

Titre: Comportement à la fatigue de joints en béton fibré à ultra-hautes performances entre dalles préfabriquées de ponts
Title: performances entre dalles préfabriquées de ponts

Auteur: Benoît Marleau
Author:

Date: 2017

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Marleau, B. (2017). Comportement à la fatigue de joints en béton fibré à ultra-hautes performances entre dalles préfabriquées de ponts [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.
Citation: <https://publications.polymtl.ca/2830/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/2830/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Bruno Massicotte, & Jean-Philippe Charron
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

COMPORTEMENT À LA FATIGUE DE JOINTS
EN BÉTON FIBRÉ À ULTRA-HAUTES PERFORMANCES
ENTRE DALLES PRÉFABRIQUÉES DE PONTS

BENOÎT MARLEAU

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)

SEPTEMBRE 2017

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

COMPORTEMENT À LA FATIGUE DE JOINTS
EN BÉTON FIBRÉ À ULTRA-HAUTES PERFORMANCES
ENTRE DALLES PRÉFABRIQUÉES DE PONTS

présenté par : MARLEAU Benoît

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. LÉGER Pierre, Ph. D., président

M. MASSICOTTE Bruno, Ph. D., membre et directeur de recherche

M. CHARRON Jean-Philippe, Ph. D., membre et codirecteur de recherche

M. BRAIKE Shadi, M.Sc.A., membre

DÉDICACE

Au personnel du laboratoire :

Cédric pour son expertise

Jonathan pour sa générosité

Patrice pour son expérience

David pour son entrain

Martin pour ses conseils

Romain pour sa détermination

Xavier pour sa confiance

REMERCIEMENTS

En premier lieu, je remercie mon directeur de recherche Bruno Massicotte pour son encadrement, sa générosité et son soutien financier, ainsi que mon codirecteur Jean-Philippe Charron pour son temps, ses réponses immédiates et ses conseils.

Merci au Ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports du Québec d'avoir rendu possible ce projet de recherche, grâce au financement du projet et aux échanges qui ont eu lieu tout au long du projet. Un merci particulier à Étienne Lachance, notre collaborateur au Ministère.

Je tiens également à remercier sincèrement le responsable du laboratoire Xavier Willem de m'avoir laissé ma chance en m'engageant en tant qu'auxiliaire de recherche au début de ma deuxième année au baccalauréat. C'est en mettant la main à la pâte pour les projets d'autrui que mon intérêt pour la structure et la recherche est né. C'est entre autre grâce à lui que je suis rendu ici aujourd'hui. Merci également d'avoir participé à ce projet.

Merci à Julie Dallaire, la secrétaire du groupe de recherche, pour le volet administratif du projet ainsi que pour sa bonne humeur perpétuelle.

Merci aux techniciens Cédric Androuët, Jonathan Auger, Patrice Bélanger et David Ek qui m'ont permis de réaliser ce projet. Merci aux associés de recherche Fabien Lagier, Martin Leclerc et Romain Siguier pour leur temps et leurs conseils. Merci pour la qualité du travail réalisé par Atea Bennett et Nicolas Boutin, stagiaires ayant participé activement à ce projet. Merci aussi à Hassan Kassir, stagiaire m'ayant donné un bon coup de main lors du dernier droit. Merci également à mes collègues, particulièrement à Olivier Deaux, Christopher El-Khoury, Pierre Escoffres, Maxime Gascon, Olivier Jolicoeur, Joanie Smith, Véronique Tremblay et Sébastien Verger-Leboeuf pour leur aide, leurs conseils, leur partage d'expérience et leur disponibilité. Merci aux autres stagiaires et auxiliaires m'ayant prêté main forte à différents moments du projet.

Merci à Matériaux King de nous avoir offert gracieusement le BFUP et tout particulièrement à Julian Peña Cruz. Merci à Nicolas Gauvreau ainsi que son équipe de chez Bétons Génial pour la production des spécimens expérimentaux.

Finalement, merci à mes parents et à mes sœurs qui m'ont supporté et encouragé tout au long de mes études.

RÉSUMÉ

Dans les dernières décennies, de nombreux projets de recherche portant sur l'utilisation de béton fibré à ultra-hautes performances (BFUP) pour la confection de joints entre des éléments préfabriqués de dalles de ponts ont été réalisées en Amérique du Nord et ont conduit à des applications aux États-Unis, en Ontario et plus récemment au Québec. Des applications visant l'introduction de cette nouvelle technologie ont été réalisées dans de nombreux projets de ponts et bâtiments dans plusieurs pays. Ce projet de recherche constitue une étape nécessaire à l'implantation et la normalisation de cette technologie supportée par le Ministère des Transports, de la Mobilité Durable et de l'Électrification des Transports du Québec (MTMDET), anciennement le Ministère des Transports.

Le présent projet se base sur la conception faite par le MTMDET pour le pont de Godbout, premier pont au Québec à dalle sur poutres d'acier à bénéficier de la technologie des joints en BFUP. Cependant, la portée de ce projet de recherche est d'applicabilité générale et les résultats obtenus ne se limitent pas à cette seule infrastructure.

Les essais réalisés dans des études précédentes à Polytechnique Montréal et par le Federal Highway Administration (FHWA) aux États-Unis ont conduit à plusieurs critères de conception de ces joints en BFUP. Par contre, le comportement à la fatigue de joints longitudinaux dans les dalles entre les poutres en moment positif nécessite d'être investigué plus en profondeur, tout comme celui des joints transversaux.

Une vaste campagne expérimentale comportant 17 spécimens de dalles jointées à l'aide de BFUP et 3 spécimens de référence en béton ordinaire a permis l'étude de plusieurs paramètres : le comportement à la fatigue pour un grand nombre de cycles, le volume de fibres dans le BFUP du joint, la disposition des armatures chevauchées au niveau du joint, le type de béton utilisé pour les dalles préfabriquées, le type de joint (joints longitudinaux et transversaux), le nombre de barres parallèles au joint, l'effet de la présence d'un joint en BFUP par rapport à une dalle sans joint, la variabilité intrinsèque des spécimens, l'effet d'une cure humide de 7 jours sur les joints, ainsi que la performance des joints en BFUP par rapport aux joints conventionnels en béton ordinaire. Certains spécimens ont subi plus de 5 millions de cycles de fatigue avant d'être amenés

à la rupture par un chargement monotonique. D'autres spécimens ont été testés uniquement de façon monotonique jusqu'à l'atteinte de la résistance ultime du spécimen pour fin de référence.

Les résultats de ce projet ont permis de conclure que la conception du MTMDET avec du BFUP contenant 2% de fibres droite (13×0.2 mm) à haute résistance pour les joints longitudinaux entre les poutres et les joints transversaux pour des barres chevauchées sur $10d_b$ est adéquate. Les résultats indiquent aussi qu'utiliser du BFUP contenant plus de 2% de fibres pourrait potentiellement permettre de réduire les longueurs de chevauchement sous la limite de $10d_b$. Ces limites s'appliquent pour des barres soumises à des variations de contraintes de 125 MPa. Les résultats indiquent qu'il est important d'effectuer une cure humide dont l'apport en eau est continu pendant 7 jours après la coulée, à partir de la prise du BFUP. Enfin le programme expérimental a permis d'illustrer qu'utiliser des dalles préfabriquées en béton renforcé de fibres (1% par volume dans ce projet) permet d'accroître la durabilité des dalles de tablier.

ABSTRACT

In the past decades, many research projects aimed at studying the use of ultra-high performance fibre reinforced concrete (UHPFRC), in field cast joints between precast bridge slab elements have been carried out in North-America and led to the construction of several bridges using this new technology in the United States, in Ontario, and recently in Quebec. UHPFRC has also been used in several structural applications for bridges and buildings in many countries. Because each jurisdiction has its specific conditions and requirements, validations remains to be done before introducing this innovative concept in bridge design codes and generalised its application. This project constitutes a step toward the implementation and normalisation of this technology supported by the Ministère des Transports, de la Mobilité Durable et de l'Électrification des Transports du Québec (MTMDET), formerly Quebec Ministry of Transportation.

This project is based on MTMDET design of the replacement of Godbout bridge. It is the first bridge with slab on steel girders in Quebec using the UHPFRC joints technology. However, results of this project are of general application and are not limited to that single infrastructure.

Previous tests performed at Polytechnique Montreal and by the Federal Highway Administration (FHWA) in United States led to design specifications for UHPFRC field cast joints. However, the fatigue behaviour of longitudinal joints in the positive moment region between main bridge girders and transverse joints still need to be further investigated.

An extensive experimental campaign of 17 UHPFRC jointed slab specimens and 3 reference specimens of normal concrete was carried out to investigate the contribution of several parameters: the joint performance under high cycle fatigue loading, the effect of fibre volume in UHPFRC, the lapped bar layout, the type of deck concrete, the joint type, the number of bars parallel to the joint, the effect of a the type of UHPFRC joint (longitudinal and transverse joints), the intrinsic variability of two identical specimens, the effects of a 7 days wet curing, and finally the effect of a conventional normal concrete joint. Several specimens were first subjected to over 5 million fatigue cycles before being ultimately monotonically loaded to rupture. Others specimens were only tested to rupture with a monotonic loading for comparison purposes.

Results from this project confirmed the adequacy of MTMDET design using UHPFRC with 2% of high strength short fibres (13×0.2 mm) for fabricating longitudinal joints between beams in the positive moment region and transverse joints when a minimum lap slice length equal to $10d_b$ is used. Results also indicated that using UHPFRC with fibre volume more than 2% might enable to reduce the lap splice length below $10d_b$. These specifications are applied to bars with fatigue strength range of up to 125 MPa. The experimental program confirmed the importance of adopting a wet curing with continuous water supply during 7 days after concrete hardening. Finally experimental evidence indicated that using precast slabs made of steel fibre reinforced concrete increases the bridge deck durability.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE	III
REMERCIEMENTS	IV
RÉSUMÉ	V
ABSTRACT	VII
TABLE DES MATIÈRES	IX
LISTE DES TABLEAUX	XIII
LISTE DES FIGURES	XIV
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XXIV
LISTE DES ANNEXES	XXIX
CHAPITRE 1 INTRODUCTION	1
1.1 Contexte	1
1.2 Problématique	1
1.3 État des connaissances pour la conception des joints en BFUP entre les dalles préfabriquées	2
1.4 Objectifs et portée du projet de recherche	2
1.5 Organisation du mémoire	4
CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE	5
2.1 Bétons renforcés de fibres	5
2.1.1 Composants	5
2.1.2 Propriétés mécaniques	7
2.1.3 Orientation des fibres	9
2.1.4 Essais de caractérisation du comportement en traction	10
2.2 Applications structurales avec des bétons renforcés de fibres	17

2.2.1	Bétons renforcés de fibres conventionnels	17
2.2.2	BFUP	18
2.2.3	Sommaire	19
2.3	Essais sur dalles	19
2.3.1	Dalles en béton renforcés de fibres	20
2.3.2	Dalles préfabriquées	20
2.3.3	Joints en BFUP de dalles préfabriquées	21
2.4	Fatigue des matériaux	29
2.4.1	Armatures d'acier	30
2.4.2	Béton	35
2.4.3	Adhérence armature-béton	36
2.5	Norme canadienne (CSA-S6)	39
2.5.1	Critères de conception en fatigue	39
2.5.2	Provenance du critère de contrainte dans les armatures	41
CHAPITRE 3	PROGRAMME EXPÉRIMENTAL	43
3.1	Présentation du pont de Godbout	43
3.2	Survol des spécimens et de leurs particularités	46
3.2.1	Dénomination	46
3.2.2	Propriétés des spécimens	50
3.2.3	Groupes de spécimens	53
3.2.4	Paramètres étudiés	55
3.3	Essais matériau	59
3.4	Fabrication	61
3.4.1	Dalle sans joint	61

3.4.2 Dalles avec joint	61
3.4.3 Granulats exposés.....	63
3.4.4 Joints.....	64
3.4.5 Cure du béton	65
3.5 Montage expérimental.....	66
3.5.1 Description	66
3.5.2 Avantages du montage	68
3.5.3 Problématiques	70
3.6 Instrumentation.....	73
3.7 Protocole expérimental.....	76
3.7.1 Phases de chargement.....	77
3.7.2 Carottage	81
3.7.3 Traitement des résultats.....	84
CHAPITRE 4 RÉSULTATS ET ANALYSES	86
4.1 Essais matériaux des bétons	86
4.1.1 Résistance à la compression.....	86
4.1.2 Résistance à la traction.....	90
4.2 Essais matériaux de l'armature	95
4.3 Essais sur dalles.....	98
4.3.1 Analyses globales.....	98
4.3.2 Analyses des différents paramètres séparément.....	108
4.3.3 Analyse générale des carottes	144
CHAPITRE 5 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS	151
5.1 Retour sur les objectifs	151

5.2 Conclusions	152
5.3 Recommandations sur l'utilisation des joints en BFUP	154
5.4 Recommandations pour les projets futurs	154
5.4.1 Essais matériaux	154
5.4.2 Essais sur dalles	155
BIBLIOGRAPHIE	156
ANNEXES	162

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1 : Évolution de la variation maximale de contrainte admise dans les armatures dans les normes canadiennes et américaines de 1922 à aujourd’hui	42
Tableau 3-1 : Nomenclature des spécimens de dalle (I-II-III-IV-V)	47
Tableau 3-2 : Description physique des spécimens de dalles	51
Tableau 3-3 : Calendrier des essais et caractéristiques du chargement.....	54
Tableau 4-1 : Paramètres des bétons et nomenclature	86
Tableau 4-2 : Paramètres en compression des bétons à 28 jours	87
Tableau 4-3 : Résistance moyenne en traction des bétons	91
Tableau 4-4 : Limites élastiques et ultimes des armatures.....	97
Tableau 4-5 : Moment de rupture et flèche moyenne à la rupture	106
Tableau 4-6 : Ouverture de fissures maximales – BFHP	131
Tableau 4-7 : Moment résistant d’un joint transversal et longitudinal – AIS	135
Tableau 4-8 : Moment ultime harmonisé des spécimens – Type de joint.....	136
Tableau 4-9 : Facteurs de pondération pour harmonisation – Type de joint.....	137
Tableau 4-10 : Moments ultimes harmonisés moyens – Type de joint.....	137
Tableau F- 1 : Légende des traits pour le traçage des fissures	232

