

Développement d'une dalle préfabriquée en béton fibré haute performance

Frédéric Bergeron et Frédéric Légeron, Université de Sherbrooke

Résumé :

L'une des problématiques grandissantes du marché des ouvrages d'art est la réhabilitation des dalles et la construction rapide, les deux contraintes étant souvent présentes sur le même chantier. Après une phase de développement de concept préliminaire, des dalles en béton fibré haute performance précontraintes par prétension et sans armature passive sont apparues comme une solution intéressante. D'abord, un mélange de béton de fibres métalliques est caractérisé au niveau de ses propriétés intrinsèques de compression, rigidité, flexion et cisaillement. Des essais sont ensuite réalisés sur échantillons de dalles pour déterminer les caractéristiques structurales d'une dalle faite de ce béton (résistance en flexion et poinçonnement). À partir de ces caractéristiques, les dalles ont été dimensionnées pour des portées entre poutres de 2,5 m. Enfin, des essais en grandeur réelle sont réalisés sur ces dalles. D'abord, sur appuis simples, la résistance en poinçonnement, la résistance en flexion et la résistance des joints entre dalles sont déterminées. Deux types de joints sont testés : (i) de type conjugué (« match-cast ») avec post-tension longitudinale assurant la continuité; (ii) coulé en place (« cast-in-place ») sans post-tension. Les essais montrent que ce système de dalles permet de supporter adéquatement les charges de conception du code canadien de calcul des ponts. Ce système permet de réduire de 30% à 50% le poids d'une dalle pleine de 200 mm.

1. Utilisation de béton de fibre dans les dalles de ponts

L'une des problématiques grandissantes du marché des ouvrages d'art est la réhabilitation des dalles et la construction rapide, les deux contraintes étant souvent présentes sur le même chantier. Cette étude vise à l'optimisation d'une dalle préfabriquée qui pourrait constituer un élément de réponse à ce type de projets. De manière sous-jacente, l'objectif de cette dalle était aussi de pouvoir diminuer le poids des dalles et améliorer leur durabilité en évitant leur changement après 40 ans de service.

1.1. Le béton de fibres métalliques (BFM)

Les bétons de fibres sont généralement connus pour leurs propriétés de durabilité comme la résistance au gel-dégel et à la fatigue. Toutefois, leur résistance en tension et leur bon comportement post-pic en traction demeurent sous-exploités. Afin d'améliorer les propriétés en tension du béton, il faut prévoir un dosage d'au moins 50 kg de fibres d'acier par mètre cube de béton (ROSSI, 1998). Pour les bétons de fibres métalliques typiques, on note un effet de saturation à des dosages d'environ 90 kg/m³. En effet, de forts dosages en fibres (100 kg/m³ et plus) dans une matrice type améliorent peu les propriétés du béton (ROSSI, 1998 et BASTIEN, 2004). Toutefois, dans le cas des bétons fibrés à ultra haute performance (BFUHP), il est possible de retrouver des dosages allant jusqu'à 850 kg/m³ (ROSSI, 2005). Pour les bétons fibrés haute performance (BFHP), on peut noter une certaine augmentation de résistance en tension par rapport à un béton de matrice comparable. Toutefois, l'avantage le plus appréciable se trouve après la fissuration où un comportement adoucissant est observé.

D'un point de vue mécanique, différentes méthodes ont été développées. La méthode retenue considère l'action de fibres comme étant une charge uniformément répartie sur la hauteur de la zone en tension de la poutre (BÉLANGER, 2000). De plus, l'élément est non fissuré pour l'état limite de service. Ainsi, lorsque les fibres sont pleinement efficaces, c'est-à-dire pour des déformations inférieures à 1‰, les équations de la figure 1 s'appliquent. Pour des déformations supérieures à 1‰, il suffit de remplacer la hauteur h par une hauteur équivalente h_{eq} .

$$M_r = \phi_s A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + \phi'_s A'_s f'_s \left(\frac{a}{2} - d' \right) + \phi_f \sigma_{tu} b_w \frac{1}{2} (h - c) (h + c - a)$$

$$a = \frac{\left(\frac{\phi_s A_s f_y - \phi'_s A'_s f'_s}{b_w} \right) + \phi_f \sigma_{tu} h}{\phi_c \alpha_1 f'_c + \left(\frac{\phi_f \sigma_{tu}}{\beta_1} \right)}$$

