suggéré l'utilisation de torons gainés graissés pour lesquels l'augmentation des contraintes due au passage des véhicules est pratiquement nulle. Ainsi, même si le nombre de torons pour la poutre avec torons non-adhérents est supérieur à celui de la poutre identique avec torons adhérents, il est intéressant de noter que la poutre présente une très grande ductilité qui est plus de trois fois supérieure à celles des autres options. Les dispositions des torons sont montrées sur la Figure 4.5 pour les diverses options.

Tableau 4.2 : Résultats des analyses

Option	Nb. de torons	$M_{W=0.1}$ (kN-m)	$M_{W=0.2}$ (kN-m)	$\Delta\sigma_{\text{torons}}$ à l'ELS (MPa)	$M_r$ (kN-m)	Courbure ( $10^{-6} \text{ mm}^{-1}$ )	Mode de rupture
BHP60 - MTQ	18	2020	2200	64	2720	45	Écrasement du béton
BRF60-1.0 MTQ	18	2120	2300	64	2860	53	Plastification des torons
BRF60-1.0	13	1670	1800	65	2220	52	Plastification des torons
BRF90-1.5	12	1690	1810	51	2200	50	Plastification des torons
BRF90-1.5 NA	17	1980	2030	0	2210	180	Écrasement du béton
BFUP120-4	10	s/o	s/o	57	2200	50	Plastification des torons