LISTE DES FIGURES

Figure 2-1 : Patron de fissuration dans différents bétons (Charron & Desmettre, 2013)	6
Figure 2-2 : Comportement en traction directe des BRF (Massicotte, 2017a)	8
Figure 2-3 : Spécimen d'os (Delsol, 2012)	11
Figure 2-4 : Traction directe sur carotte entaillée (de Montaignac de Chauvance, 2011)	12
Figure 2-5 : Géométrie des essais sur dallettes prismatiques	13
Figure 2-6 : Distribution des contraintes pour un spécimen en flexion (Massicotte, 2017b)	14
Figure 2-7 : Essais sur dalle circulaire (de Montaignac de Chauvance, 2011)	16
Figure 2-8 : Types de joints (Adapté de Verger-Leboeuf (2016))	22
Figure 2-9 : Types de joints (Adapté de Verger-Leboeuf (2016))	22
Figure 2-10 : Détails d'armature au niveau des goujons (Gascon, 2016)	24
Figure 2-11 : Ailes supérieures du joint (Tremblay, 2016).....	24
Figure 2-12 : Barres interrompues au lit inférieur (Tremblay, 2016)	25
Figure 2-13 : Spécimens en BFHP (Verger-Leboeuf, 2016)	26
Figure 2-14 : Forme du joint (FHWA, 2010).....	27
Figure 2-15 : Forme du joint (Hartwell, 2011).....	27
Figure 2-16 : Forme du joint (Adapté de Verger-Leboeuf (2016)).....	27
Figure 2-17 : Courbe théorique de l'écart de contraintes admissibles dans une barre d'armature en fonction du nombre de cycles de survie (Helgason et al., 1976)	30
Figure 2-18 : Géométrie de la section d'une crénelure (Rocha Pinto Portela Nunes, 2014)	31
Figure 2-19 : Disposition des crénelures (Rocha Pinto Portela Nunes, 2014)	32
Figure 2-20 : Évolution de la déformation et de la rigidité du béton en compression en fatigue (Zanuy et al., 2009)	35
Figure 2-21 : Composantes de l'adhérence des armatures dans le béton (ACI-ASCE Committee 408, 2012).....	37

Figure 2-22 : Évolution du glissement durant les cycles de fatigue (Rteil et al., 2011)	38
Figure 2-23 : Évolution de la contrainte d'adhérence en fatigue (Rteil et al., 2011)	39
Figure 2-24 : Effet d'arc (Hon, Taplin, & Al-Mahaidi, 2005)	41
Figure 3-1 : Pont de Godbout avant les travaux de réfection (MTMDET, 2017).....	44
Figure 3-2 : Vue en plan d'une section du tablier (MTMDET, 2016)	45
Figure 3-3 : Détails des joints conçus par le MTMDET (MTMDET, 2016)	45
Figure 3-4 : Détail d'armature des joints (Vue en plan)	48
Figure 3-5 : Détail d'armature des joints (Vue oblique)	49
Figure 3-6 : Fibres d'acier Dramix 65/35 à crochets (gauche) et OL 13/0.20 (droite)	52
Figure 3-7 : Spécimens de caractérisation.....	60
Figure 3-8 : Étapes de coulé de la dalle 23 (/o-D-P-0-F) (Vue de l'axe longitudinal).....	61
Figure 3-9 : Coffrages	62
Figure 3-10 : Abrasion au jet de sable.....	64
Figure 3-11 : Montage expérimental	67
Figure 3-12 : Systèmes de chargement	67
Figure 3-13 : Insertion de la dalle	68
Figure 3-14 : Rigidification du tuyau hydraulique.....	69
Figure 3-15 : Gabarits de positionnement de la dalle sur les appuis inférieurs	69
Figure 3-16 : Gabarits de positionnement du système de chargement sur la dalle	70
Figure 3-17 : Bâti d'essai	70
Figure 3-18 : Creux des clous de levage	71
Figure 3-19 : Montage pour la seconde mise en charge de la dalle 02 (0o-D-C-3-F)	72
Figure 3-20 : Supports de capteurs.....	73
Figure 3-21 : Capteurs de flèches.....	74

Figure 3-22 : Capteurs d'ouverture de fissures	75
Figure 3-23 : Phases de chargement du protocole expérimental.....	77
Figure 3-24 : Positionnement du prélèvement des carottes (Vue en plan, nord en haut).....	83
Figure 4-1 : Résistance des bétons en compression dans le temps	88
Figure 4-2 : Résistance en compression des bétons ordinaires dans le temps	89
Figure 4-3 : Module élastique des bétons dans le temps.....	89
Figure 4-4 : Coefficient de Poisson des bétons dans le temps	90
Figure 4-5 : Comportement en traction directe des BRF et BFUP – Os	93
Figure 4-6 : Comportement en flexion du BRF – Prismes entaillés	94
Figure 4-7 : Comportement en flexion des BFUP – Dallettes prismatiques	95
Figure 4-8 : Résultats expérimentaux des essais en traction directe des armatures	96
Figure 4-9 : Courbe du comportement en traction directe des armatures	97
Figure 4-10 : Comportement en pré-fissuration – Toutes les dalles	100
Figure 4-11 : Comportement en fatigue – Toutes les dalles	101
Figure 4-12 : Comportement en fatigue (amplitude des cycles) – Toutes les dalles	102
Figure 4-13 : Comportement en fatigue (flèche réinitialisée) – Toutes les dalles	103
Figure 4-14 : Comportement à la rupture – Toutes les dalles	105
Figure 4-15 : Comportement à la rupture (flèche réinitialisée) – Toutes les dalles	107
Figure 4-16 : Écrasement du béton en compression	108
Figure 4-17 : Comportement en pré-fissuration – Variabilité.....	109
Figure 4-18 : Comportement en fatigue (flèche réinitialisée) – Variabilité	110
Figure 4-19 : Comportement en pré-fissuration – Cure	111
Figure 4-20 : Comportement en fatigue (flèche réinitialisée) – Cure	112
Figure 4-21 : Comportement à la rupture (flèche réinitialisée) – Cure	113

Figure 4-22 : Carottes de joints transversaux – <u>Sans</u> cure – Dalle 09 (2*o-D-Q-1-F) – Après rupture [SE]	114
Figure 4-23 : Carottes de joints transversaux – Avec cure – Dalle 10 (2o-D-Q-1-F) – Après rupture [SE]	114
Figure 4-24 : Carottes de joints longitudinaux – <u>Sans</u> cure – Dalle 15 (2*o-U-Q-1-F) – Après rupture [NO]	115
Figure 4-25 : Carottes de joints longitudinaux – Avec cure – Dalle 16 (2o-U-Q-1-F) – Après rupture [SO]	115
Figure 4-26 : Comportement à la rupture – Fatigue	117
Figure 4-27 : Comportement à la rupture (flèche réinitialisée) – Fatigue	118
Figure 4-28 : Comportement en pré-fissuration – BFUP	119
Figure 4-29 : Comportement en fatigue (flèche réinitialisée) – BFUP	119
Figure 4-30 : Comportement à la rupture (flèche réinitialisée) – BFUP	120
Figure 4-31 : Carottes de joints transversaux – BFUP – Dalle 03 (2o-D-Q-1-S) – Après rupture [NE]	122
Figure 4-32 : Carottes de joints transversaux – BFUP – Dalle 17 (3o-D-Q-1-S) – Après rupture [NE]	122
Figure 4-33 : Carottes de joints longitudinaux – BFUP – Dalle 13 (2o-U-Q-1-S) – Après rupture [NE]	123
Figure 4-34 : Carottes de joints longitudinaux – BFUP – Dalle 19 (3o-U-Q-1-S) – Après rupture [tireté NE]	123
Figure 4-35 : Fissuration des joints – BFUP	124
Figure 4-36 : Comportement en pré-fissuration – Disposition	125
Figure 4-37 : Comportement en fatigue (flèche réinitialisée) – Disposition	126
Figure 4-38 : Comportement à la rupture (flèche réinitialisée) – Disposition	127
Figure 4-39 : Fissuration des spécimens de joints transversaux	128

Figure 4-40 : Fissuration des spécimens de joints longitudinaux	128
Figure 4-41 : Comportement en pré-fissuration – BFHP	129
Figure 4-42 : Comportement en fatigue (flèche réinitialisée) – BFHP	129
Figure 4-43 : Comportement à la rupture (flèche réinitialisée) – BFHP	130
Figure 4-44 : Comportement en pré-fissuration – Type de joint.....	132
Figure 4-45 : Comportement à la rupture – Type de joint	133
Figure 4-46 : Courbes AIS	134
Figure 4-47 : Comportement en pré-fissuration – Barres parallèles au joint	138
Figure 4-48 : Comportement à la rupture (flèche réinitialisée) – Barres parallèles au joint.....	139
Figure 4-49 : Comportement en pré-fissuration – Joint BFUP	140
Figure 4-50 : Comportement en fatigue (flèche réinitialisée) – Joint BFUP	141
Figure 4-51 : Comportement à la rupture (flèche réinitialisée) – Joint BFUP	142
Figure 4-52 : Comportement en pré-fissuration – Joint conventionnel	143
Figure 4-53 : Comportement à la rupture (flèche réinitialisée) – Joint conventionnel	144
Figure 4-54 : État de l'interface dalle-joint	145
Figure 4-55 : Fissuration de l'interface dalle-joint sur carottes	146
Figure 4-56 : Fissuration verticale dans le BFUP sur carottes	147
Figure 4-57 : Légende de la fissuration.....	148
Figure 4-58 : Reproduction numérique de la dalle 16 (2o-U-Q-1-F).....	148
Figure 4-59 : Fissuration de retrait dans le BFUP – Dalle 16 (2o-U-Q-1-F)	148
Figure 4-60 : Fissuration de fendage sur carottes	149
Figure 4-61 : Cône d'arrachement autour de la barre du lit inférieur sur carottes	149
Figure D-1 : Comportement en traction directe – Os Bf70u1hd (217 jours)	186
Figure D-2 : Comportement en traction directe – Os Bu2%u1hj (196-197 jours).....	187

Figure D-3 : Comportement en traction directe – Os Bu3%p1ej (182 jours)	187
Figure D-4 : Comportement en traction directe – Os Bu3%p3ej (170-182 jours)	188
Figure D-5 : Comportement en traction directe – Os Bu2%p1ej (28 jours)	188
Figure D-6 : Comportement en traction directe – Os Bu2%p1ej (112 jours)	189
Figure D-7 : Comportement en flexion – Prisme entaillé Bf70u1hd (229-230 jours)	189
Figure D-8 : Comportement en flexion – Dallette prismatique Bu2%u1hj (210 jours).....	190
Figure D-9 : Comportement en flexion – Dallette prismatique Bu3%p1ej (184-185 jours).....	190
Figure D-10 : Comportement en flexion – Dallette prismatique Bu3%p2ej (183-184 jours).....	191
Figure D-11 : Comportement en flexion – Dallette prismatique Bu3%p3ej (185 jours)	191
Figure D-12 : Comportement en flexion – Dallette prismatique Bu2%p1ej (28 jours)	192
Figure D-13 : Comportement en flexion – Dallette prismatique Bu2%p1ej (112 jours)	192
Figure E-1 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 02 (0o-D-C-3-F)	193
Figure E-2 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 04' (2o-D-Q-0-F)	194
Figure E-3 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 06 (2o-D-Q-0-F).....	194
Figure E-4 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 09 (2*o-D-Q-1-F).....	195
Figure E-5 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 10 (2o-D-Q-1-F).....	195
Figure E-6 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 11 (2o-D-Q-2-F).....	196
Figure E-7 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 12' (2o-D-C-1-F).....	196
Figure E-8 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 14 (2o-U-Q-0-F).....	197
Figure E-9 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 15 (2*o-U-Q-1-F).....	197
Figure E-10 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 16 (2o-U-Q-1-F).....	198
Figure E-11 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 18' (3o-D-Q-1-F)	198
Figure E-12 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 20' (3o-U-Q-1-F)	199
Figure E-13 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 21 (2f-D-Q-1-F)	199

Figure E-14 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 22' (2f-U-Q-1-F)	200
Figure E-15 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 23 (/o-D-P-0-F)	200
Figure F-1 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 02 (0o-D-C-3-F)	201
Figure F-2 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 04' (2o-D-Q-0-F)	202
Figure F-3 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 06 (2o-D-Q-0-F).....	202
Figure F-4 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 09 (2*o-D-Q-1-F).....	203
Figure F-5 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 10 (2o-D-Q-1-F).....	203
Figure F-6 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 11 (2o-D-Q-2-F).....	204
Figure F-7 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 12' (2o-D-C-1-F).....	204
Figure F-8 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 14 (2o-U-Q-0-F).....	205
Figure F-9 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 15 (2*o-U-Q-1-F).....	205
Figure F-10 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 16 (2o-U-Q-1-F).....	206
Figure F-11 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 18' (3o-D-Q-1-F)	206
Figure F-12 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 20' (3o-U-Q-1-F)	207
Figure F-13 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 21 (2f-D-Q-1-F)	207
Figure F-14 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 22' (2f-U-Q-1-F)	208
Figure F-15 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 23 (/o-D-P-0-F)	208
Figure G-1 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 01 (0o-D-C-3-S)	209
Figure G-2 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 02 (0o-D-C-3-F)	210
Figure G-3 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 03 (2o-D-Q-1-S)	210
Figure G-4 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 06 (2o-D-Q-0-F)	211
Figure G-5 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 09 (2*o-D-Q-1-F)	211
Figure G-6 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 10 (2o-D-Q-1-F)	212
Figure G-7 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 11 (2o-D-Q-2-F)	212