$$h_{eq} = \frac{a}{\beta_1} \left(1 + \frac{0.01}{0.0035} \right)$$

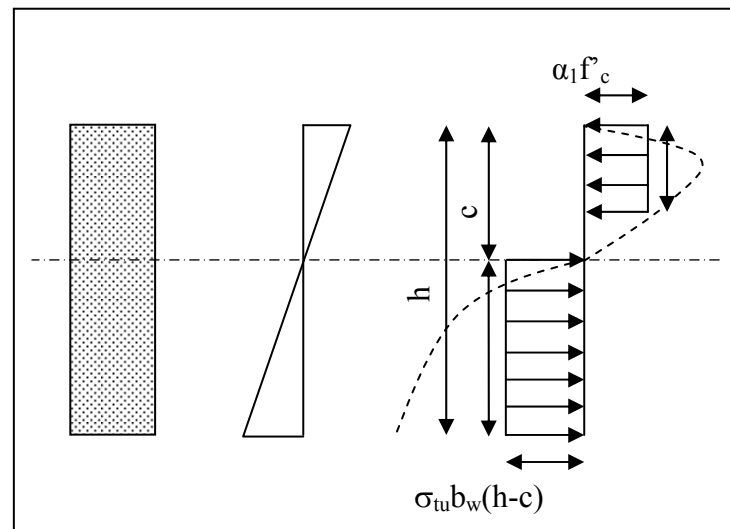


Figure 1 : Modèle de comportement structural selon (BÉLANGER, 2000)

Quelques ponts ont été réalisés selon cette méthode au Québec dont les ponts des Cascades à St-Jérôme et de la rivière Maskinongé sur la route 138. Ces deux dalles ont été réalisées avec une armature passive complète en plus des fibres (BÉLANGER, 2000). Le béton utilisé est un BFHP 50 avec 80 kg/m³ de fibres métalliques. Il s'agit d'un BFM ayant un effet adoucissant dont la résistance post-fissuration caractéristique de 1 MPa a été déterminée par essais de traction directe. Cette étude a permis de démontrer qu'un BFHP peut se mettre en place et être fini avec les mêmes précautions qu'un BHP normal (BÉLANGER, 2000). Les essais en flexion des dalles réalisées lors de cette étude ont montré une augmentation de la résistance en flexion de 50% à 100%. Une réduction d'armature est donc possible.

Une étude subséquente a caractérisé de façon plus détaillée la réduction d'armature possible avec l'utilisation de BFM. Cette réduction de l'armature transversale serait de 15% à 40% selon que la dalle est conçue selon la méthode simplifiée suggérée par la norme S6-00 ou selon un maillage par élément fini (MOFFATT, 2001). Le retrait accru du BFM étant compensé par la présence des fibres, il est aussi possible d'éliminer complètement l'armature longitudinale (MOFFATT, 2001). Cette étude montre également qu'une meilleure adhérence avec l'armature passive est obtenue avec un béton renforcé de fibres (MOFFATT, 2001).

Une dernière étude a permis de quantifier l'effet de parois à 25% d'augmentation de résistance près du moule causé par l'alignement préférentiel des fibres (BASTIEN, 2004). De plus, une étude statistique est venue confirmer le coefficient de tenu de 0,75 (BASTIEN, 2004). Enfin, les conclusions de ce rapport évoquent une réduction de l'armature de 50% voir l'élimination complète de l'armature passive selon la configuration des poutres sous la dalle (BASTIEN, 2004).

1.2. La précontrainte

Dès son invention, la précontrainte a été appliquée aux ponts. Les premiers ouvrages précontraints étaient des arches ou des poutres en béton, permettant d'obtenir des portées jusqu'alors inégalées pour ces types d'ouvrages. Bien que la majorité des projets de précontrainte s'adressent aux structures de ponts, la précontrainte a également sa place dans le renforcement des dalles sur poutres. Dans un premier temps, en retardant l'apparition des fissures dans le béton, elle retarde la pénétration de l'eau et des sels de déglacage et prolonge la durée de vie de la dalle. En second lieu, la précontrainte permet l'assemblage des dalles préfabriquées en assurant le maintien d'une force de compression entre les dalles. Cette façon de faire permet également de limiter les infiltrations au niveau des joints. Le ministère des Transports du Québec demande qu'une post-tension transversale soit appliquée aux dalles faisant plus de 15 mètres de largeur.