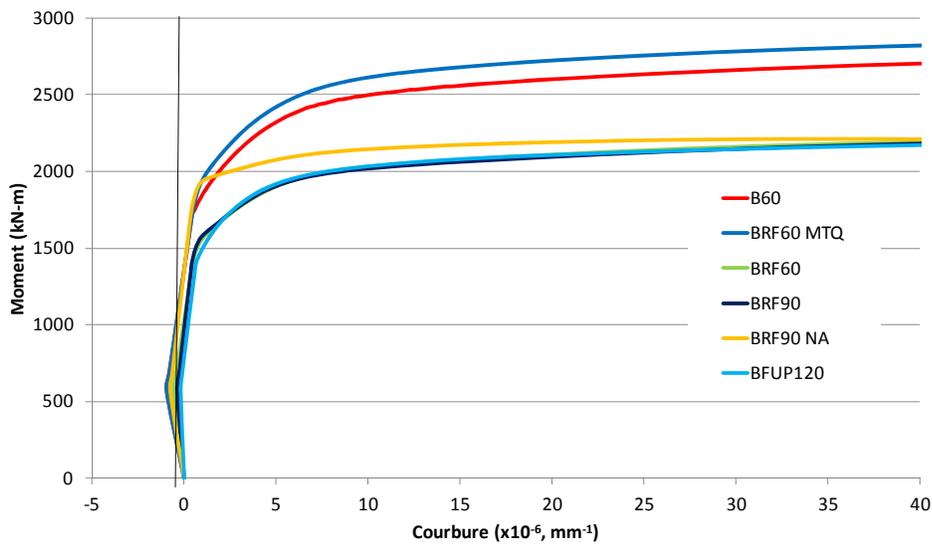


Figure 4.3 – Résistance et ductilité en flexion

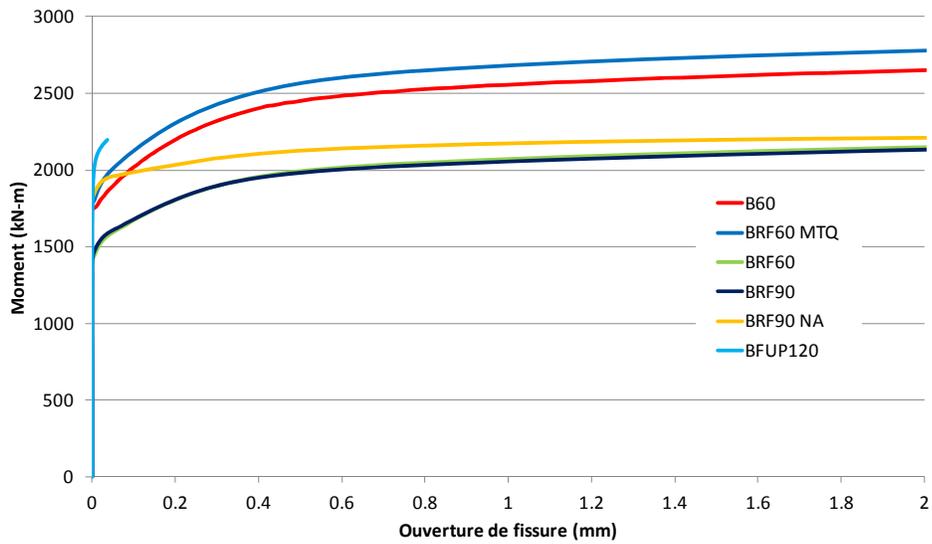


Figure 4.4 – Ouverture de fissure

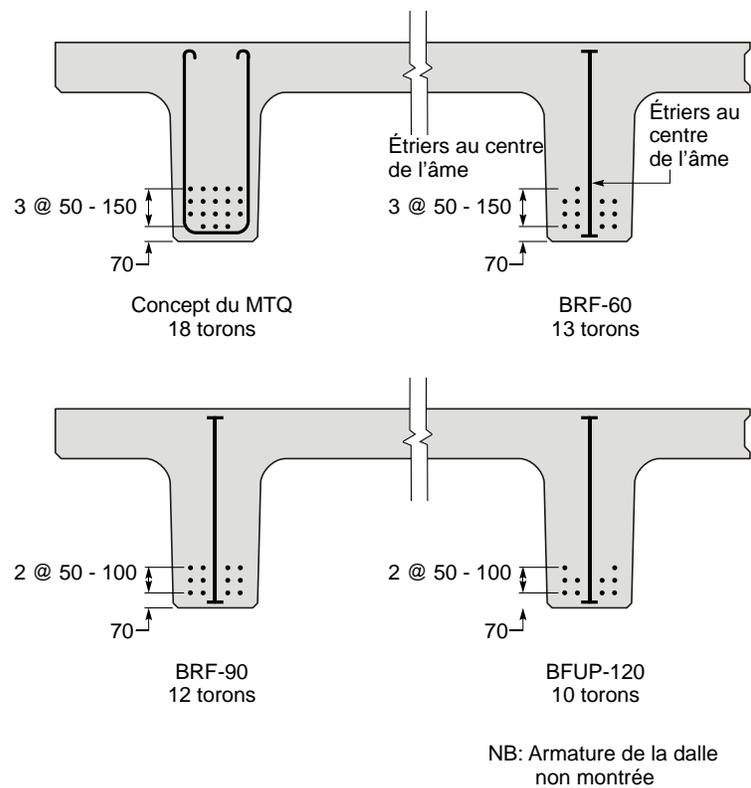


Figure 4.5 – Disposition des torons

## 4.4 RÉDUCTION DES ARMATURES SECONDAIRES

### 4.4.1 Portée de l'étude

L'utilisation des BRF offre la possibilité de réduire, voire d'éliminer, les armatures secondaires. Cela a été utilisé avec succès entre autres pour les dalles de ponts [18]. Dans le cas des poutres précontraintes, il est même envisageable d'éliminer la presque totalité des étriers. Sans que l'objectif final soit nécessairement l'élimination de toutes les armatures secondaires, étudier une telle option s'avère instructif.

Des analyses par éléments finis non-linéaires sont réalisées avec le logiciel EPM3D [9] utilisé avec ABAQUS [11]. L'utilisation de ces logiciels pour l'étude des structures en béton a été décrite dans plusieurs études récentes [19 à 22]. L'objectif de l'étude est de voir l'impact de l'utilisation des BRF et des BFUP sur la fissuration et sur la résistance ultime des poutres NxB. Trois conditions sont considérées :

1. BHP60 (conception du MTQ);
2. BRF60-1.0 avec précontrainte adhérente et armatures secondaires dans les poutres (étriers) et la dalle, tel que spécifié dans la conception du MTQ;
3. BRF60-1.0 avec précontrainte adhérente sans aucune armature secondaire dans les poutres et la dalle.

Dans ces analyses, la disposition de torons utilisée par le MTQ est adoptée et une charge uniforme est appliquée sur toute la dalle.

### 4.4.2 Résultats des analyses

Les trois poutres présentent un comportement très ductile et atteignent une charge totale respectivement de 990, 1040 et 1040 kN pour une section en T, alors que pratiquement la même évolution charge-flèche est observée pour les trois cas considérés, comme illustré sur la Figure 4.6. La rupture est associée à la plastification des torons, comme dans les analyses précédentes réalisées avec AIS. Avec l'utilisation du BRF, la résistance a augmentée de 5 à 10% selon le cas. Toutefois, comme le montre la Figure 4.7, les fissures à la rupture sont beaucoup plus fines avec le BRF (par un facteur de plus de 10). De plus, l'absence d'étriers et d'armatures secondaires ne réduit pas la résistance pour le cas de chargement considéré. La charge ultime pour les trois cas correspond à une résistante en flexion de 4125 kN-m, ce qui est toutefois inférieure aux valeurs calculées avec le logiciel AIS.