Figure G-8 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 13 (2o-U-Q-1-S)	213
Figure G-9 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 14 (2o-U-Q-0-F)	213
Figure G-10 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 15 (2*o-U-Q-1-F)	214
Figure G-11 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 16 (2o-U-Q-1-F)	214
Figure G-12 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 17 (3o-D-Q-1-S)	215
Figure G-13 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 19 (3o-U-Q-1-S)	215
Figure G-14 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 21 (2f-D-Q-1-F).....	216
Figure I- 1 : Carotte – Dalle 01 (0o-D-C-3-S) – Après rupture [O]	219
Figure I- 2 : Carotte – Dalle 02 (0o-D-C-3-F) – Après rupture [O]	219
Figure I- 3 : Carotte – Dalle 03 (2o-D-Q-1-S) – Après rupture [NE]	220
Figure I- 4 : Carotte – Dalle 04' (2o-D-Q-0-F) – <u>Avant</u> rupture [SO]	220
Figure I- 5 : Carotte – Dalle 04' (2o-D-Q-0-F) – Après rupture [NO]	221
Figure I- 6 : Carotte – Dalle 06 (2o-D-Q-0-F) – Après rupture [SE].....	221
Figure I- 7 : Carotte – Dalle 09 (2*o-D-Q-1-F) – Après rupture [SE]	222
Figure I- 8 : Carotte – Dalle 10 (2o-D-Q-1-F) – Après rupture [SE]	222
Figure I- 9 : Carotte – Dalle 11 (2o-D-Q-2-F) – Après rupture [SO]	223
Figure I- 10 : Carotte – Dalle 12' (2o-D-C-1-F) – <u>Avant</u> rupture [SO]	223
Figure I- 11 : Carotte – Dalle 12' (2o-D-C-1-F) – Après rupture [NO].....	224
Figure I- 12 : Carotte – Dalle 13 (2o-U-Q-1-S) – Après rupture [NE]	224
Figure I- 13 : Carotte – Dalle 14 (2o-U-Q-0-F) – Après rupture [NE]	225
Figure I- 14 : Carotte – Dalle 15 (2*o-U-Q-1-F) – Après rupture [NO].....	225
Figure I- 15 : Carotte – Dalle 16 (2o-U-Q-1-F) – Après rupture [SO]	226
Figure I- 16 : Carotte – Dalle 17 (3o-D-Q-1-S) – Après rupture [NE]	226
Figure I- 17 : Carotte – Dalle 18' (3o-D-Q-1-F) – <u>Avant</u> rupture [SO]	227

Figure I- 18 : Carotte – Dalle 18' (3o-D-Q-1-F) – Après rupture [NO]	227
Figure I- 19 : Carotte – Dalle 19 (3o-U-Q-1-S) – Après rupture [tireté SE].....	228
Figure I- 20 : Carotte – Dalle 19 (3o-U-Q-1-S) – Après rupture [tireté NE].....	228
Figure I- 21 : Carotte – Dalle 20' (3o-U-Q-1-F) – <u>Avant</u> rupture [SO].....	229
Figure I- 22 : Carotte – Dalle 20' (3o-U-Q-1-F) – Après rupture [NO]	229
Figure I- 23 : Carotte – Dalle 21 (2f-D-Q-1-F) – Après rupture [SO].....	230
Figure I- 24 : Carotte – Dalle 22' (2f-U-Q-1-F) – <u>Avant</u> rupture [SO]	230
Figure I- 25 : Carotte – Dalle 22' (2f-U-Q-1-F) – Après rupture [NO]	231
Figure I- 26 : Carotte – Dalle 23 (/o-D-P-0-F) – Après rupture [SE]	231
Figure J- 1 : Face sud – Dalle 01 (0o-D-C-3-S) – Après rupture.....	232
Figure J- 2 : Face sud – Dalle 02 (0o-D-C-3-F) – Après rupture.....	233
Figure J- 3 : Face sud – Dalle 03 (2o-D-Q-1-S) – Après rupture.....	233
Figure J- 4 : Face sud – Dalle 04' (2o-D-Q-0-F) – Après rupture	234
Figure J- 5 : Face sud – Dalle 06 (2o-D-Q-0-F) – Après rupture.....	234
Figure J- 6 : Face sud – Dalle 09 (2*o-D-Q-1-F) – Après rupture.....	235
Figure J- 7 : Face sud – Dalle 10 (2o-D-Q-1-F) – Après rupture.....	235
Figure J- 8 : Face sud – Dalle 11 (2o-D-Q-2-F) – Après rupture.....	236
Figure J- 9 : Face sud – Dalle 12' (2o-D-C-1-F) – Après rupture	236
Figure J- 10 : Face sud – Dalle 13 (2o-U-Q-1-S) – Après rupture.....	237
Figure J- 11 : Face sud – Dalle 14 (2o-U-Q-0-F) – Après rupture.....	237
Figure J- 12 : Face sud – Dalle 15 (2*o-U-Q-1-F) – Après rupture.....	238
Figure J- 13 : Face sud – Dalle 16 (2o-U-Q-1-F) – Après rupture.....	238
Figure J- 14 : Face sud – Dalle 17 (3o-D-Q-1-S) – Après rupture.....	239
Figure J- 15 : Face sud – Dalle 18' (3o-D-Q-1-F) – Après rupture	239

Figure J- 16 : Face sud – Dalle 19 (3o-U-Q-1-S) – Après rupture.....	240
Figure J- 17 : Face sud – Dalle 20' (3o-U-Q-1-F) – Après rupture	240
Figure J- 18 : Face sud – Dalle 21 (2f-D-Q-1-F) – Après rupture	241
Figure J- 19 : Face sud – Dalle 22' (2f-U-Q-1-F) – Après rupture	241
Figure J- 20 : Face sud – Dalle 23 (/o-D-P-0-F) – Après rupture	242

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

LISTE DES ABRÉVIATIONS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
AFGC	Association Française de Génie Civil
ASTM	American Society for Testing and Materials
BFHP	Béton Fibré à Hautes Performances
BFUP	Béton Fibré à Ultra-hautes Performances
BHP	Béton à Hautes Performances
BO	Béton Ordinaire
BRF	Béton Renforcés de Fibres
CCDG	Cahier des Charges et Devis Généraux
CEN	Comité Européen de Normalisation
CSA	Canadian Standards Association
FHWA	Federal HighWay Administration
HSFRCC	High Strength Fibre Reinforced Cementitious Composites
LVDT	Capteur de type Linear Variable Differential Transformer
MTMDET	Ministère des Transports, de la Mobilité Durable et de l'Électrification des Transports du Québec
MTQ	Ministère des Transports du Québec
NCHRP	National Cooperative Highway Research Program
RILEM	Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux, systèmes de construction et ouvrages
SIA	Société suisse des Ingénieurs et des Architectes
TRB	Transportation Research Board

LISTE DES SYMBOLES GRECS

α_D	Coefficient de pondération du poids propre
α_L	Coefficient de pondération de la charge vive
α_{LT}	Facteur de conversion du moment d'un joint longitudinal vers un joint transversal (sans A's)
α'_{LT}	Facteur de conversion du moment d'un joint longitudinal vers un joint transversal (A's plastifiée en traction)
γ_D	Ratio de la charge morte sur la charge totale
γ_L	Ratio de la charge vive sur la charge totale
ν	Coefficient de Poisson
ρ_a	Poids volumique de l'enrobé
ρ_b	Poids volumique du béton
σ_t	Contrainte à la fibre tendue
$\sigma_{U,D}$	Limite de fatigue du BFUP
ϕ_c	Coefficient de tenue du béton
ϕ_g	Coefficient de tenue global
ϕ_s	Coefficient de tenue de l'acier d'armature

LISTE DES SYMBOLES LATINS

a	Hauteur du bloc de compression équivalent
A_s	Aire d'armature du lit inférieur
A'_s	Aire d'armature du lit supérieur
b_e	Largeur mesurée de l'éprouvette au droit de l'entaille
b_m	Moyenne des largeurs mesurées de l'éprouvette
c_{cr}	Hauteur du bloc de compression de la section fissurée
c_{ult}	Hauteur du bloc de compression à l'ultime
d	Distance entre le centre de gravité des armatures du lit inférieur et la fibre comprimée
d'	Distance entre le centre de gravité des armatures du lit supérieur et la fibre comprimée
d_b	Diamètre d'une barre d'armature
E_c	Module élastique du béton
E_s	Module élastique de l'acier
E/C	Rapport massique de la quantité d'eau sur la quantité de ciment
F_B	Charge appliquée par la presse
f_c	Résistance du béton en compression
f'_c	Résistance du béton en compression à 28 jours
f_D	Contrainte dans les armatures causée par le poids propre
f_L	Contrainte dans les armatures causée par les charges vives
f_{min}	Contrainte de traction minimale (positif) Contrainte de compression maximale (négatif)
f_r	Écart limite de contraintes dans les armatures

f_s	Contrainte dans les armatures
f_{sp}	Résistance du béton à la traction par écrasement latéral
f_t	Résistance en traction du béton
f_u	Limite ultime de l'acier d'armature
f_{Utek}	Valeur caractéristique de la résistance limite élastique à la traction du BFUP
f_{Utu}	Résistance à la traction du BFUP
f_{Utuk}	Valeur caractéristique de la résistance à la traction du BFUP
f_y	Limite élastique de l'acier d'armature
h	Hauteur de la crénelure
h_a	Épaisseur de l'enrobé
h_b	Épaisseur de la dalle de béton
h_{cpt}	Distance mesurée entre la surface inférieure de la dalle et le centre du capteur
h_e	Épaisseur mesurée de l'éprouvette au droit de l'entaille
h_m	Moyenne des épaisseurs mesurées de l'éprouvette
I	Module d'inertie de la section transversale
I_{cr}	Module d'inertie de la section transversale fissurée
I_D	Facteur d'amplification dynamique
l_m	Portée du spécimen
M	Moment flexionnel
m_D	Moment positif dû au poids propre d'une dalle doublement encastrée
m_L	Moment positif dû à la charge vive
M_r	Moment résistant
P	Poids de l'essieu No. 4 du CL-625

r	Rayon de l'arc de cercle formé par l'intersection de la base de la crénelure et du diamètre minimal de la barre
S	Module de section d'une section transversale
S_e	Portée efficace de la dalle entre les poutres
t	Échéance du béton à partir du moment de contact de l'eau avec le ciment
w_D	Charge répartie du poids propre
w_{cpt}	Allongement du capteur de fissuration
w_{inf}	Ouverture de la fissuration au niveau de la fibre tendue
y_t	Distance entre l'axe neutre et la fibre tendue

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A – Plans des spécimens expérimentaux	162
ANNEXE B – Plans tels que construits	176
ANNEXE C – Protocoles expérimentaux	178
ANNEXE D – Courbes essais matériaux	186
ANNEXE E – Courbes de fissuration (Pré-fissuration).....	193
ANNEXE F – Courbes de fissuration (Fatigue).....	201
ANNEXE G – Courbes de fissuration (Rupture)	209
ANNEXE H – Courbes de déformation dans le béton.....	217
ANNEXE I - Carottage	219
ANNEXE J – Face sud des spécimens après rupture	232
ANNEXE K – Équations.....	243

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Contexte

Depuis plusieurs années, les propriétaires d'ouvrages du Québec, dont le Ministère des Transports du Québec (MTQ), renommé le Ministère des Transports, de la Mobilité Durable et de l'Électrification des Transports du Québec (MTMDET) depuis 2016, la Ville de Montréal et la Société des Ponts Jacques-Cartier Champlain inc. s'intéressent à l'utilisation de la préfabrication et à l'utilisation de matériaux durables pour la construction et la réfection des ponts dont ils ont la responsabilité. Plusieurs études expérimentales et numériques ainsi que des rapports sur l'état de l'art ont été réalisés à Polytechnique Montréal en collaboration avec ces organismes publics afin de faire progresser la recherche et d'introduire de nouvelles pratiques pour les infrastructures du Québec. Des projets ou initiatives allant dans la même direction sont également réalisés ailleurs en Amérique. Ce projet de recherche s'inscrit dans cet effort global.

1.2 Problématique

Bien que les joints en BFUP entre dalles préfabriquées soient déjà utilisés depuis un peu plus d'une décennie ailleurs dans le monde et particulièrement en Ontario et aux États-Unis et que des critères de conception ont déjà été proposés, la performance de ces joints demande encore des études additionnelles, particulièrement pour les conditions d'utilisation envisagées au Québec. Ce projet de recherche constitue une étape nécessaire à l'implantation de cette technologie supportée par le MTMDET et à sa normalisation éventuelle.

1.3 État des connaissances pour la conception des joints en BFUP entre les dalles préfabriquées

Ce projet fait suite au projet précédent intitulé « Utilisation de dalles pleines préfabriquées en BRF pour la construction et la réparation d'ouvrages d'art » (Massicotte, Gascon, Tremblay, & Verger-Leboeuf, 2017) qui portait sur les joints longitudinaux situés au-dessus des poutres. Ce projet a confirmé l'applicabilité de la construction de joints en BFUP pour cette application en augmentant toutefois les critères de conception recommandés par le FHWA (2014) qui sont apparus trop optimistes, en particulier sur la longueur minimale de chevauchement des armatures dans le joints. Le projet est arrivé à la conclusion que l'usage courant en Amérique du Nord d'utiliser un dosage de 2% de fibres droites (13×0.2 mm) pour des joints longitudinaux situés au droit des poutres longitudinales est adéquat et offre les performances recherchées.

Toutefois, dans les applications prévues par le Ministère pour le remplacement des dalles de tablier, on retrouve des joints longitudinaux situés entre les poutres principales où on retrouve des moments positifs importants causés par les charges de trafic. Or les essais limités réalisés dans le cadre d'un projet précédent ont démontré que la conception de ces joints situés à l'endroit le plus sollicité par les charges de camions présentait une problématique potentielle. De plus, très peu d'essais répertoriés dans la littérature ont été réalisés sur de tels joints et, pour la plupart, pour des niveaux de charge moindre que ceux prescrits dans la norme canadienne des ponts CSA-S6 (2014). Ainsi, l'utilisation que veut faire le Ministère des joints en BFUP entre dalles préfabriquées se situe à la limite des connaissances actuelles, d'autant plus que les performances annoncées dans certaines publications peuvent parfois différer des valeurs devant être utilisées pour la conception selon les normes des codes canadiens.

1.4 Objectifs et portée du projet de recherche

Les critères de conception des joints en BFUP recommandés par la FHWA (2014) sont basés sur un nombre limité d'essais de joints situés entre les poutres (Graybeal, Benjamin A., 2010). L'amplitude des contraintes de fatigue imposée aux spécimens de cette étude est difficile à évaluer étant donné que la charge appliquée est non-uniforme. De plus, les longueurs de chevauchement des armatures des spécimens testés diffèrent des recommandations promulguées par le FHWA sans justification. Ainsi, une étude supplémentaire s'avère nécessaire afin de bien

établir les critères de conception pour les joints situés entre les poutres dans des zones de moment positif et soumis à des chargements de fatigue dite élastique auxquels sont associés un très grand nombre de cycles de faible amplitude.

Ce projet vise donc à fournir au Ministère les informations expérimentales manquantes pour la conception de joints en BFUP utilisant des matériaux et configurations propres aux applications visées pour les ouvrages du Ministère, et ce, pour les sollicitations propres aux règles de conception utilisées au Canada pour les dalles de tablier.