1.3. La préfabrication

Différents types de dalle ont été testés jusqu'à maintenant. Les dalles évidées préfabriquées sont principalement utilisées en bâtiments. Elles sont généralement précontraintes, ce qui en fait des structures légères et efficaces. Au niveau de la résistance, une attention particulière est toutefois à apporter au cisaillement puisqu'il s'agit d'une rupture fragile relativement courante pour ce type de dalle. L'efficacité des dalles alvéolées à reprendre les charges généralement rencontrées dans les ponts a été démontrée dans les années 1980 (Kennedy, 1980). Plus récemment, la Federal Highway Administration (FHWA) a également utilisé des dalles alvéolées en combinaison avec la précontrainte et un béton à ultra haute performance. Ce type de dalle a aussi été utilisé dans le

cadre d'un projet du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC). A priori les dalles nervurées correspondent mieux à la conception unidirectionnelle généralement présente dans les ponts. Notons que, lors de la conception d'une poutre composite, on ne considèrera que la partie de béton au-dessus des poutres, les nervures s'étendant transversalement d'une poutre à l'autre.

Pour ce qui est de la connexion dalle-poutre des dalles préfabriquées, la façon de faire la plus répandue à ce jour consiste à laisser des réservations dans la dalle lors de la coulée à l'usine. Ces réservations permettront de laisser passer les goujons lors de la mise en place de la dalle au chantier. Les réservations sont par la suite remplies avec un coulis de ciment ou d'époxy, permettant d'assurer le lien entre les dalles et les poutres.

Il existe principalement deux familles de joints pour assurer la transmission des charges d'une dalle à une autre : les joints coulés en place (« cast-in-place ») et les joints conjugués (« match-cast »). Les joints coulés en place sont relativement faciles de réalisation et permettent d'obtenir une continuité des armatures longitudinales. Les joints de type conjugués ont présenté des lacunes au niveau de la durabilité et de l'étanchéité malgré l'utilisation, dans certains cas, de joints en élastomère (NCHRP, 2007).

2. Caractérisation des mélanges de béton

Une phase de développement de concept préliminaire a permis de déterminer les caractéristiques générales de la géométrie de dalle et du béton à utiliser. D'abord au niveau de la géométrie, la hauteur maximale est limitée à 200 mm de façon à répondre au besoin de nombreux projets de réhabilitation où des dalles minces (180 mm) sont généralement rencontrées. Dans le même ordre d'idée, un gain de légèreté peut être obtenu en utilisant un système nervuré. Ce système s'inscrit bien dans le design unidirectionnel des dalles de pont. Les nervures devront pouvoir résister aux charges de conception pour des espacements centre en centre des poutres d'au moins deux mètres, un espacement de 2,5 mètres étant considéré comme typique. Aussi, pour accélérer les délais de construction, la dalle devra pouvoir être préfabriquée.

Étant donné la limite de hauteur, le béton peut difficilement être utilisé seul en flexion transversalement aux poutres. Ainsi, il est décidé de combiner le béton fibré avec des câbles de précontrainte de 15 mm de diamètre. La précontrainte, combinée aux fibres, permet donc de reprendre les charges transversales entre les nervures alors que la partie mince, fibrée et non-armée, permet de reprendre les charges d'une nervure à l'autre. Une fois les propriétés géométriques générales de la dalle fixées, une étude paramétrique permet de déterminer les caractéristiques du mélange de béton.

Ainsi, compte-tenu du choix de la précontrainte, du faible gain de légèreté avec un béton fibré ultra haute performance non-armé et des difficultés techniques liées à la production de celui-ci, un béton de 50 MPa répondant au type VIII des normes du MTQ est choisi. Trois mélanges de béton sont par la suite mis à l'essai avec différents dosages en fibres, de façon à répondre aux exigences du MTQ et aux besoins de résistance mécanique de la partie mince de la dalle nervurée. Les essais de compression, module d'Young et flexion sont réalisés conformément aux normes ASTM respectives. Des essais de cisaillement maisons sont également développés afin d'obtenir la contribution des fibres en cisaillement direct et indirect. La figure 2 présente l'essai de cisaillement indirect alors que la tableau 1 présente les propriétés du mélange utilisé pour la fabrication des dalles.

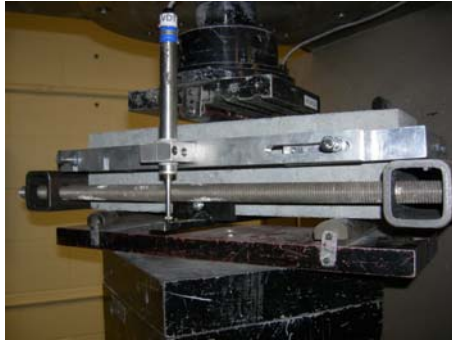


Figure 2 : Essais de caractérisation en cisaillement indirect

Tableau 1 : Caractéristiques du mélange retenu

Caractéristique	Visé	Réelle
Compression	50 MPa	52.4 MPa
Module		26 857 MPa
Flexion (fissuration)	5 MPa	6.29 MPa
Flexion (L/100)	3 MPa	6.98 MPa
Cisaillement direct		45.14 MPa
Cisaillement indirect		10.62 MPa