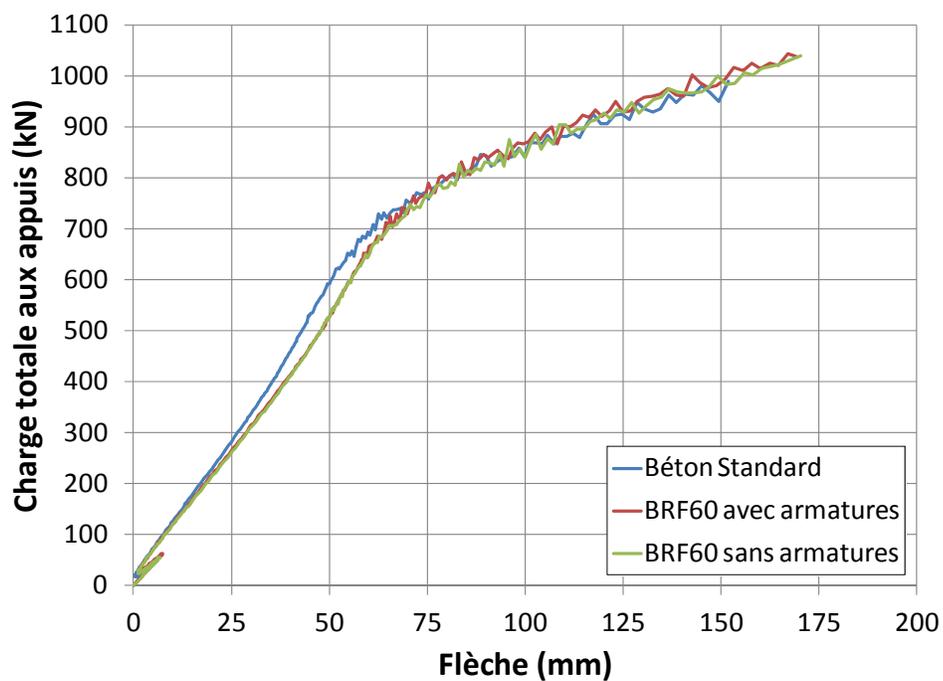
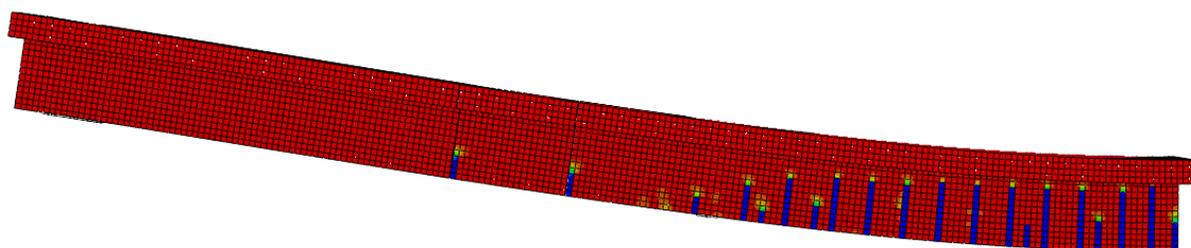
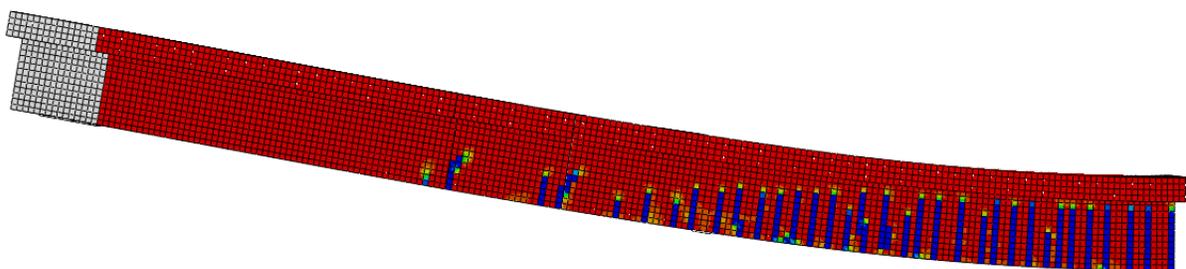