L'objectif général de ce projet de recherche est d'établir les critères de conception des joints en BFUP entre des éléments de dalles préfabriquées situés entre les poutres et sollicités en moments positifs afin de rencontrer des performances en fatigue supérieures ou égales à celle obtenues avec des méthodes et matériaux de construction conventionnels.

Les objectifs spécifiques du projet de recherche sont de :

- déterminer la configuration de joint la plus économique qui satisfait les exigences de conception aux états limites de fatigue et ultime ;
- déterminer le mode de rupture des joints en fonction de leur configuration ;
- vérifier l'impact d'une cure écourtée sur la capacité des joints en BFUP ;
- déterminer le pourcentage de fibres requis dans le BFUP du joint ;
- vérifier le comportement en fatigue et à l'ultime des barres collées au niveau du joint ;
- déterminer l'apport structural de dalles en béton renforcé de fibres métalliques ;
- déterminer les différences entre des barres chevauchées droites et des barres en U ;
- déterminer l'impact de la présence de barres parallèles au joint dans le joint ;
- vérifier la capacité en fatigue d'une dalle en béton conventionnel sans joint ;
- vérifier la capacité en fatigue des joints longitudinaux réalisés avec du béton conventionnel et des armatures chevauchées sur 600 mm.

Le projet portera essentiellement sur les configurations de joints choisies par le MTMDET pour les dalles préfabriquées. Les paramètres considérés seront le dosage en fibres du BFUP ainsi que

la comparaison des performances des joints entre dalles préfabriquées à celles des joints entre dalles coulées en place (mais construites en phases) à celles de dalles construites sans joint.

À la suite de ce projet de recherche, il est envisagé que le Ministère aura en sa possession l'essentiel des informations et connaissances scientifiques et techniques pour permettre d'appliquer cette nouvelle technologie pour la construction de dalles préfabriquées avec des joints en BFUP.

1.5 Organisation du mémoire

Le présent document se divise en 5 chapitres :

- Le chapitre 1 expose une introduction au projet de recherche et ce qui a contribué à le réaliser;
- Le chapitre 2 aborde une revue de la littérature ayant trait aux bétons renforcés de fibres métalliques, aux essais sur dalles de ponts, à la fatigue des matériaux et finalement à l'évolution du critère de fatigue du béton armé dans les normes canadiennes et américaines ;
- Le chapitre 3 présente le programme expérimental, du pont de référence jusqu'à l'analyse des résultats, en passant par la fabrication des spécimens et les essais au laboratoire ;
- Le chapitre 4 traite des résultats obtenus ainsi que leur analyse ;
- Le chapitre 5 fait un retour sur le projet et expose plusieurs recommandations.

Diverses annexes sont également ajoutées afin de fournir de plus amples détails en présentant les plans des spécimens, les protocoles expérimentaux, les résultats obtenus pour chacun des spécimens testés, des photos, ainsi que des équations.

CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE

Cette revue de littérature, contenant quatre volets, fait un survol de l'état des connaissances, ainsi que de la progression de la recherche afin de bien pouvoir comprendre le présent projet. Le premier volet présente ce que sont les bétons renforcés de fibres et les différents essais pour caractériser ces matériaux en traction. Le deuxième donne une vision d'ensemble de la recherche liée aux dalles de ponts faites en béton renforcé de fibres métalliques, aux dalles de ponts préfabriquées et aux joints en BFUP entre ces dalles. Le troisième présente l'état des connaissances sur la fatigue des matériaux que sont l'acier d'armature et le béton. Finalement, le critère de conception de la norme canadienne concernant les dalles de ponts en fatigue, ainsi que son évolution dans les normes canadienne et américaine sont présentés dans la quatrième section.

2.1 Bétons renforcés de fibres

Les bétons renforcés de fibres (BRF) sont des matériaux complexes, mais aux grandes vertus. Cette section traitera des bétons fibrés à hautes performances (BFHP) et des bétons fibrés à ultra-hautes performances (BFUP), mais ne se veut pas exhaustive. Le lecteur voulant en apprendre davantage sur les bétons renforcés de fibres est invité à consulter le livre de Rossi (1998), les notes de cours de Denarié (2004), le rapport de Charron et Desmettre (2013), ainsi que le livre de Fehling, Schmidt, Walraven, Leutbecher et Frohlich (2014).

2.1.1 Composants

Bien évidemment, les bétons renforcés de fibres sont caractérisés par la présence de fibres dans leur matrice. Ces fibres peuvent être soit d'origine naturelle (par exemple le bambou), synthétique (le polypropylène) ou métallique (l'acier) (Charron, 2016a). Les fibres d'acier sont particulièrement intéressantes au niveau structural, puisqu'elles procurent au béton une résistance en traction après fissuration, si la formulation du matériau est adéquate. En plus, les fibres peuvent apporter une ductilité au matériau en compression et en traction. Cette ductilité est entre autre apportée par le déchaussement progressif des fibres dans la matrice du matériau (Rossi, 1998) et non par rupture de la fibre. Ce sont donc des fibres d'acier qu'il sera mention dans cette section. Elles permettent également un meilleur contrôle de la fissuration. Cela ne signifie pas

qu'il n'y aura pas de fissures. En effet, pour que les fibres puissent participer à la reprise d'efforts, le béton doit fissurer (Charron, 2016a). Par contre, la largeur sera plus fine, telle que le montre la figure 2-1. Les fibres métalliques sont caractérisées par leur élancement, c'est-à-dire le rapport de leur longueur sur leur diamètre, ainsi que de leur type d'ancrage (droites, crochetées) (Denarié, 2004). Ces fibres ne doivent pas être trop élancées, puisque cela réduit la maniabilité du matériau et accroît le risque de formation d'oursins (amas de fibres) (Rossi, 1998). La quantité de fibres dans un mélange de béton est donnée par un pourcentage massique. Ce dernier est défini comme étant la masse de fibres d'acier dans un mètre cube de béton divisé par la masse volumique de l'acier (Lachance, 2015). Ainsi, un dosage de 1% représente 78.5 kg de fibres d'acier par mètre cube de béton. Communément, cette valeur est arrondie à 80 kg. Ainsi, les mélanges avec des dosages à 2% et à 3% contiennent respectivement 160 kg et 240 kg d'acier par mètre cubique de béton.

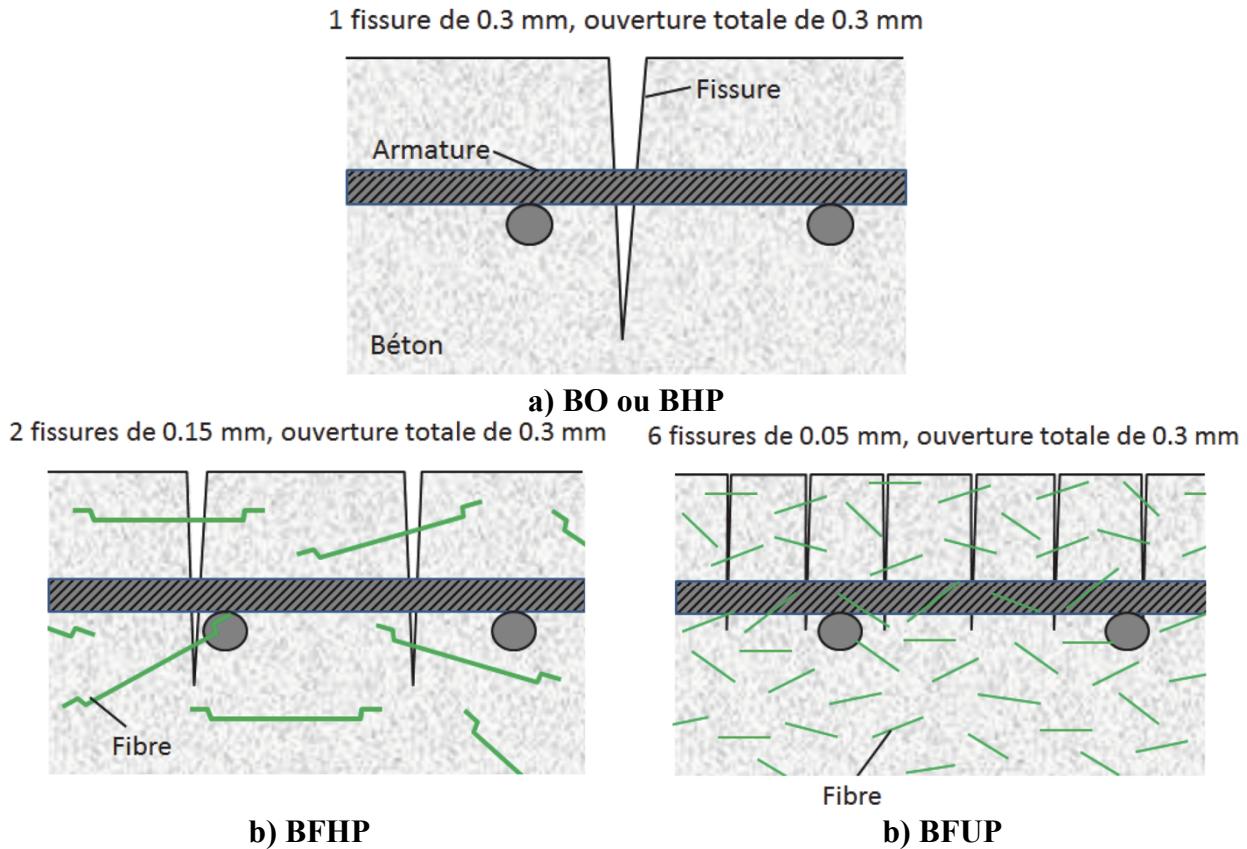


Figure 2-1 : Patron de fissuration dans différents bétons (Charron & Desmettre, 2013)

La composition des BFHP et des BFUP divergent à partir de ce point. La composition des BFHP se rapproche beaucoup de celle des bétons ordinaires. Il est par contre important de savoir qu'il ne suffit pas d'ajouter des fibres à un béton ordinaire pour en faire un béton fibré. Des ajustements doivent être faits à la formulation afin de tenir compte de l'ajout de ce nouveau constituant dans la matrice du matériau. Concernant le BFUP, ce matériau contient une très grande quantité de ciment, soit plus du double de ce qui peut être retrouvé dans un béton ordinaire (Charron & Desmettre, 2013). Le BFUP est également caractérisé par un rapport eau/ciment (E/C) très faible, de l'ordre de 0.2 (Fehling et al., 2014). Étant donné ce ratio très faible, ce ne sont pas tous les grains de ciment qui seront hydratés au cours de la vie de ce béton. Ceux-ci joueront donc un effet filler (Denarié, 2004) et, par leur dureté, participeront à la résistance du matériau. De grandes quantités de fumée de silice doivent être ajoutées au mélange (Charron, 2016a). Ayant un diamètre inférieur aux grains de ciment, les particules de fumée de silice auront donc également un effet filler, en plus de créer une réaction pouzzolanique (Charron, 2016b). Afin d'obtenir le caractère autoplaçant des BFUP, des superplastifiants doivent être utilisés afin de défloculer les particules de ciment (Fehling et al., 2014), ce qui améliore par le fait même la compacité du matériau (Denarié, 2004). Il est important de mentionner que le BFUP ne contient généralement pas de gros granulats. En effet, les particules de plus grande taille (le sable) sont de l'ordre du millimètre (Fehling et al., 2014).

2.1.2 Propriétés mécaniques

2.1.2.1 Comportement en traction

Le comportement en traction des BRF conventionnels, nommés également matériaux adoucissants, se découpe en 2 phases distinctes, soit une phase élastique et une adoucissante, tel que représenté sur la figure 2-2. Tout comme pour un béton ordinaire, la phase élastique se déroule tant qu'il n'y a pas fissuration. Ensuite, dès l'apparition d'une fissure, il y a chute de la capacité en traction du matériau. Par contre, la résistance post-fissuration est maintenue grâce à l'apport des fibres qui pontent la fissure. C'est la phase dite d'adoucissement. Elle est décrite en termes d'ouverture de fissures, puisqu'à cette étape, il y a localisation de la fissure (Charron, 2016a; Massicotte, 2017a).

Pour les BFUP leur comportement en traction est différent et peut être écrouissant passé la fissuration de la matrice selon le dosage en fibres utilisé. Tout comme pour les BRF conventionnels les phases élastique et adoucissante existent, mais une troisième phase s'intercale entre elles. C'est la phase d'écrouissage (figure 2-2). Suite à l'apparition d'une première fissure, d'autres fissures apparaissent (multi-fissuration), libérant ainsi de l'énergie (ductilité) et permettant au matériau de gagner en résistance. Cela est rendu possible grâce à la présence de fibres qui permettent le transfert des efforts au droit des fissures. Cette phase est, tout comme pour la phase élastique, exprimée en termes de déformations, puisqu'il y a seulement des microfissures. À un certain moment, la résistance ultime est atteinte et la phase adoucissante commence (Charron, 2016a; Denarié, 2004; Fehling et al., 2014; Massicotte, 2017a).