3. Validation à échelle réduite

Une fois le mélange de béton choisi, des essais sont effectués afin de confirmer le lien entre les échantillonnages de béton et les éléments en grandeur réel tout en confirmant les designs préliminaires. Ainsi, des dallettes de 30 à 100 mm d'épaisseur ont été testées, de même que des poutres de 200 mm de hauteur. La figure 3 montre les essais sur les poutres en béton fibrées non-armées de 2 mètres de longueur alors que le tableau 2 montre les résultats des essais.



Figure 3 : Essais de validation en flexion non-armée

Tableau 2 : Résultats des échantillons

Caractéristique	Théorique	Réelle	Écart
Poinçonnement (30 mm)	14.9 kN	35.6 kN	139.11%
Poinçonnement (50 mm)	36.9 kN	46.2 kN	25.26%
Poinçonnement (75 mm)	75.9 kN	85.0 kN	11.99%
Poinçonnement (100 mm)	126.0 kN	127.8 kN	1.42%
Flexion (200 mm)	20.3 kN	12.3 kN	-39.8%

Les essais de caractérisation réalisés lors de la première phase ont été répétés pour l'unique coulée de béton ayant servi à la confection des échantillons. Ainsi, les équations présentées précédemment de même que les valeurs caractéristiques obtenues permettent le calcul de valeurs de résistance théorique pour chacun des essais. Bien que les dalles soient soumises à un essai de poinçonnement, le mode de rupture qui contrôle est en fait la flexion. Pour la flexion, les hypothèses de départ sont basées sur des prismes de 100 mm de côté. On note donc, au tableau 2, une bonne corrélation entre les valeurs théorique et mesurée pour les dalles de 100 mm d'épaisseur. Toutefois, compte tenu du choix des fibres, d'une longueur de 60 mm, l'alignement préférentiel des fibres s'accroît au fur-et-à-mesure que l'épaisseur des dalles diminue. L'écart grandissant entre les valeurs théorique et mesurée des dalles de 100 à 30 mm d'épaisseur est attribué à ce phénomène. Ainsi, compte tenu des résultats et des conditions d'appuis différentes lors des essais et à l'intérieur de la dalle à concevoir, une épaisseur de 75 mm est choisie. De plus, un facteur de surcharge de 10% sera considéré lors du design des dalles pour tenir compte de l'alignement préférentiel des fibres dans les dalles de 75 mm par rapport aux dalles de 100 mm.

Tel que prévu, l'utilisation de prismes de 100 mm de côté pour la caractérisation en flexion du mélange de béton surestime sa résistance. C'est ce que confirme les résultats des essais en flexion de poutre présentés au tableau 2. La norme ASTM C1609 recommande d'utiliser des prismes dont les dimensions minimales font au moins trois fois la longueur des fibres, soit 180 mm dans le cas présent. Il a été volontairement choisi d'utiliser les prismes de 100 mm puisque les résultats sont plus représentatifs de la résistance en flexion de la partie mince de la dalle. On obtient donc une meilleure précision sur la caractérisation de la partie non-armée. Pour ce qui est de la partie précontrainte, les résultats du tableau suggèrent que la contribution des fibres à la résistance en flexion des nervures soit réduite de 40% par rapport aux mesures caractéristiques de flexion sur prismes de 100 mm.

4. Essais de dalles en grandeur réelle

4.1. Essais de dalles en appuis simples

La figure 4 présente le banc d'essais de dalles. Celui-ci se compose de deux poutres d'acier distancées de 2.5 mètres sur lesquelles les dalles sont simplement appuyées, sans connexion. La charge est appliquée à l'aide d'un vérin hydraulique sur une plaque d'acier de 250 mm x 600 mm. Toute l'instrumentation est supportée par un cadre en acier complètement indépendant du montage d'essai. Des jauges de déformation permettent de contrôler la contrainte imposée au joint conjugué lors de la post-tension. Des lasers et des LVDTs mesurent les déplacements dans l'axe de la nervure et le décalage entre les deux demi-nervures des joints. Finalement, des potentiomètres mesurent la distribution des déplacements dans l'axe longitudinal du pont, perpendiculairement aux nervures.