Figure 4.6 – Évolution de la flèche jusqu'à la rupture



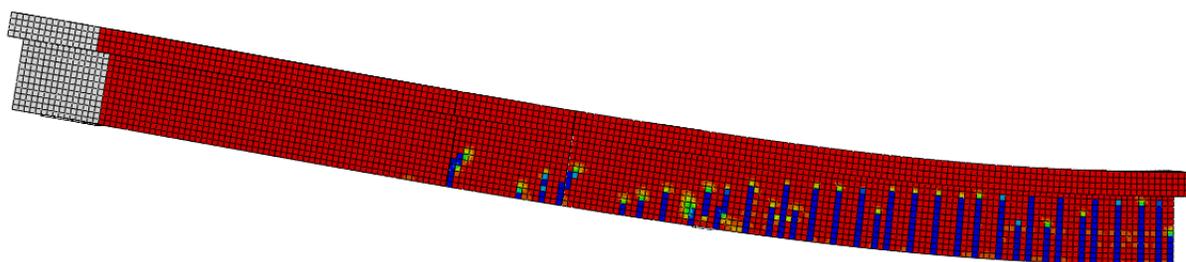
$$w_{\max} = \pm 5 \text{ mm} - s_{\max} = \pm 300 \text{ mm}$$

a) BHP 60 MPa



$$w_{\max} = \pm 0.1 \text{ mm} - s_{\max} = \pm 200 \text{ mm}$$

b) BRP 60 MPa avec armatures secondaires et étriers



$$w_{\max} = \pm 0.06 \text{ mm} - s_{\max} = \pm 200 \text{ mm}$$

c) BRP 60 MPa sans armatures secondaires et sans étriers

Figure 4.7 – Fissures des poutres

## 4.5 CONCEPTION DE LA DALLE

### 4.5.1 Efforts dans la dalle

Les études antérieures, visant à déterminer les efforts réels dans les dalles de tablier [23, 24], démontrent, que la conception des dalles faites en appliquant la méthode simplifiée du code CSA-S6, conduit à des résistances nettement supérieures à celles obtenues avec des analyses raffinées. Le code CSA-S6 propose pour cette raison la méthode empirique qui permet d'utiliser une quantité d'armature sur chacun des 4 lits égale à 0.3%, permettant même une réduction jusqu'à 0.2% dans certains cas. Les études sur les dalles [25, 26] démontrent que réduire trop l'armature avec un béton non fibré peut conduire à des problèmes de fissuration et de fatigue dans le béton et peut conduire dans certains cas à des ruptures de fatigue dans les armatures. Le premier auteur du présent rapport recommande à la plus grande prudence à cet égard et demeure convaincu que l'approche traditionnelle demeure l'approche à privilégier pour du béton armé non fibré.

Toutefois, les études menées sur les dalles en BRF coulées en place [18, 25 à 27] démontrent un comportement très supérieur des dalles faites en BRF, tant en service que pour la fatigue et qu'à l'ultime. Ces études permettent d'envisager la réduction de l'épaisseur des dalles et de la modification de la disposition de l'armature en présence de BRF.

#### **4.5.2 Joints en BFUP**

Les joints coulés entre les poutres dans les zones de moment positif maximum sont assurément les points les plus vulnérables des constructions préfabriquées. Les joints en BFUP sont certainement la solution la plus efficace pour réaliser de tels joints. Un rapport récent [28] présente les résultats d'une étude exhaustive sur l'utilisation des joints en BFUP coulés en place. Cette étude exhaustive indique que ces joints offrent une résistance nettement supérieure aux efforts induits par les charges routières. De plus, les faibles portées entre les âmes adjacentes des poutres en double T *NEXT Beam* fait en sorte que ces efforts sont relativement faibles.

Toutefois, il convient de recommander au Ministère des Transports une grande vigilance dans le choix du matériau, surtout dans les exigences de mise en place de ces matériaux et dans le contrôle des performances mécaniques de ces matériaux. En effet, les photos présentées dans cette étude [28] ainsi que les résultats d'une étude récente [29] montrent que certains des BFUP commerciaux pourraient présenter une fluidité insuffisante pour permettre de bien enrober les armatures. Compte tenu que ces matériaux sont placés sans vibration, ils doivent présenter des caractéristiques autonivelantes accrues. Les BFUP, développés à l'École Polytechnique, ont une grande maniabilité et ont été utilisés avec succès dans plusieurs projets industriels. La photo, montrée sur la Figure 4.8, est tirée de la référence [14] pour un BFUP avec 3% de fibres.