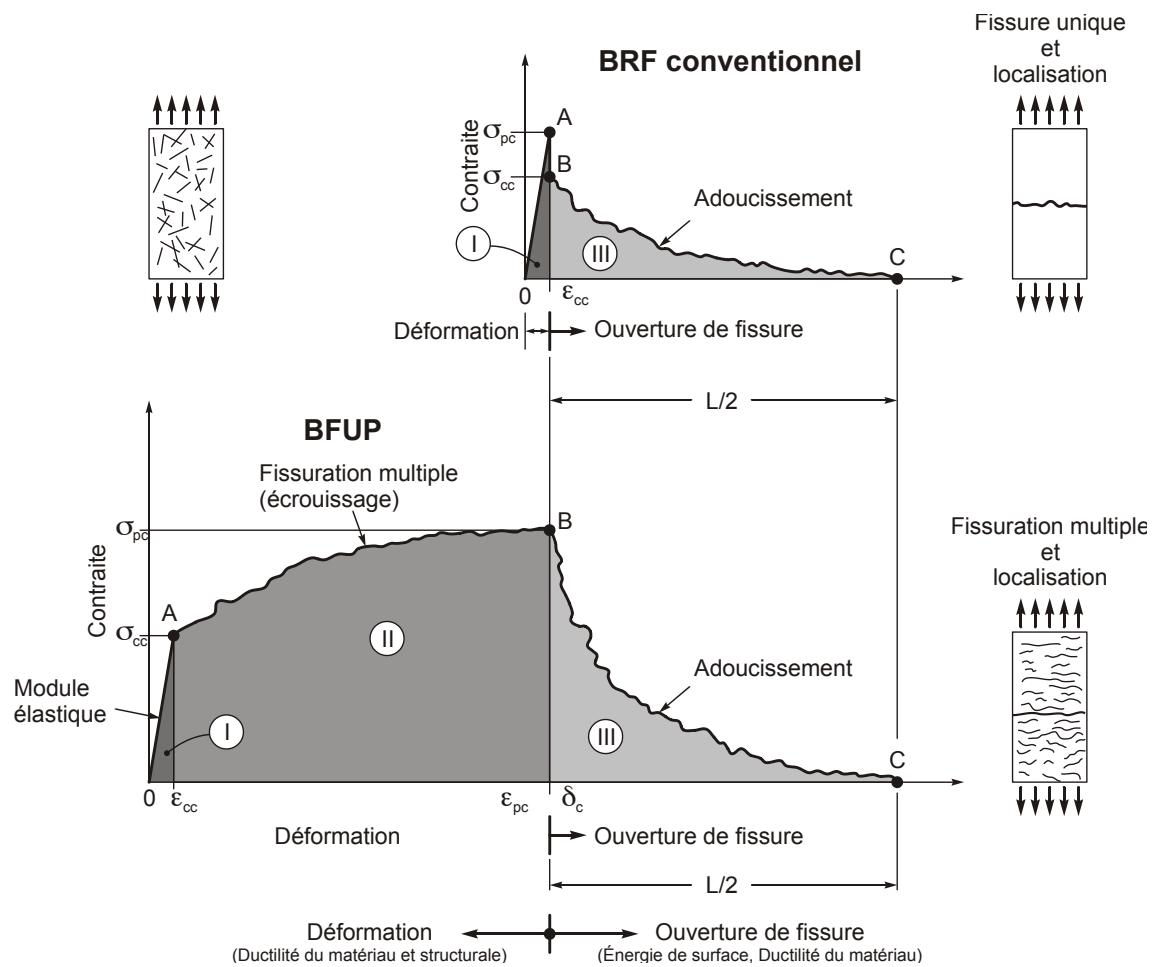


Figure 2-2 : Comportement en traction directe des BRF (Massicotte, 2017a)

2.1.2.2 Retrait et cure du BFUP

Le principal retrait présent chez les BFUP est celui endogène, dû à la grande quantité de ciment présent dans le matériau et le faible volume d'eau (Denarié, 2004). Le BFUP fait également du retrait de dessiccation, mais ce dernier est réduit, puisque la matrice très compacte du matériau l'empêche de perdre son eau (Charron & Desmettre, 2013). Il faut par contre que la cure soit adéquate (AFGC, 2013). En effet, il est important de couvrir le plus rapidement possible la surface à l'air libre fraîchement coulée du BFUP. Cela réside premièrement dans le fait que le rapport E/C est faible et qu'il faut éviter que le béton perde son eau au jeune âge (SIA, 2015). De plus, le BFUP a tendance à sécher rapidement en surface, emprisonnant ainsi des bulles d'air sous cette croûte. En couvrant la surface libre d'un film plastique directement en contact avec le BFUP, les bulles d'air peuvent ainsi remonter en surface et s'échapper du béton (Beaurivage, 2009). Une cure conservant les pores saturés est de mise avec les BFUP (Charron & Desmettre, 2013). La SIA (2015) recommande d'effectuer une cure humide, par arrosage quotidien du BFUP, pendant 7 jours, immédiatement après que la prise du béton ait été faite. Il est à noter qu'une cure thermique, essentiellement utilisée pour la production d'éléments préfabriqués, peut avoir des effets bénéfiques sur le BFUP (Denarié, 2004).

2.1.3 Orientation des fibres

Bien que les bétons renforcés de fibres offrent des propriétés remarquables, ceux-ci doivent être traités avec attention. Tout d'abord, l'orientation des fibres dans l'élément structural affecte son comportement et sa résistance, puisque celles-ci travaillent en traction. Pour travailler le plus efficacement possible, une fibre doit être positionnée perpendiculairement à la fissure. Une fibre parallèle à une fissure agit même défavorablement en créant un plan de faiblesse. Ainsi, lors de la coulée des éléments, les fibres, tout comme les aciers d'armature, doivent être orientées autant que possible parallèlement aux efforts de traction envisagés. Ce qui importe, c'est la quantité de fibres bien orientées par rapport à l'éventuelle fissuration et non la quantité totale de fibres dans le matériau (Charron, 2016a). Il est possible, dans certaines conditions, d'orienter préférentiellement les fibres en sachant que la majorités des fibres ont tendance à s'orienter parallèlement à l'écoulement du béton et parallèlement aux parois du coffrage (Fehling et al., 2014). Lorsque l'orientation des fibres ne peut être contrôlée, ce qui est le cas par exemple pour les éléments massifs, il importe de quantifier la dispersion et l'orientation des fibres dans le

volume par rapport aux conditions favorables retrouvées dans les spécimens utilisés pour caractériser les propriétés en traction. Finalement, afin de ne pas créer des zones sans fibre, la vibration interne du mélange est à proscrire.

2.1.4 Essais de caractérisation du comportement en traction

Puisqu'une des principales caractéristiques des bétons fibrés est la résistance post-fissuration en traction, divers essais ont été élaborés afin de caractériser ce comportement. À cette fin, cinq types d'essais sont utilisés à Polytechnique, soit les essais de traction directe sur os, les essais de traction sur carottes entaillées, les essais de flexion sur dallettes prismatiques, les essais de flexion sur dallettes circulaires ainsi que les essais de flexion sur prismes entaillés.

2.1.4.1 Traction directe sur os

L'essai et la géométrie des spécimens d'os ont été développés à Polytechnique (Beaurivage, 2009). Ils consistent à solliciter en traction un spécimen entièrement fait de béton. Chaque spécimen consiste en une plaque de béton de 50 mm d'épaisseur ayant une section centrale réduite (figure 2-3) de dimension constante afin d'y localiser la rupture. La contrainte est directement obtenue en divisant la charge par l'aire de cette section. Des extrémités plus larges permettent le serrage du spécimen dans les mâchoires de la presse. Lors de la coulée des spécimens, le béton doit être versé dans le coffrage de manière à orienter préférentiellement les fibres parallèlement aux efforts de traction. Au total, 4 capteurs de type LVDT sont fixés au spécimen. Deux de ces capteurs sont situés sur chacune des faces étroites de l'os et servent à mesurer les déplacements ayant lieu dans la section réduite. Les deux autres capteurs, positionnés sur les faces larges ancrés au-delà de la section réduite, servent à contrôler la réalisation de l'essai. Tel que le mentionne l'auteur de ce type d'essais, une attention particulière doit être portée au niveau du montage afin d'éviter de créer de la flexion et/ou de la torsion lors de la mise en place du spécimen et de l'essai, ce qui causerait de la fissuration parasite dans le spécimen.

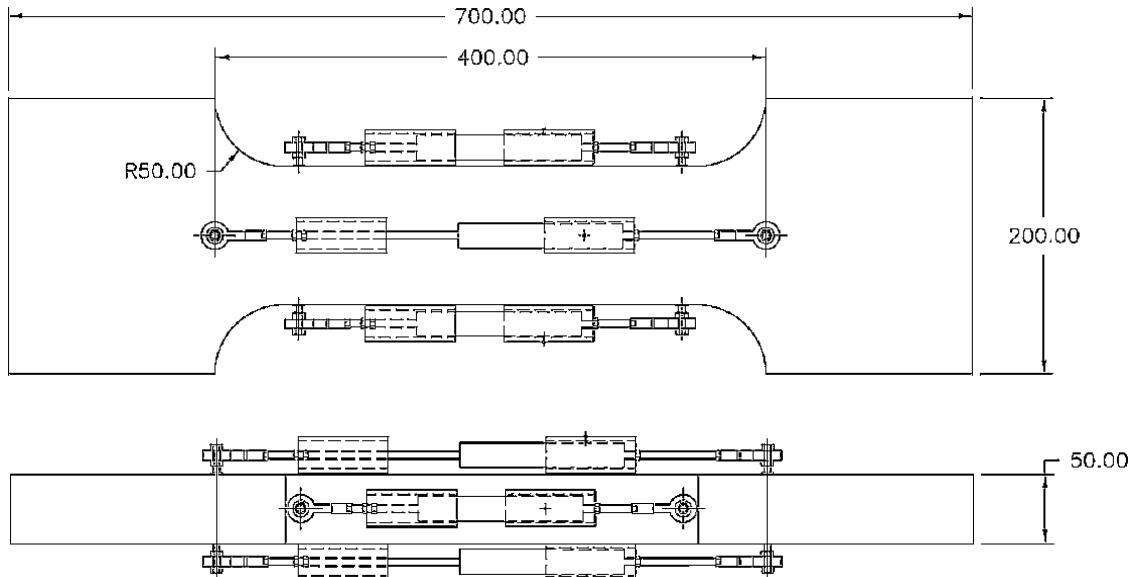


Figure 2-3 : Spécimen d'os (Delsol, 2012)

Les coffrages étaient initialement fait de bois, mais ont par la suite été fait fabriqués en acier afin de s'assurer d'avoir des spécimens parfaitement plans et droits. Tel qu'il sera mentionné au chapitre 4, ces essais, sous leur forme actuelle, présentent toutefois plusieurs problèmes.

2.1.4.2 Traction directe sur carottes entaillées

Cet essai est une seconde façon de mesurer directement le comportement d'un BRF en traction. Il est inspiré de la norme RILEM TC 162-TDF (RILEM, 2001). Pour ce faire, il faut prélever une carotte au sein de l'élément structural et la soumettre à des efforts de traction. Il est important de comprendre que selon la position de la carotte prélevée, les résultats obtenus diffèreront étant donné l'orientation des fibres dans l'élément. Pour réaliser l'essai, la carotte d'un diamètre de 95 mm et d'une longueur de 100 mm, doit être entaillée d'une profondeur de 10 mm à mi-longueur. Lors de l'essai, 3 extensomètres mesurent la fissuration au niveau de l'entaille (de Montaignac de Chauvance, 2011). Cet essai est représenté à la figure 2-4.

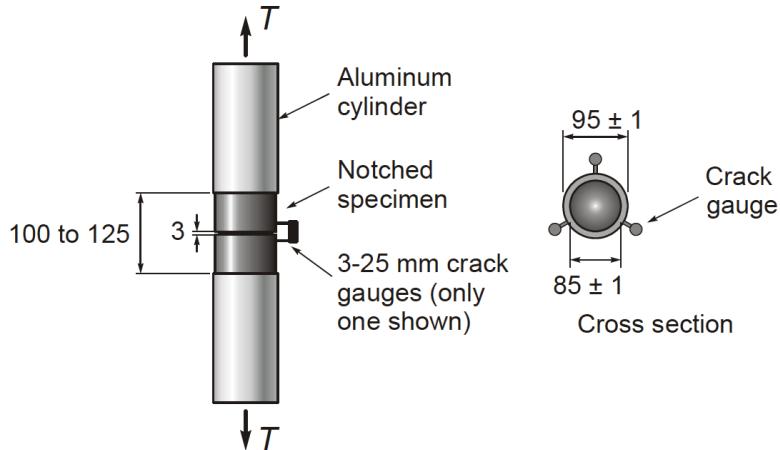


Figure 2-4 : Traction directe sur carotte entaillée (de Montaignac de Chauvance, 2011)

Par contre, malgré que les résultats obtenus soient directement utilisables pour quantifier la résistance en traction, la préparation et l'essai sont difficiles à réaliser dû particulièrement à la manière dont le spécimen est retenu et à la stabilité de l'essai. De plus, étant donné la présence d'une entaille, le plan de faiblesse est dicté. La résistance obtenue, n'est donc pas celle de la section faible (de Montaignac de Chauvance, 2011) et peut, par conséquent, être surestimée.

2.1.4.3 Flexion sur dallettes prismatiques

Une autre façon de caractériser le matériau en traction est de faire des essais en flexion 4 points. Les essais sur dallettes prismatiques ont été adaptés à Polytechnique, mais sont inspirés des essais suisses (SIA, 2015) et français (AFGC, 2013). Le principe pour retrouver la résistance en traction du béton à partir des essais en flexion est relativement simple. La figure 2-5 supporte les équations suivantes qui explicitent ce calcul.

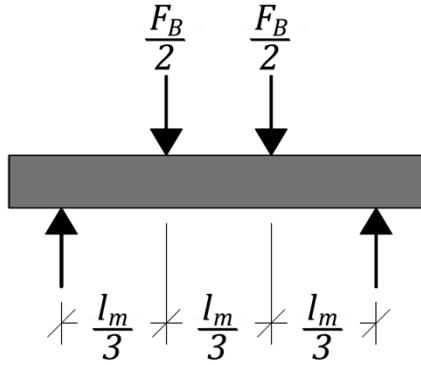


Figure 2-5 : Géométrie des essais sur dallettes prismatiques

D'abord, le moment constant entre les appuis supérieurs est donné par (Éq. 2.1). Il est à souligner que dans ces essais, l'espacement supérieur des charges est égal au tiers de la portée.

$$M = \frac{F_B}{2} \cdot \frac{l_m}{3} = \frac{F_B \cdot l_m}{6} \quad (2.1)$$

où M : Moment flexionnel

F_B : Charge appliquée par la presse

l_m : Portée du spécimen

La contrainte de traction élastique équivalente dans le spécimen est donnée par (Éq. 2.2).

$$\sigma_t = \frac{M \cdot y_t}{I} = \frac{M}{S} = M \cdot \frac{6}{b_m \cdot h_m^2} \quad (2.2)$$

où σ_t : Contrainte à la fibre tendue

y_t : Distance entre l'axe neutre et la fibre tendue

I : Module d'inertie de la section transversale

S : Module de section de la section transversale

b_m : Moyenne des largeurs mesurées de l'éprouvette

h_m : Moyenne des épaisseurs mesurées de l'éprouvette

En incorporant (Éq. 2.1) dans la (Éq. 2.2) :

$$\sigma_t = \frac{F_B \cdot l_m}{6} \cdot \frac{6}{b_m \cdot h_m^2} = F_B \cdot \frac{l_m}{b_m \cdot h_m^2} \quad (2.3)$$

Cette équation représente la résistance flexionnelle du spécimen, puisque l'hypothèse derrière cette équation est que les contraintes varient linéairement de la fibre comprimée à la fibre tendue (figure 2-6c « Élastique »). Ceci est faux après la fissuration de la matrice. Il convient plutôt d'utiliser une distribution de contraintes telle que celle présentée à la figure 2-6c au-dessus du terme « Plastique », bien que certaines hypothèses se cachent derrière. En effet, la distribution réelle des contraintes ressemble plutôt à celle illustrée à la figure 2-6b.