Figure 4 : Banc d'essais de dalles



Figure 5 : Équipement de post-tension

Essais de joints

Deux types de joints ont été testés. Le premier de type conjugué et le second de type coulé en place. Dans les deux cas, la charge est placée de façon à solliciter le joint en cisaillement direct en plus de la nervure en flexion. Étant donnée la géométrie du joint et la disposition des câbles de précontrainte, une surépaisseur a dû être créée dans la largeur de la nervure. Celle-ci peut être facilement éliminée, dans le cas d'une dalle continue sur plusieurs poutres. Notons également que dans le cas du joint conjugué, une clé de cisaillement de 80 mm d'hauteur servait à transférer les deux tiers de la charge alors que dans le cas du joint coulé en place, cette clé faisait seulement 40 mm pour la même charge. Les surépaisseurs ont peu d'influence sur la résistance en flexion mais l'aire de la nervure est directement proportionnelle à la résistance en cisaillement.

Deux facteurs expliquent principalement l'écart entre les deux joints. D'abord, la présence de post-tension longitudinale servant à l'assemblage du joint conjugué permet une meilleure distribution des charges. Ensuite, la présence de murs longitudinaux dans la dalle 1 contribue également à répandre les charges. Ainsi, la nervure du joint conjugué reprend seulement 35% de la charge près de l'ÉLUL alors que la conception suppose quant à elle que la nervure reprend 50% de la charge. Un recalage du chiffrer de calcul à 35% confirme les résultats obtenus. La Figure 6 présente la distribution longitudinale des charges pour le joint conjugué, pour le joint coulé en place et pour une nervure centrale type près de l'ÉLUL, sous 200 kN de charge.

Aucun endommagement majeur n'a été observé dans le mortier servant à la clé de cisaillement lors du démontage du joint coulé en place. La rupture observée est donc celle de la partie mince de la nervure en béton fibré, tel que souhaité. On peut donc en conclure qu'une optimisation du joint, en diminuant l'épaisseur de mortier et en augmentant l'épaisseur de béton fibré augmenterait la résistance du joint. Cette optimisation permettrait également le réarrangement des câbles de précontrainte et la diminution des surépaisseurs de nervure dans le joint. Bien que la mise en place d'une post-tension semble améliorer les performances du système, l'utilisation d'un joint coulé en place sans post-tension permet de reprendre de manière efficace les charges imposées. Ainsi, compte-tenu des difficultés reliées à la post-tension au chantier (besoin de main d'œuvre spécialisée) et de la meilleure performance des joints coulés en place au point de vue durabilité (NCHRP, 2007), celui-ci semble tout indiqué pour le système de dalles utilisé.

La figure 7 présente les courbes force-déplacement pour les deux types de joint. La rupture complète des joints n'a pas été observée afin de limiter l'endommagement des dalles lors des premiers essais. On observe donc le déchargement des joints plutôt que la rupture de ceux-ci. Dans le cas du joint coulé en place, un problème de programmation du système de contrôle des vérins a fait en sorte que la dalle a été déchargée une fois à l'ÉLUL. Le joint a donc été chargé une seconde fois à l'ÉLUL puis jusqu'à sa capacité maximale. La résistance maximale de ce joint est donc faussée à la baisse. Il est tout de même intéressant de constater qu'une résistance résiduelle supérieure à L'ÉLUL est présente malgré le premier cycle.

Figure 6 : Distribution longitudinale des charges

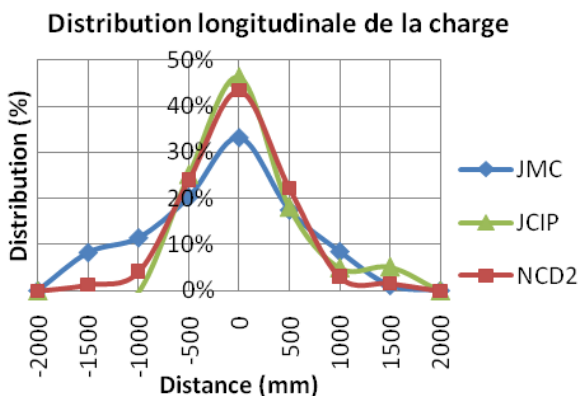
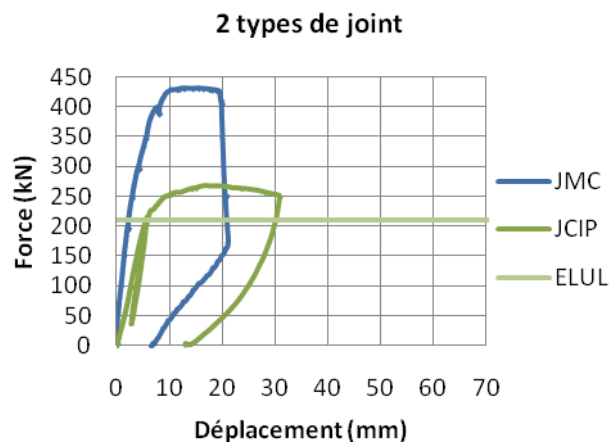