Figure 4.8 – Test d'étalement d'un BFUP contenant 3% de fibres développé à l'ÉPM [14]

Les BFUP industriels ont souvent des dosages en fibres assez faibles, de l'ordre de 2 à 2.5%. Les propriétés mécaniques de ces matériaux sont peu accessibles dû à la confidentialité reliées aux secrets commerciaux. De plus, les essais de caractérisation (en flexion ou traction directe) doivent être représentatifs de propriétés recherchées pour les joints de liaison. En particulier pour les joints de chevauchement d'armature, les fibres devraient être orientées dans le sens du joint, perpendiculairement aux armatures, afin d'empêcher la fissuration associée au transfert d'efforts entre les armatures. Il est fortement recommandé au Ministère des Transport de réaliser lui-même le prélèvement et la caractérisation des BFUP utilisés in-situ.

## 4.6 CONCLUSIONS

Les études antérieures et les résultats des analyses réalisées dans ce projet favorisent l'utilisation de BRF pour la construction des éléments préfabriqués de ponts. Les mélanges optimisés, notamment dans le choix des fibres et leur dosage, éliminent la grande fragilité des éléments en béton lors du transport, de sa mise en place et permettent de limiter l'ouverture des fissures par une répartition plus importante de celles-ci sous les charges de service. En flexion, la résistance post-fissuration permet la fermeture des fissures sous le poids propre et assure une durabilité plus importante [28 à 30]. À l'état limite ultime flexionnel, le BRF assure une meilleure répartition des efforts dans les éléments principaux et confère au béton une grande ductilité en compression, très important pour les poutres précontraintes. À l'état limite ultime à l'effort tranchant, l'action des fibres permet de reconsidérer la disposition des étriers. Il est possible de les positionner au centre de la poutre et d'augmenter leur espacement.

L'utilisation des BRF permet également d'optimiser la poutre qui peut être amincie alors que la disposition des torons peut être améliorée. L'utilisation de torons gainés-graissés peut également être une avenue fort intéressante, notamment parce que cela augmente la durabilité et, en présence de BRF, devrait permettre aux poutres de présenter une grande

ductilité. De plus l'utilisation de torons gainés-graissés permet l'application différée de la précontrainte. Cela permet, par exemple, de tendre uniquement les torons adhérents droits et centrés lors de la fabrication des poutres, puis de tendre les torons gainés-graissés juste avant le transport des poutres de l'usine au chantier de façon à minimiser les flèches associées au fluage.

L'utilisation des BRF permet également de réduire l'épaisseur de la dalle et d'utiliser un seul lit d'armatures transversales, situé au tiers inférieur de la dalle, sans que cela affecte le comportement en service ou la résistance ultime.

L'utilisation de joints en BFUP, entre les éléments précontraints, est la meilleure solution, tant au point de vue mécanique et au point de vue de la durabilité. Toutefois, il est important de faire un choix judicieux d'un matériau approprié et de s'assurer de la qualité de sa mise en place.

La grande durabilité des BRF [28 à 30] justifie à elle seule leur utilisation pour les éléments préfabriqués pour les ponts.

## 5 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Le choix du Ministère des Transports pour des poutres de type NEXT Beam est approprié pour le type d'ouvrage considéré. Les vérifications partielles réalisées dans le cadre de ce projet de recherche montrent que les hypothèses retenues sont adéquates.

Il est toutefois possible d'améliorer les performances de ce type de construction en utilisant les bétons renforcés de fibres. L'amélioration des performances se porte ainsi sur l'optimisation de la résistance mécanique, de la durabilité et de l'efficacité des poutres de type double T. Une optimisation plus avancée permet ainsi d'envisager la possibilité :

- d'éliminer tous les aciers d'armature secondaires;
- de réduire de moitié les armatures des dalles;
- de réduire l'épaisseur des dalles;
- de modifier la configuration des étriers;
- d'amincir l'âme et de concentrer les torons dans la partie inférieure de la section.

Des études additionnelles analytiques et expérimentales sont cependant nécessaires afin de valider ces concepts.

Le point sensible des poutres préfabriquées sont les joints coulés in situ. Les expériences récentes et les connaissances scientifiques favorisent l'utilisation de joints en BFUP qui sont la meilleure solution, tant au point de vue mécanique que pour la durabilité. Toutefois il est important de faire un choix éclairé d'un matériau approprié et de s'assurer de la qualité du matériau mis en place (dans leur confection, mise en place et durant la cure).