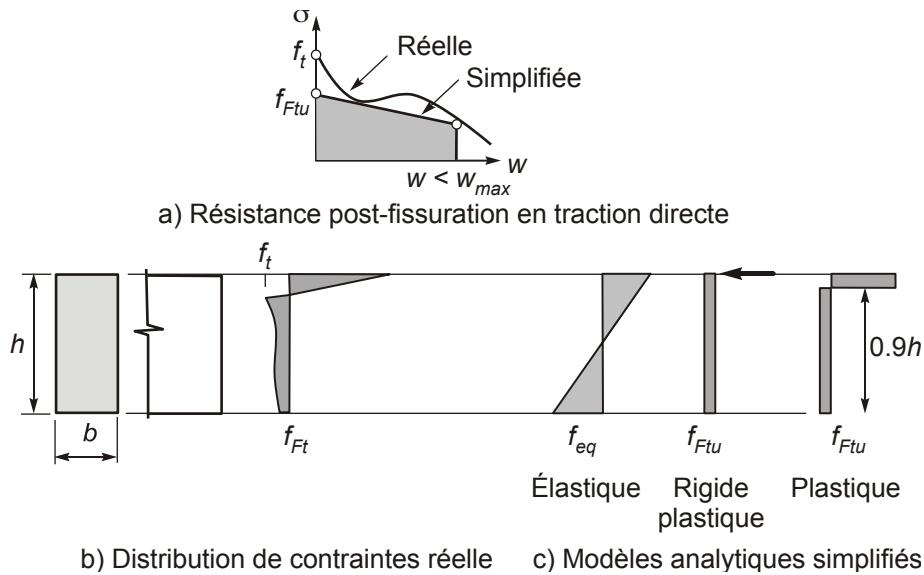


Figure 2-6 : Distribution des contraintes pour un spécimen en flexion (Massicotte, 2017b)

En se basant sur la distribution à l'ultime hypothétique, le moment est alors donné par (Éq. 2.4).

$$M = 0.45 \cdot b_m \cdot h_m^2 \cdot f_{Utu} \quad (2.4)$$

où f_{Utu} : Résistance à la traction du BFUP

En égalisant (Éq. 2.1) à (Éq 2.4), (Éq 2.5) est obtenue.

$$M = \frac{F_B \cdot l_m}{6} = 0.45 \cdot b_m \cdot h_m^2 \cdot f_{Utu} \quad (2.5)$$

La résistance en traction est obtenue en isolant la résistance à la traction du BFUP de l'équation précédente :

$$f_{Utu} = \frac{F_B \cdot l_m}{6 \cdot 0.45 \cdot b_m \cdot h_m^2} = 0.37 \cdot F_B \cdot \frac{l_m}{b_m \cdot h_m^2} \quad (2.6)$$

La norme suisse (SIA, 2015) propose un facteur de 0.383 plutôt que de 0.37 (Éq. 2.7). Cette équation est basée sur une distribution des contraintes plus réalistes et est calibrée avec des spécimens d'une épaisseur de 30 mm.

$$f_{Utu} = 0.383 \cdot F_B \cdot \frac{l_m}{b_m \cdot h_m^2} \quad (2.7)$$

Les spécimens utilisés à Polytechnique ont une épaisseur de 50 mm, une largeur de 150 mm et une longueur de 400 mm. Les charges sont appliquées au tiers de la portée de 300 mm.

La valeur de la résistance en traction pour la conception n'est pas celle obtenue de l'équation précédente. Il faut lui appliquer des coefficients de pondération afin de tenir compte de la durée d'application de la charge, de l'épaisseur de l'élément en BFUP ainsi que le comportement étudié (global ou local). Ces deux derniers facteurs visent à tenir compte de l'orientation des fibres dans le matériau (SIA, 2015).

2.1.4.4 Flexion sur dalle circulaire

Des essais de flexion sur dalle circulaire peuvent également être réalisés afin d'obtenir la résistance en traction du matériau, tel que décrit dans la norme ASTM C1550-12a (2012). Pour ce faire, une dalle circulaire d'un diamètre de 800 mm, ayant une épaisseur de 80 mm, supportée par trois appuis est soumis à une charge ponctuelle centrée. Un seul capteur de type LVDT positionné sous la dalle vis-à-vis le vérin mesure la flèche. À partir d'équations basées sur la théorie des lignes de rupture, la résistance en traction peut-être calculée. La figure 2-7 illustre cet essai. Bien que le montage soit relativement simple, le poids des spécimens rend la mise en place de l'essai plus difficile (de Montaignac de Chauvance, 2011).

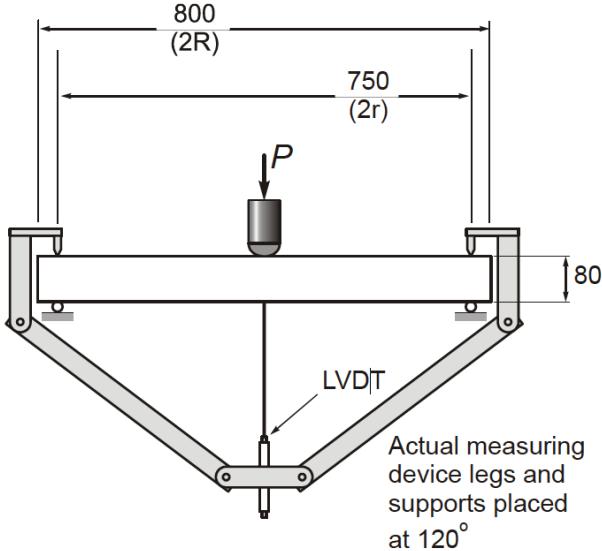


Figure 2-7 : Essais sur dalle circulaire (de Montaignac de Chauvance, 2011)

2.1.4.5 Flexion sur prismes entaillés

Essentiellement utilisés sur des bétons renforcés de fibres conventionnels, des essais de flexion 3 points sur prismes entaillés sont également utilisés afin de caractériser en traction le matériau. Le comité européen de normalisation (CEN) propose l'essai décrit dans la norme EN 14651 (CEN, 2005), qui a initialement été développé par la RILEM (2002).

Il s'agit en fait d'un prisme de béton entaillé à mi-portée, assurant le développement de la fissure le long d'une section réduite dont l'aire est connue. Cette norme propose l'équation (Éq. 2.8) pour calculer la résistance flexionnelle du spécimen (CEN, 2005). Il est à noter que la nomenclature des variables a été quelque peu modifiée afin de correspondre à celle du présent document.

$$\sigma_t = \frac{3}{2} \cdot \frac{F_B \cdot l_m}{b_e \cdot h_e^2} \quad (2.8)$$

où b_e : Largeur mesurée de l'éprouvette au droit de l'entaille

h_e : Épaisseur mesurée de l'éprouvette au droit de l'entaille

Tel qu'expliqué pour les dallettes prismatiques, pour retrouver la résistance en traction du béton, une autre équation s'impose. Considérant une distribution des contraintes au-dessus de l'entaille telle que présentée à la figure 2-6b, (Éq. 2.9) est obtenue.

$$f_{Utu} = 0.55 \cdot \frac{F_B \cdot l_m}{b_e \cdot h_e^2} \quad (2.9)$$

2.2 Applications structurales avec des bétons renforcés de fibres

2.2.1 Bétons renforcés de fibres conventionnels

Les BRF conventionnels ont des applications structurales variées, que ce soit en bâtiments ou en ponts. Voici une liste non exhaustive d'exemples d'utilisations de ces bétons mentionnés principalement dans Rossi (1998) :

- Pieux ;
- Poutres et planchers de bâtiments ;
- Béton projeté pour le soutènement de tunnels ;
- Béton projeté de réparation ;
- Depuis un peu plus de deux décennies, quelques ponts du Québec ont pu profiter des qualités du BRF dans la construction de leur dalle. Pour la majorité, l'armature requise avec un BO n'a pas été réduite malgré l'utilisation des BRF. Ceux-ci ont été répertoriés dans (Massicotte, Faggio, Cordoni, Nour, & Conciatori, 2014) :
 - St-Jérôme (portée de 40 m) en 1998 ;
 - Maskinongé (portées de 31 m) en 1998 ;
 - Cavendish (portées de 30 m) en 1999 ;
 - St-Antoine (portées de 28 m) en 2002 ;
 - Risi (portées de 43 m) en 2002.

2.2.2 BFUP

Bien qu'au Québec l'usage du BFUP n'est pas encore très répandu, plusieurs projets ont fait usage de ce matériau un peu partout à travers le monde depuis plusieurs années. Voici un bref survol non exhaustif de quelques applications structurales utilisant du BFUP.

- Passerelles piétonnières en BFUP :
 - Passerelle de Sherbrooke, Québec en 1997 (premier ouvrage d'art fait en BFUP, portée de 60 m) (ACI, 2016) ;
 - Passerelle de la Paix, Séoul, Corée du Sud (portée de 120 m) (Fehling et al., 2014) ;
 - Poutres et dalles de la passerelle enjambant l'Ovejas Ravine, Alicante, Espagne (portée de 43.5 m) (Serna, López, Camacho, Coll, & Navarro-Gregori, 2014) ;
 - Dalle préfabriquée avec joints en BFUP de la passerelle Isabey-Darnley à Montréal, Québec en 2016 (longueur de 60 m) (ACI, 2016).
- Renforcement de la dalle de roulement avec une mince couche de BFUP armé :
 - Viaduc de Chillon, Veytaux, Suisse en 2014-2015 (Brühwiler, 2016).
- Colonnes porteuses en forme d'arbres du Musée des Civilisations de l'Europe et de la Méditerranée (MuCEM), Marseille, France en 2012 (Fehling et al., 2014) ;
- Joints de dalles préfabriquées de ponts :
 - Réfection du pont autoroutier à Rainy Lake, Ontario, en 2006 (première utilisation nord-américaine de joints de dalles en BFUP) (Doiron, 2012; Perry, Vic H., Krisciunas, & Stofko, 2012; Perry, V.H., Scalzo, & Weiss, 2007) ;
 - Construction du Mackenzie River Twin Bridges, Ontario, en 2010-2011 (Perry, Vic H. et al., 2012) ;
 - Réfection du tablier du pont de Godbout, Québec en 2017 (MTMDET, 2016).

De nombreux projets de recherche utilisant les avantages du BFUP ont été effectués et d'autres sont également en cours. En voici un bref aperçu :

- Renforcement sismique de piles de ponts à l'aide de chemisage en BFUP (Boucher-Proulx, 2008; Dagenais, 2014; Garneau, 2015; Jolicoeur, 2016)
- Éléments préfabriqués :
 - o Parapets de ponts (Charron, Damry, Desmettre, & Massicotte, 2013; Thiaw, 2014) ;
 - o Pré-dalles de ponts (Lessard, 2009) ;
 - o Dalles de ponts (Bergeron, 2013; Lachance, 2015).
- Joints de connexion poutre-colonne pour les éléments préfabriqués de bâtiments (Maya & Albajar, 2012) ;
- Joints de dalles préfabriquées de ponts (Cheung & Leung, 2011; Faggio, 2014; FHWA, 2010, 2012, 2014; Gascon, 2016; Graybeal, B. A., 2011; Harryson & Gylltoft, 2001; Hartwell, 2011; Perry, V., Dykstra, Murray, & Rajlic, 2010; Perry, Vic H. et al., 2012; Perry, Vic H. & Royce, 2010; Perry, V.H. et al., 2007; Tremblay, 2016; Verger-Leboeuf, 2016).

2.2.3 Sommaire

L'ensemble de ces projets utilisent les BRF afin de tirer avantages de leurs propriétés. Bien qu'ils soient plus dispendieux que les bétons ordinaires, il arrive que leur utilisation se fasse purement pour des raisons économiques. En effet, ces derniers peuvent permettre entre autre de réduire la quantité d'armature et de réduire la dimension des éléments. Tout dépendant de la performance du BRF utilisé, ceux-ci ont, à divers degrés, une perméabilité plus faible ce qui permet d'accroître la durabilité des éléments et par conséquent de réduire les coûts à long terme en réduisant la maintenance requise et en allongeant la durée de vie des éléments.

2.3 Essais sur dalles

Plusieurs projets de recherche portant sur les dalles de ponts ont été effectués à Polytechnique Montréal et un peu partout à travers le monde au cours des dernières décennies. Cette section présente un résumé des travaux ayant trait aux dalles en bétons de fibres, aux dalles préfabriquées, ainsi qu'aux joints en BFUP de dalles préfabriquées. Il est à noter que seules les

recommandations, où il est question de barres d'armatures en aciers, sont considérées dans cette revue de littérature. Une attention particulière a été portée aux travaux réalisés à Polytechnique Montréal, puisque depuis de nombreuses années, plusieurs projets ont porté sur les dalles de ponts, ainsi que sur les bétons fibrés.

2.3.1 Dalles en béton renforcés de fibres

Les conclusions et observations suivantes sont tirées des différentes études sur les dalles de ponts en BRF :

- les dalles en béton renforcé de fibres offrent un meilleur contrôle de la fissuration, c'est à dire des ouvertures de fissures plus fines et un patron de fissuration plus constant (Bélanger, 2000) ;
- l'utilisation de fibres permet de diminuer la quantité d'armatures de flexion et de diminuer la largeur des fissures (Bélanger, 2000; Moffatt, 2001) ;
- suite aux essais de fatigue, les spécimens avec béton ordinaire ont une rigidité moindre que ceux en béton fibré (Bélanger, 2000) ;
- la présence de fibres permet une meilleure adhérence des barres d'armature, due à un meilleur confinement (Moffatt, 2001) ;
- le comportement en flexion des dalles en BRF [BFHP50MPa 0.64%] est très ductile et similaire avec et sans chargement cyclique (Nolet & Massicotte, 2002).