Figure 7 : Résistance des joints



Essais de nervures

Deux nervures ont été testées en flexion. La première, au centre du montage, permet de confirmer la largeur de 150 mm pour les nervures standards. Une optimisation demeure possible puisqu'au niveau de la flexion, la largeur était contrôlée par les épaisseurs de recouvrement plutôt que par un besoin de résistance. Bien que la rupture se soit produite en flexion, tel que montré à la figure 8, on note une fissuration systématique en cisaillement, de chaque côté de la nervure. Par contre, celle-ci ne laisse entrevoir aucune perte de charge, tel que confirmé plus loin. On note à la figure 9 que la résistance en flexion n'est pas suffisante pour reprendre les ÉLULs de la dalle 1. Cependant, des problèmes rencontrés lors du bétonnage ont fait en sorte que la dalle présentait beaucoup de nid d'abeille sous les câbles. La dalle a donc été réparée au coulis de ciment. L'écart entre la nervure de la dalle 2 (type) et celle de la dalle 1 (réparée) est alors explicable d'abord par la perte d'ancrage significative lors de la mise en tension et de l'essai de la dalle 1, ensuite, par la fissuration en flexion qui s'est produite dans une zone où très peu de fibres étaient présentes.

Figure 9 : Résistance des nervures

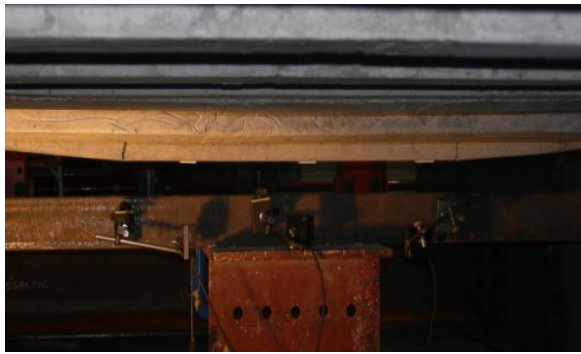
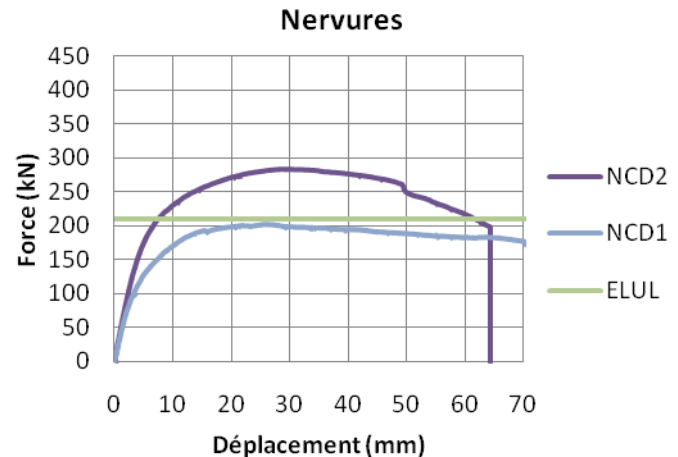


Figure 8 : Essais de flexion nervure type



Essais de cisaillement

Étant donné l'apparition systématique de fissures en cisaillement lors des essais de flexion de nervure, un essai a été rajouté afin de mieux caractériser le cisaillement. Pour ce faire, le même système est utilisé, à l'exception de la charge qui est centrée à 500 mm du bord des appuis. Cet essai se situe sur la nervure adjacente à l'essai de flexion d'une nervure au cours duquel la nervure a été complètement détruite. Malgré cela, la nervure possède une résistance supérieure aux ÉLULs, ce qui confirme la ductilité du système. La dalle montre donc une bonne redondance qui limite l'endommagement localement. La figure 10 montre l'endommagement à la fin des essais de flexion et de cisaillement. La plaque de bois représente le point d'application de la charge pour l'essai de cisaillement et le rectangle, le point d'application de la charge pour l'essai de flexion. La figure 11 présente le résultat de l'essai de cisaillement. L'ÉLUL demeure à 210kN

puisque le cas critique en cisaillement est celui d'un camion exactement au centre de deux poutres, reprenant alors la charge d'essieux complète.