## **REMERCIEMENTS**

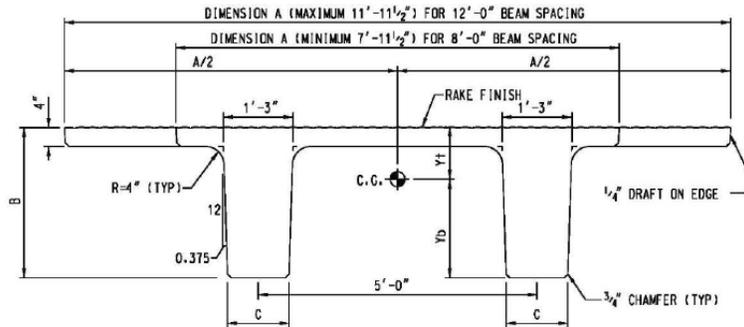
Les auteurs tiennent à remercier le Ministère des Transports du Québec et le FQRNT pour leur soutien financier.

## RÉFÉRENCES

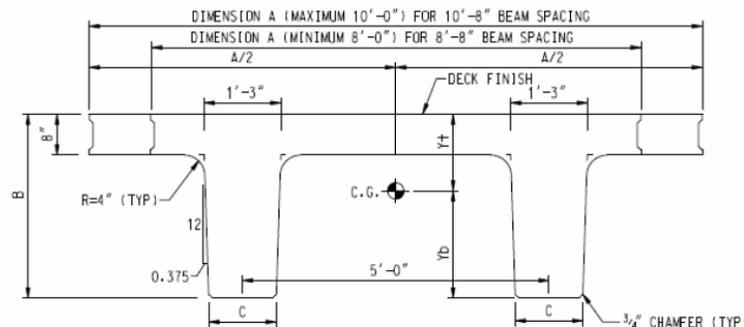
1. Massicotte, B., Rochon-Massicotte, B et Conciatori, D. 2011. État des connaissances sur la préfabrication des ponts en béton. Rapport CDT-ST10-09, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal.
2. PCI NORTHEAST 2010. Northeast Extreme Tee (NEXT) Beams.
3. CSA 2006. Code canadien sur le calcul des ponts routiers – CAN/CSA-S6-06. Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario.
4. CSA 2012. Code canadien sur le calcul des ponts routiers – CAN/CSA-S6-06 – 3e Supplément. Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario.
5. Androuet, C., Tordjman, F. Poncelet, N., Massicotte, B., Charron, J.-P., 2011. Développement de quatre bétons renforcés de fibres métalliques. Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique de Montréal.
6. CSI 2011. SAP2000-Integrated software for structural analysis and design. Computers and Structures, Berkeley, CA.
7. Théoret, P. 2010. Développement d'une méthode d'analyse simplifiée pour la conception des ponts de type dalle en béton. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal.
8. Massicotte, B., Bédard, S., Braïke, S., Conciatori, D. 2012. Analyses inélastique des structures – AIS-V3.0. Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique de Montréal.
9. Massicotte, B., Nour, A., BenFtima, M. Yildiz, E., Conciatori, D. 2012. EPM3D – A user-supplied constitutive model for the nonlinear finite element analysis of reinforced concrete structures – V3.1. Rapport SR12-03, École Polytechnique de Montréal.
10. ABAQUS, 2011. *Analysis User's Manual Version 6.11-1*, Dassault Systèmes Simulia Corp., Providence, RI, USA.
11. MTQ 2012. Plans du pont projeté.
12. De Montaignac, R., Massicotte, B., Charron, J.-P., Nour, A. 2012a. Design of SFRC structural elements: post-cracking tensile strength measurement. *Materials and Structures*, Vol. 45, 609-622.
13. Braïke, S. 2007. Conception d'éléments préfabriqués de ponts avec des bétons fibrés à haute et ultra-haute performance. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal.
14. AFGC 2002. Bétons fibrés à ultra-haute performance. Recommandations provisoires. Association Française de Génie Civil.
15. FIB, 2010. Model Code 2010. First Draft.
16. Massicotte, B., Vachon, D., Moffatt, K. 2004. Comportement des dalles de ponts avec armature réduite et béton de fibres d'acier. Rapport EPM/GCS-2004-03, École Polytechnique de Montréal.
17. Massicotte, B., Yildiz, E. 2008. Étude comparative des méthodes d'évaluation traditionnelles et non linéaires pour les ponts à dalle épaisse. Rapport SR08-01, Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique de Montréal.