2.3.2 Dalles préfabriquées

Les conclusions et observations suivantes sont tirées des différentes études sur les dalles préfabriquées de ponts en BRF :

- les essais cycliques sur systèmes pré-dalle/dalle (BHP50MPa/BHP50MPa, BFHP50MPa/BHP50MPa et BFUP+BFHP50MPa/BHP50MPa) ont présenté des comportements moment-flèche équivalents et une résistance ultime similaire à ceux de spécimens de référence soumis à un chargement statique uniquement (Lessard, 2009) ;

- les dalles préfabriquées nervurées en BFHP 0.75% permettent une réduction du poids de l'élément tout en présentant des comportements en flexion et au poinçonnement adéquats (Bergeron, 2013) ;
- l'application d'une charge cyclique n'a pas affecté la résistance à l'ultime des spécimens de dalles, comparativement aux spécimens homologues qui n'ont pas subi de cycles (Lachance, 2015) ;
- l'utilisation de béton renforcé de fibres métalliques permet une réduction jusqu'à 64% de la quantité de barres d'armatures selon le dosage en fibres utilisé et la résistance de la matrice (Lachance, 2015).

2.3.3 Joints en BFUP de dalles préfabriquées

Plusieurs types de joints sont nécessaires afin d'assembler les dalles préfabriquées sur un pont. Ceux-ci sont représentés sur la figure 2-8 et la figure 2-9. D'abord, des joints longitudinaux couverts au-dessus des poutres permettent la transmission des efforts de cisaillement horizontaux de la dalle vers la poutre. Ces joints nécessitent la présence de pochettes faisant surface afin de pouvoir y insérer le matériau de liaison. Des pochettes isolées existent également. Elles fixent localement la dalle sur la poutre. Un autre type de joint longitudinal ouvert au-dessus des poutres permet à la fois de transmettre les efforts de cisaillement, mais également les efforts de flexion au droit de la poutre. D'autres joints raccordent les dalles préfabriquées longitudinalement entre-elles et sont situés dans le vide entre les poutres. Finalement, il existe également des joints transversaux au sens des poutres. Bien entendu, tous ces types de joints doivent également reprendre les efforts de cisaillement verticaux et horizontaux.

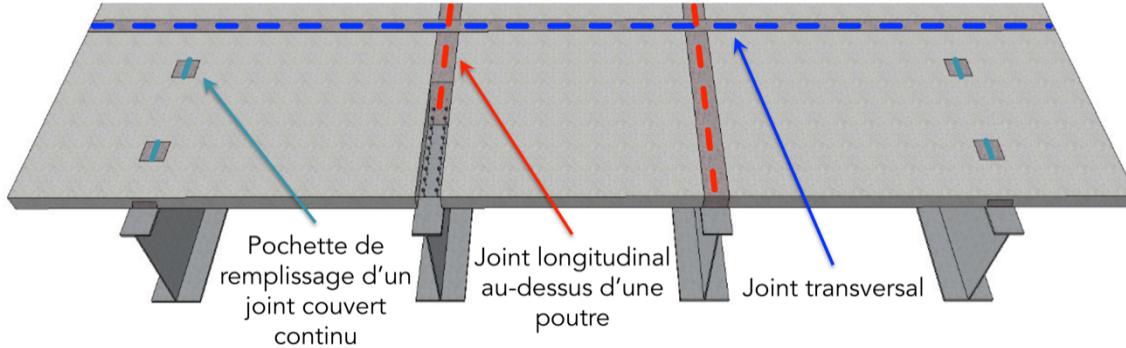


Figure 2-8 : Types de joints (Adapté de Verger-Leboeuf (2016))

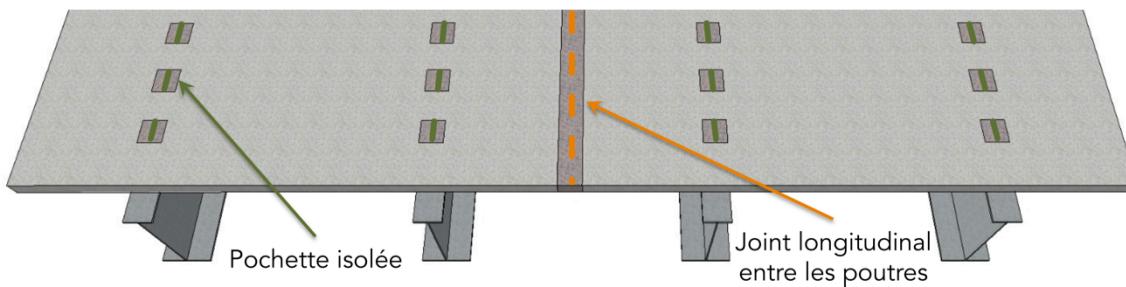


Figure 2-9 : Types de joints (Adapté de Verger-Leboeuf (2016))

Il est à noter que tous ces joints sont réalisables autant avec des poutres en béton qu'avec des poutres en acier (structure mixte). Seuls les types de connecteurs en cisaillement et la largeur des joints sont différents.

Suite à de nombreux essais et analyses, plusieurs conclusions sont tirées et des recommandations sont proposées par divers chercheurs. Il est important de mentionner que les conclusions et recommandations qui sont décrites dans cette section ont été tirées de recherches ayant des paramètres différents. En effet, le type de BFUP utilisé dans le joint (fournisseur, quantité et type de fibres, résistances, etc.), la résistance du béton des dalles préfabriquées, l'épaisseur des dalles, la largeur et la forme des joints, la rugosité de l'interface dalle-joint, le type et le diamètre des aciers d'armature, l'enrobage, le protocole expérimental (application de la charge, taux de chargement, amplitudes de charge, etc.) pour ne nommer que ces paramètres, varient d'un projet à l'autre, d'autant plus que ces facteurs ne sont pas tous décrits dans les différentes publications.

Il est important de spécifier que plusieurs BFUP de différents fournisseurs sont maintenant disponibles sur le marché. Bien qu'ils soient tous reconnus comme étant des BFUP, ces derniers

possèdent tout de même des propriétés qui peuvent être bien différentes. Pour les projets et essais mentionnés dans cette section, deux BFUP commerciaux ont été utilisés, soit celui de Lafarge nommé « Ductal » et celui de Matériaux King nommé « UP-F% Poly ».

Pour les conclusions et recommandations de la prochaine section, certaines caractéristiques des spécimens, lorsque disponibles, sont indiquées entre crochets. Ainsi, le type de barre et la longueur de chevauchement sont mentionnés, suivi de la marque commerciale (« BFUP » si non indiqué) et le pourcentage de fibres du BFUP contenu dans le joint.

2.3.3.1 Joints de cisaillement et pochettes

Pour les joints de cisaillement et pochettes, les conclusions suivantes sont tirées des études antérieures récentes :

- la performance en traction et en cisaillement du BFUP est indispensable pour la réalisation de ce type de joints (FHWA, 2012) ;
- l'utilisation de barres de petit diamètre est préférable pour le lit d'armature inférieur, afin de réduire l'amplitude des contraintes locales (FHWA, 2012) ;
- l'importance pour les poutres de béton d'avoir une bonne rugosité au niveau de la surface en contact avec le joint, afin d'avoir une bonne performance en cisaillement (FHWA, 2012) ;
- la nécessité que la distance de coulée entre pochettes doit être d'au plus 3 m, sans quoi la présence des barres d'armature peut nuire à la dispersion des fibres dans le mélange (FHWA, 2014) ;
- la performance d'un joint en BFUP 2% est supérieure à celle d'une dalle en béton ordinaire coulée en place [Ductal 2%] (Gascon, 2016) ;
- les goujons peuvent être positionnés à environ 20 mm sous le lit d'armatures inférieur, sans pour autant ajouter les barres en U exigées par le Ministère, bien que la présence de ces barres réduit la fissuration du béton (figure 2-10), avec l'exigence que la tête des goujons se retrouve au-dessus de la fibre inférieure de la dalle [Ductal 2%] (Gascon, 2016). La FHWA indique plutôt que la distance entre le dessus du connecteur en

cisaillement de la poutre et le dessous du connecteur en cisaillement de la dalle doit être inférieur à 76 mm (FHWA, 2014) ;

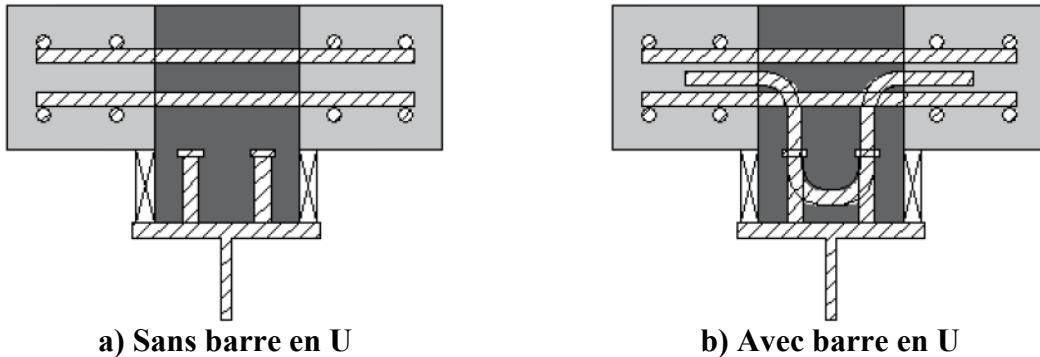


Figure 2-10 : Détails d'armature au niveau des goujons (Gascon, 2016)

- la ductilité en cisaillement est légèrement moindre dans un joint en BFUP que dans une dalle en béton ordinaire ou en BFHP. [Ductal 2%] (Gascon, 2016) ;

2.3.3.2 Joints longitudinaux ouverts au-dessus des poutres

Pour les joints longitudinaux ouverts au-dessus des poutres, les conclusions suivantes sont tirées des études antérieures récentes :

- la présence d'ailes supérieures au niveau du joint (figure 2-11) augmente la ductilité en moment négatif du spécimen comparativement à un joint droit due au fait que la fissuration ne peut plus se propager en ligne droite [20M ; Ductal 2%] (Tremblay, 2016) ;

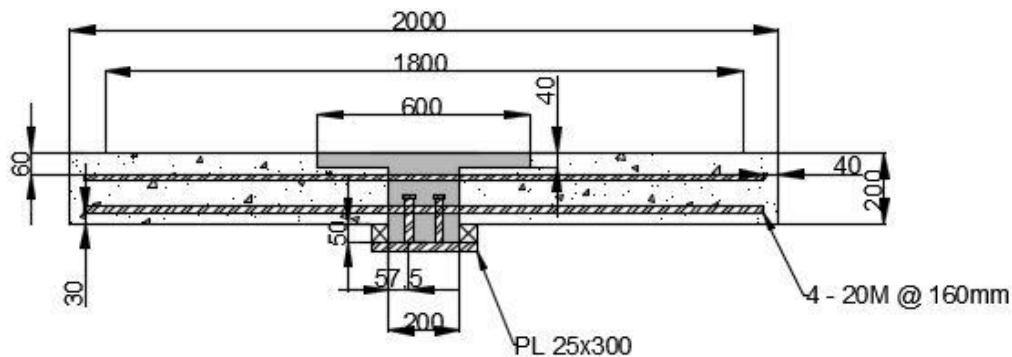


Figure 2-11 : Ailes supérieures du joint (Tremblay, 2016)

- l'interruption des barres du lit inférieur afin de ne pas entrer en conflit avec les goujons des poutres existantes lors de remplacement de dalles a été fait en repliant les barres

interrompues vers le bas (figure 2-12), détail qui a provoqué la rupture en fatigue des armatures après à peine 600 000 cycles [20M ; Ductal 2%] (Tremblay, 2016), une autre solution restant à être développée.

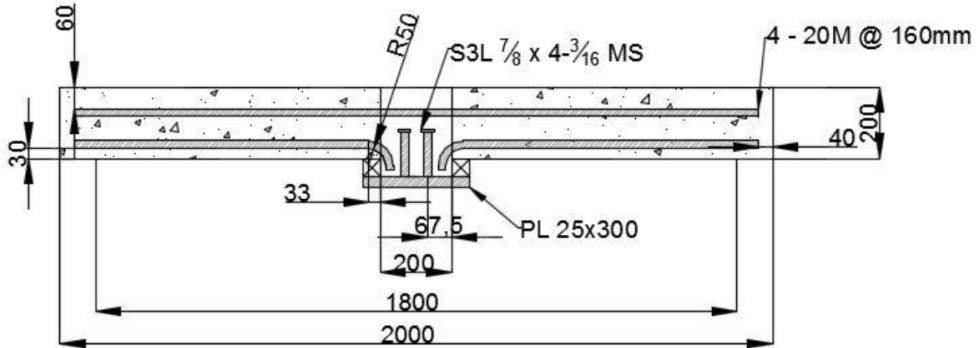


Figure 2-12 : Barres interrompues au lit inférieur (Tremblay, 2016)

2.3.3.3 Joints longitudinaux entre les poutres

Pour les joints longitudinaux entre les poutres, les conclusions suivantes sont tirées des études antérieures récentes :

- dès l'amorce de l'ouverture de l'interface dalle-joint, il n'y a presque plus de progression de la fissuration dans les éléments de dalle [15M, 10d_b ; BFUP 3%] (Faggio, 2014) ;
- une longueur de chevauchement de 150 mm avec des barres droites 15M ne provoque pas de glissement de la barre lors des essais statiques et cycliques [15M, 10d_b ; BFUP 3%] (Faggio, 2014) ;
- bien que la résistance de spécimens expérimentaux en BFHP soit suffisante avec des longueurs de chevauchement de 5.75d_b et 7.5d_b, la ductilité est inadéquate. Ceci s'explique par la faible longueur de chevauchement [20M ; BFUP 2%] (Verger-Leboeuf, 2016) ;
- la largeur de l'ouverture de l'interface pour la longueur de chevauchement de 7.5d_b (figure 2-13a) respecte la norme jusqu'au double de la charge en service, alors que pour la longueur de 5.75d_b (figure 2-13b), la conception ne respecte pas les critères d'ouverture de fissure de la norme au niveau de l'interface dalle-joint [15M ; BFUP 2%] (Verger-Leboeuf, 2016) ;