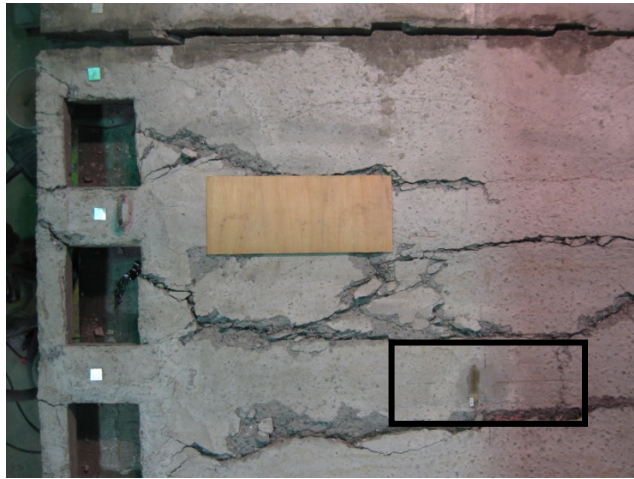
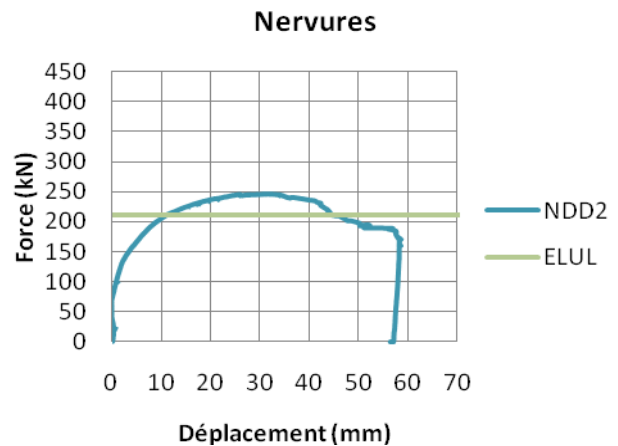


Figure 10 : Essais de cisaillement

Figure 11 : Résistance au cisaillement



Essais de dalle

Trois essais ont été réalisés sur la partie mince de la dalle (75 mm) afin de confirmer le mode de rupture. Tel que prévu dans le dimensionnement de la dalle, la résistance en flexion contrôle. La figure 12 présente la rupture de la partie mince de la dalle 3 alors que la figure 13 présente les résultats. Le dessus de la dalle 3 est coulé d'une seule gâchée et présente donc une certaine uniformité du béton. Il est alors normal qu'on note une bonne redondance des essais de la dalle 3. L'essai DDD3 a été réalisé après les essais DCD3 et de joint coulé en place. Les nervures étaient déjà bien fissurées au départ de l'essai. C'est pourquoi on note une perte de rigidité dans la section élastique de la courbe. L'essai DDD1 présente le même phénomène, combiné à la présence de nid d'abeille sous les nervures et au manque d'ancrage des câbles. On note également à l'essai DCD3 que la partie mince n'est pas fissurée à l'ÉLUL. Une comparaison des figures 9 et 13 indique que la rupture de la dalle se produit sous une charge semblable à celle des nervures. Le système est donc bien équilibré. Par contre, les parties types des dalles montrent en moyenne une résistance 40% plus élevée que l'ÉLUL. Il y a donc place à optimisation.



Figure 13 : Résistance des dalles

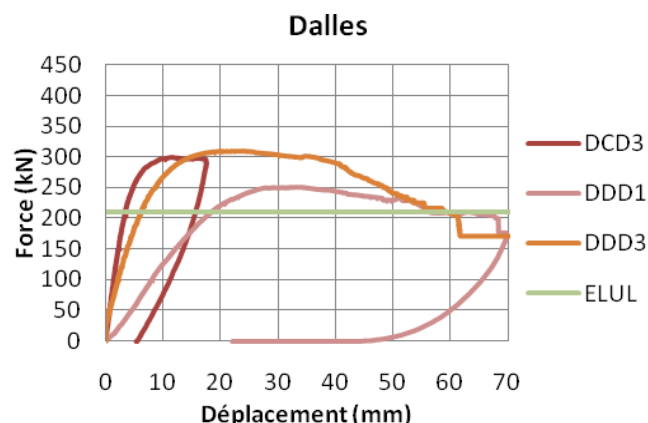


Figure 12 : Essais de dalles

Prédictibilité des résultats

Les résultats peuvent être comparés aux valeurs utilisées lors du design en éliminant les facteurs de pondération et en remplaçant les valeurs caractéristiques du mélange de béton par les valeurs obtenues pour la caractérisation de chacune des gâchées ayant servi à la construction des dalles. Le tableau 3 présente l'écart entre les valeurs de conception et les mesures lors des essais.