18. Massicotte, B. Conciatori, D., Yildiz, E., Ben Ftima, M., Rochon-Massicotte, G., Cossette, G. 2011. Étude du comportement d'une dalle épaisse sans armature de cisaillement lors des essais de chargement – PO-04662. Rapport SR09-02, Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique de Montréal.
19. Massicotte, B. Conciatori, D. 2012. Étude du comportement d'une dalle épaisse sans armature de cisaillement lors des essais de chargement – PO-02282. Rapport SR11-01, Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique de Montréal.
20. Massicotte, B. Conciatori, D., Théoret, P. 2012. Établissement d'une méthode d'évaluation des ponts avec biais. Rapport SR10-08, Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique de Montréal.
21. Moffatt, K., Massicotte, B. 2001. Analyse de dalles de pont avec armature réduite et béton de fibres métalliques". Rapport EPM/GCS-2001-07, École Polytechnique de Montréal.
22. Assi, R., Massicotte, B. 2002. Conception des dalles de pont. Rapport EPM/GCS-2002-04, École Polytechnique de Montréal
23. Bélanger, A., Massicotte, B. 2000. Conception des dalles de pont avec armature réduite et fibres d'acier. Rapport EPM/GCS-2000-04, École Polytechnique de Montréal
24. Nolet, S., Massicotte, B. 2002. Comportement des dalles de pont fortement sollicitées par des surcharges routières en fonction de la rigidité du système structural du tablier. Rapport EPM/GCS-2002-03, École Polytechnique de Montréal.
25. Bastien, D. 2004. Utilisation structurale du béton fibré pour la conception des dalles de ponts.
26. FHWA 2011. Behavior of Field-Cast Ultra-High Performance Concrete Bridge Deck Connections Under Cyclic and Static Structural Loading. Publication No. FHWA-HRT-11-023, Federal Highway Administration, Department of Transportation, USA.
27. Baby, F. 2012. Contribution à l'identification et la prise en compte du comportement en traction des BFUP à l'échelle de la structure. Université Paris-Est.
28. Desmettre, C., Charron, J.-P., 2012. Towards elaboration of design criteria at serviceability of fiber reinforced concrete structures. ACI SP-280: Advances in FRC durability and field applications, pp. 1-10.
29. Desmettre, C., Charron, J.-P., 2011. Water permeability of reinforced concrete with and without fiber under static and constant loads, Cement and Concrete Researc. Soumis pour publication.
30. Desmettre, C. 2011. Contribution à l'étude de la perméabilité du béton armé sous sollicitations statiques et cycliques. Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal.

## ANNEXE 1 – PROPRIÉTÉS DES SECTIONS NEXT BEAM



NEXT BEAM - SECTION PROPERTIES											
BEAM DESIGNATION	BEAM WIDTH INCHES	BEAM DEPTH INCHES	BASE WIDTH INCHES	STEM WIDTH INCHES	AREA IN <sup>2</sup>	I IN <sup>4</sup>	Yb INCHES	Yt INCHES	S <sub>t</sub> IN <sup>3</sup>	S <sub>b</sub> IN <sup>3</sup>	WEIGHT PLF
	A	B	C				D	E			
MINIMUM WIDTH BEAMS											
NEXT 36 F	95.50	36.00	13.00		1287	160240	21.77	14.23	11261	7361	1341
NEXT 32 F	95.50	32.00	13.25		1182	115813	19.51	12.49	9272	5936	1231
NEXT 28 F	95.50	28.00	13.50		1075	79901	17.24	10.76	7426	4635	1120
NEXT 24 F	95.50	24.00	13.75		966	51823	14.95	9.05	5726	3466	1006
MAXIMUM WIDTH BEAMS											
NEXT 36 F	143.50	36.00	13.00		1479	185525	23.36	12.64	14678	7942	1541
NEXT 32 F	143.50	32.00	13.25		1374	134258	20.98	11.02	12183	6399	1431
NEXT 28 F	143.50	28.00	13.50		1267	92661	18.57	9.43	9826	4990	1320
NEXT 24 F	143.50	24.00	13.75		1158	60045	16.12	7.88	7820	3725	1206



NEXT BEAM - SECTION PROPERTIES											
BEAM DESIGNATION	BEAM WIDTH INCHES	BEAM DEPTH INCHES	BASE WIDTH INCHES	STEM WIDTH INCHES	AREA IN <sup>2</sup>	I IN <sup>4</sup>	Yb INCHES	Yt INCHES	S <sub>t</sub> IN <sup>3</sup>	S <sub>b</sub> IN <sup>3</sup>	WEIGHT PLF
	A	B	C				D	E			
MINIMUM WIDTH BEAMS											
NEXT 40 D	96.00	40.00	13.00		1666	238059	25.47	14.54	16378	9348	1735
NEXT 36 D	96.00	36.00	13.25		1562	176674	23.03	12.97	13624	7671	1627
NEXT 32 D	96.00	32.00	13.50		1455	126111	20.57	11.43	11033	6131	1516
NEXT 28 D	96.00	28.00	13.75		1346	85651	18.06	9.94	8620	4742	1402
MAXIMUM WIDTH BEAMS											
NEXT 40 D	120.00	40.00	13.00		1858	258171	26.55	13.45	19201	9722	1935
NEXT 36 D	120.00	36.00	13.25		1754	191453	24.01	11.99	15973	7973	1827
NEXT 32 D	120.00	32.00	13.50		1647	136502	21.44	10.57	12920	6368	1716
NEXT 28 D	120.00	28.00	13.75		1538	92597	18.80	9.20	10069	4924	1602

Figure A1.1 Sections types de poutres en double T de type NEXT Beam

## ANNEXE 2– MÉTHODE SIMPLIFIÉE PROPOSÉE POUR LE CODE CSA-S6

Les équations suivantes s'appliquent pour la détermination des efforts pour les ponts de type *dalle sur poutres* :

$$M_L = F_T F_S M_T \quad (A2.1)$$

$$V_L = F_T F_S V_T \quad (A2.2)$$

où

$$F_T = \frac{S}{D_T (1 + \mu\lambda)} \geq 1.05 \frac{n R_L}{N} \quad \text{à l'ELS et l'ELU} \quad (A2.3)$$

$$F_T = \frac{S}{D_T (1 + \mu\lambda)} \geq \frac{1.05}{N} \quad \text{l'ELF} \quad (A2.4)$$

$$\mu = \frac{W_e}{3.3} - 1 \leq 0.3 \quad (A2.5)$$

Les valeurs pour  $D_T$  et  $\lambda$  sont données au Tableau A2.1, où :

(a) pour les poutres intérieures,  $\gamma_c = \gamma_e = 1.0$  (A2.6)

(b) pour les poutres extérieures :

$$\gamma_c = 1.25 - 0.5 S_c / S \leq 1.0 \quad (A2.7)$$

(i) à l'ELS et l'ELU,  $\gamma_e = 1.1$  (A2.8)

(ii) à l'ELF:  $\gamma_e = 1 + 0.28(D_{VE} - 1.0) \left[ 1 + C_e (D_{VE} - 1.0)^2 \right]$  (A2.9)

où  $C_e = 180 / L_e^2 \leq 0.34$  (A2.10)

(c) pour  $L_e < 3\text{m}$ ,  $L_e = 3\text{m}$  doit être utilisé pour calculer  $D_T$ ;

(d) pour  $L_e > 60\text{m}$ ,  $L_e = 60\text{m}$  doit être utilisé pour calculer  $D_T$  et,

(e) pour  $n > 4$ ,  $n = 4$  doit être utilisé pour calculer  $D_T$ .

Tableau A2.1 – Ponts de type dalle sur poutres)

Classe de la route	Condition	Effort	$D_T$	$\lambda$
A et B	ELS et ELU	Moment poutre intérieure	$\gamma_c \left( 4.1 - \frac{10}{L_e + 5} \right)$	$\frac{L_e}{80} \leq 0.4$
		Moment poutre extérieure	$\gamma_c \left( 3.6 - \frac{1}{L_e} \right)$	$\frac{L_e}{160} \leq 0.2$
		Effort tranchant	$\gamma_e \left( 2.4 + \frac{L_e}{30} \right) \leq 3.4\gamma_c$	0.0
C et D	ELS et ELU	Moment poutre intérieure	$\gamma_c \left( 4.3 - \frac{10}{L_e + 5} \right)$	$\frac{L_e}{80} \leq 0.4$
		Moment poutre extérieure	$\gamma_c \left( 3.8 - \frac{1}{L_e} \right)$	$\frac{L_e}{160} \leq 0.2$
		Effort tranchant	$\gamma_e \left( 2.6 + \frac{L_e}{25} \right) \leq 3.6\gamma_c$	0.0
Tous	ELF poutre intérieure	Moment	$3.4 + \frac{n L_e}{40}$	$\frac{L_e}{80} \leq 0.4$
		Effort tranchant	$3.0 + \frac{L_e}{35}$	0.0
Tous	ELF poutre extérieure	Moment	$\gamma_c \gamma_e \left( 3.6 + \frac{L_e}{35} \right)$	0.0
		Effort tranchant	$\gamma_c \left( 2.8 + \frac{L_e}{35} \right)$	0.0