Tableau 3 : Prédictibilité des résultats

	Prédiction	Mesure	Écart	
1- JMC	466.21 kN*	431.78 kN	-7.4%	JMC : Joint « match-cast »
2- DCD3	301.58 kN	298.94 kN	-0.9%	DCD3 : Dalle centre dalle 3
3- JCIP	315.30 kN	268.60 kN	-14.8%	JCIP : Joint « cast-in-place »
4- NCD2	306.61 kN	284.35 kN	-7.3%	NCD2 : Nervure centre dalle 2
5- NCD1	255.60 kN**	201.50 kN	-21.2%	NCD1 : Nervure centre dalle 1
6- DDD1	350.28 kN	251.54 kN	-28.2%	DDD1 : Dalle décentré dalle 1
7- DDD3	301.58 kN	308.95 kN	2.4%	DDD3 : Dalle décentré dalle 3
8- NDD2	326.60 kN	245.53 kN	-24.8%	NDD2 : Nervure décentré dalle 2

* avec seulement 35% de la charge repris

** sans la contribution des fibres mais sans perte de charge des câbles de pré-tension

En général, les essais réalisés dans des parties de dalles saines correspondent bien aux prédictions, c'est le cas des essais 1, 2, 3 et 4. Dans le cas des essais 5 et 6, les prédictions sont faussées principalement par les défauts de mise en place du béton sous les nervures. Pour l'essai 7, bien que les nervures soient fissurées par les essais précédents, la partie mince (dalle) est saine. On note donc que la résistance résiduelle des nervures est suffisante pour atteindre la rupture de la dalle. Finalement, le plus grand écart est présent au niveau de l'essai 8 soit la nervure en cisaillement. La prédiction est basée sur les résultats d'essais de caractérisation. Notons qu'il s'agit d'un essai maison et que plus de travail demeure à faire au niveau de la résistance en cisaillement du béton fibré afin de prédire avec une meilleure précision son comportement.

5. Conclusion

Un nouveau système de dalle préfabriqué a donc été créé en combinant un béton fibré à hautes performances et la précontrainte de façon à supporter les mêmes charges qu'une dalle standard tout en étant 35% plus légère. Pour ce faire, un mélange de béton correspondant au type VIII du MTQ a d'abord été caractérisé avec différents teneurs en fibres pour ses propriétés intrinsèques de résistance en compression, flexion et cisaillement. Les propriétés mécaniques ont par la suite été validées sur des échantillons de dalles de différentes épaisseurs et sur des poutres non-armées. Ces deux premières phases ont conduit à la conception et à la construction de dalles de pont en grandeur réelle. Les essais sur ces dalles ont montré une bonne résistance et une ductilité considérable en flexion et en cisaillement des nervures. La partie mince, sans armature passive ou active, montre également un excellent comportement. Finalement, deux types de joints montrent une résistance mécanique suffisante, la présence de post-tension permettant d'améliorer les performances du système.

Les essais de dalles sur appuis simples seront complétés par un essai de flexion composite sur poutres d'acier. Une étude approfondie de la résistance en cisaillement du béton de fibres métalliques demeure à faire de façon à mieux prédire le comportement des dalles. Des essais en moment négatif seraient également intéressants. Enfin, une optimisation de la géométrie de la dalle permettrait également un gain supplémentaire en légèreté, jusqu'à 50% d'une dalle de 200 mm.

6. Références

- BASTIEN, David. Utilisation structurale du béton fibré pour la conception des dalles de ponts, Mémoire de maîtrise, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal, 2004, 167 p.
- BÉLANGER, Anne. Conception de dalles de ponts avec armature réduite, Mémoire de maîtrise, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal, 2000, 251 p.
- KENNEDY, John, EL SEBAKHY, Ibrahim, Prestressed Waffle Slab Bridges - Elastic Behavior, Journal of the Structural Division, Vol. 106, No. 12, December 1980, p. 2443-2462.
- MOFFATT, Kathleen. Analyse de dalles de pont avec armature réduite en béton de fibres métallique, Mémoire de maîtrise, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal, 2001, 248 p.
- NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP), Full-Depth Precast Concrete Bridge Deck Panel Systems, Washington, D.C., Transportation research board, 2008, 110 pages.
- ROSSI, Pierre. Les bétons de fibres métalliques, Paris, Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 1998, 309 p.
- ROSSI, Pierre, ARCA, Antonio, PARANT, Edouard, FAKHRI, Patricia, Bending and compressive behaviors of a new cement composite, Cement and Concrete Research, no 35, 2005, p. 27-33.