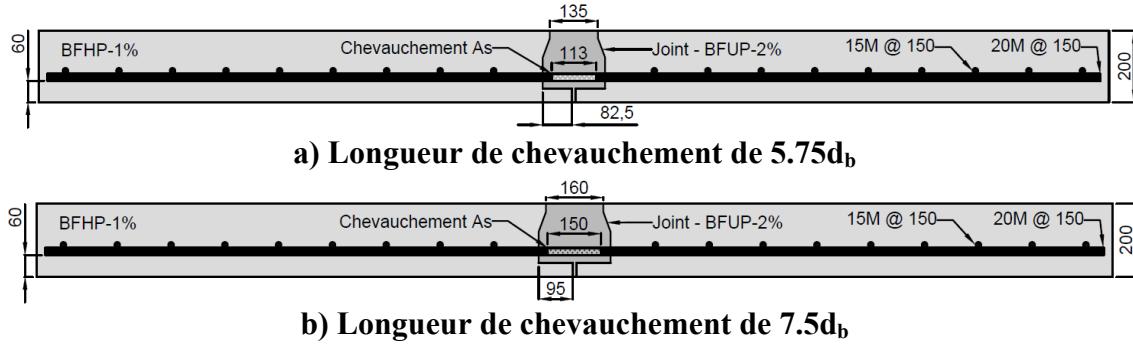


Figure 2-13 : Spécimens en BFHP (Verger-Leboeuf, 2016)

2.3.3.4 Joints transversaux au sens des poutres

Pour les joints transversaux au sens des poutres, les conclusions suivantes sont tirées des études antérieures récentes :

- le comportement structural avec joint en BFUP est équivalent ou supérieur à une dalle monolithique coulée en place [16M, 9.4d_b] (FHWA, 2010) ;
- une fissure dans la dalle simplement supportée de béton ordinaire qui traverse perpendiculairement le joint en BFUP se multiplie en n fissures, mais n fois plus fines dans le BFUP [16M, 9.4d_b] (FHWA, 2010) ;
- la longueur de développement des armatures de 16M, pour des barres non-collées dans du BFUP, est de 150 mm ou moins lorsque le joint est sollicité en flexion, ce qui est suffisant pour provoquer la rupture en fatigue des armatures [16M, 9.4d_b] (FHWA, 2010) ;
- lors de la rupture du spécimen sous charge statique, il y a d'abord fissuration du béton, suivi de la plastification des armatures et finalement il y a rupture en compression du béton [16M, 9.4d_b] (FHWA, 2010) ;
- le comportement cyclique permet une fissuration de la dalle sans décollement de l'interface dalle-joint (figure 2-14) [16M, 9.4d_b] (FHWA, 2010) ;

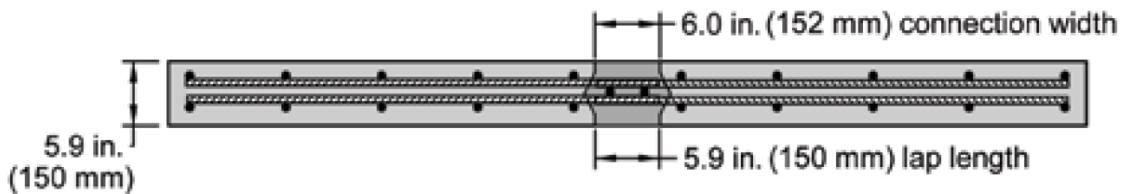


Figure 2-14 : Forme du joint (FHWA, 2010)

- l'interface dalle-joint (figure 2-15) s'ouvre en deçà de la charge de service en moment négatif [Ductal 2%] (Hartwell, 2011) ;

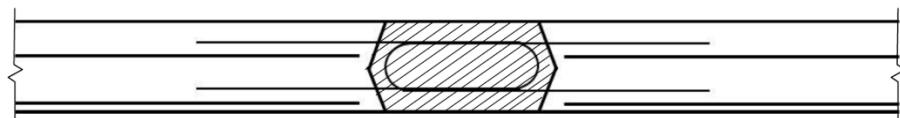


Figure 2-15 : Forme du joint (Hartwell, 2011)

- pour des barres recouvertes d'époxy, il a été observé que la déformation du spécimen en moment négatif s'accroît durant les cycles de fatigue alors que la fissuration se propage en plus d'avoir de nouvelles fissures [Ductal 2%] (Hartwell, 2011) ;
- malgré que le projet portait sur les joints longitudinaux au-dessus des poutres, il est recommandé d'utiliser du BFUP contenant au moins 3% de fibres pour les joints transversaux. Ceci a pour but de réduire les risques d'avoir une répartition non-uniforme des fibres dans le matériau, conduisant à d'éventuels plans de faiblesse [20M ; Ductal 2%] (Tremblay, 2016) ;
- des joints ayant une forme fermée (figure 2-16), ayant une surface avec granulats exposés et dont les barres sont chevauchées sur $10d_b$ procurent une résistance, une rigidité et des ouvertures de fissures similaires à celle d'une dalle coulée en place [15M, $10d_b$; BFUP 2%] (Verger-Leboeuf, 2016).

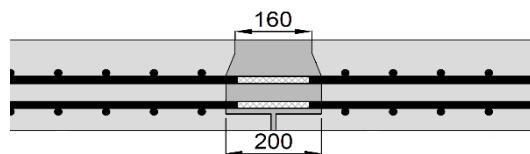


Figure 2-16 : Forme du joint (Adapté de Verger-Leboeuf (2016))

2.3.3.5 Observations générales

Les résultats d'essais rapportés dans la littérature mettent en évidence des situations particulières :

- l'arrachement des barres avant d'atteindre la capacité théorique du spécimen a été observée lors d'un essai statique dans la condition où l'enrobage des barres (non spécifié) dans le joint s'avérait être trop mince et où l'usage d'une aiguille vibrante dans le mélange de BFUP a pu être mise en cause [16M, 6.3d_b] (Harryson & Gylltoft, 2001) ;
- des essais d'arrachement (de type pullout) ont indiqué que les longueurs d'ancrage nécessaires à la rupture des armatures pour des barres d'acier recouvertes d'époxy et des barres d'acier noir varient de 5.8 à 6.6d_b pour des diamètres respectifs de 13 à 19 mm. [Ductal] (Perry, Vic H. & Royce, 2010), alors qu'il est reconnu que ces types d'essais conduisent à des résultats erronés et non conservateurs et sont à proscrire pour déterminer les propriétés d'ancrage des barres (ACI Committee 408, 2003) ;
- durant un essai en fatigue où la charge était augmentée par paliers, une rupture en fatigue dans les armatures s'est produite après plus de 11 millions de cycles, et ce, sans qu'il y ait eu de glissement au niveau des barres d'armatures (l'amplitude de contraintes dans les armatures était en deçà du critère de la norme CSA-S6 (2014)) [16M, 9.4d_b ; BFUP 2%] (Graybeal, B. A., 2011) ;
- l'utilisation de barres finissant en crochet au niveau du joint peut permettre un ancrage adéquat même si l'enrobage est insuffisant [16M ; BFUP 2%] (Cheung & Leung, 2011), mais la forme du crochet doit être considérée avec soin pour éviter des problèmes de fatigue (Tremblay, 2016) (figure 2-12).

2.3.3.6 Recommandations générales

Les résultats d'essais rapportés dans la littérature mettent en évidence des situations particulières :

- étant donné les faibles dimensions des joints, une attention particulière doit être portée au contrôle qualité, puisque le bon comportement du joint est sensible aux erreurs de tolérance (Harryson & Gylltoft, 2001) ;
- des essais expérimentaux en moment négatif ont mis en évidence que l'interface dalle-joint s'ouvre à des niveaux de charges inférieures à celui de service, ce qui a mené à

suggérer d'utiliser de la post-tension lorsque l'action mixte ou la fissuration est considérée [Ductal 2%] (Hartwell, 2011) ;

- la longueur d'ancrage suggérée pour des barres d'armature de 25 mm et moins dans du BFUP 2% ayant une résistance à la compression d'au moins 97 MPa et un enrobage d'au moins $3d_b$ est de $8d_b$ pour atteindre une contrainte f_y de 517 MPa, alors que pour un f_y situé entre 517 et 689 MPa, cette longueur doit être de $10d_b$ (FHWA, 2014) ;
- les longueurs d'ancrage indiquées plus haut doivent être augmentées de $2d_b$ pour un f_y inférieur à 689 MPa avec un enrobage situé entre 2 et $3d_b$ (FHWA, 2014) ;
- la longueur de chevauchement nécessaire pour des barres espacées d'au moins 1.5 fois la longueur de la plus grande fibre doit être d'au moins 0.75 fois la longueur d'ancrage (FHWA, 2014) ;
- pour les barres d'armatures de 25 mm à 36 mm, une longueur d'ancrage d'au moins $8d_b$ est requise (FHWA, 2014) ;
- la mise en place et l'efficacité du BFUP exigent que la distance entre les barres soit au moins 1.5 fois la longueur de la plus grande fibre, exigence applicable aux paires de barres collées si la distance entre 2 paires de barres respecte la distance indiquée (FHWA, 2014) ;
- pour avoir une bonne adhésion de l'interface dalle-joint, la qualité de la surface de la dalle au niveau du joint est importante et doit présenter une bonne micro et macro rugosité, ainsi qu'être saturée superficiellement sèche lors de la coulée du BFUP (FHWA, 2014).

2.4 Fatigue des matériaux

Plusieurs éléments peuvent causer une rupture en fatigue d'un élément structural en béton armé, soit l'armature en traction, le béton en compression ou bien l'interaction entre ces deux composantes, soit l'adhérence acier-béton. Ces trois différents modes de rupture en fatigue sont décrits ci-dessous.

2.4.1 Armatures d'acier

Plusieurs paramètres sont susceptibles d'affecter la résistance en fatigue des barres d'armatures. Au niveau de la microstructure, la composition chimique et la microstructure de l'acier entrent en compte (ACI Committee 215, 1974), particulièrement la grosseur et l'orientation des grains (Rocha Pinto Portela Nunes, 2014). Ces aspects ne sont par contre pas considérés directement lors de la conception d'éléments structuraux. De nombreux essais décrits dans ce qui suit ont permis de déterminer des paramètres qui affectent la résistance à la fatigue des armatures au niveau structural.

- L'écart de contraintes imposé par le chargement en fatigue est le facteur qui a le plus grand impact (Helgason, M. Hanson, F. Somes, Corley, & Hognestand, 1976). Ainsi, plus l'écart de contrainte est grand, plus la résistance à la fatigue diminue (Fei & Darwin, 1999), tel que représenté à la figure 2-17 ;

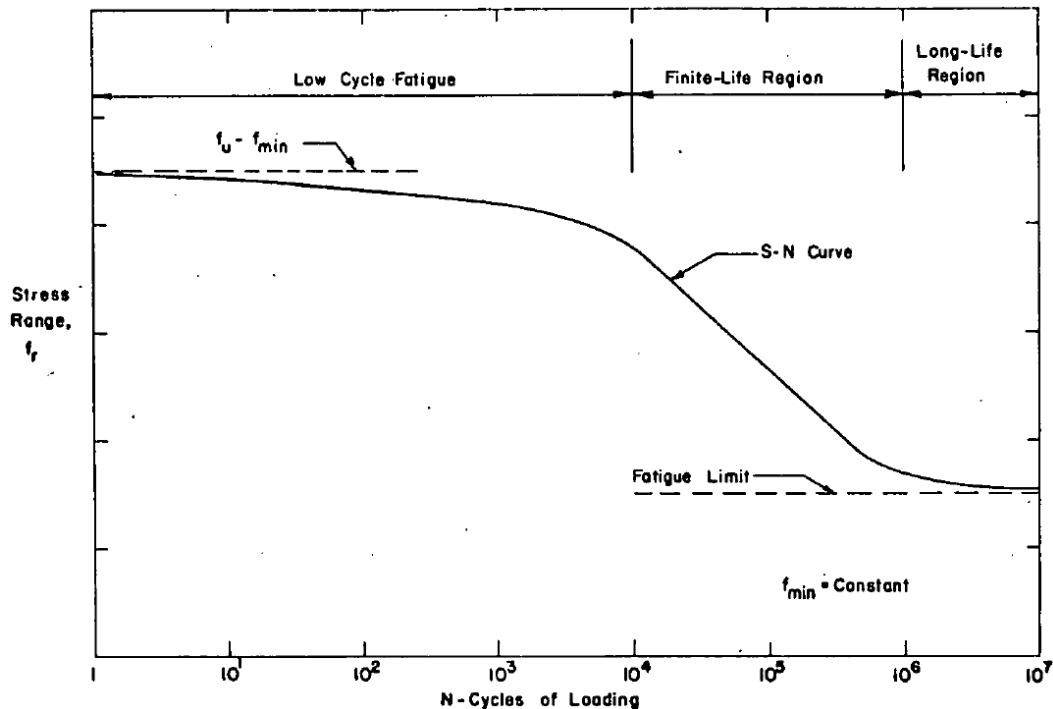


Figure 2-17 : Courbe théorique de l'écart de contraintes admissibles dans une barre d'armature en fonction du nombre de cycles de survie (Helgason et al., 1976)

- La contrainte minimale en fatigue dans les barres influence la résistance à la fatigue. Plus cette contrainte occasionne de la traction dans l'armature, plus la résistance de la barre en

fatigue diminue. À l'inverse, plus l'armature est comprimée, plus sa durée de vie en fatigue s'accroît (Helgason et al., 1976) ;

- Les crénelures et le marquage d'identification sur les armatures créent des zones de faiblesses, bien qu'elles soient nécessaires à une bonne adhérence des barres dans le béton. En effet, ces zones créent des points de concentration de contraintes où la fissuration à la fatigue s'initie (Helgason et al., 1976). Ainsi, une barre d'armature lisse est plus résistante à la fatigue qu'une barre crénelée (Rocha Pinto Portela Nunes, 2014). Suite à des analyses par éléments finis en deux dimensions, Rocha Pinto Portela Nunes (2014) a dégagé les tendances quant à la géométrie des crénelures (figure 2-18) :
 - plus le rayon à la base de la crénelure (r) diminue, plus la concentration de contraintes est élevée ;
 - plus la hauteur de la crénelure (h) augmente, plus la concentration de contraintes est élevée ;
 - plus la largeur de la crénelure (w) augmente, plus la concentration de contraintes est élevée ;
 - plus l'angle formé entre le côté de la crénelure et l'axe de la barre d'armature (α) augmente, plus la concentration de contraintes est élevée ;
 - l'inclinaison de la crénelure par rapport à l'axe de la barre d'armature affecte la position où la zone de contrainte maximale est située ;
 - plus l'espacement des crénelures est petit pour des barres ayant des crénelures non-uniformes (figure 2-19), plus la concentration des contraintes est grande.

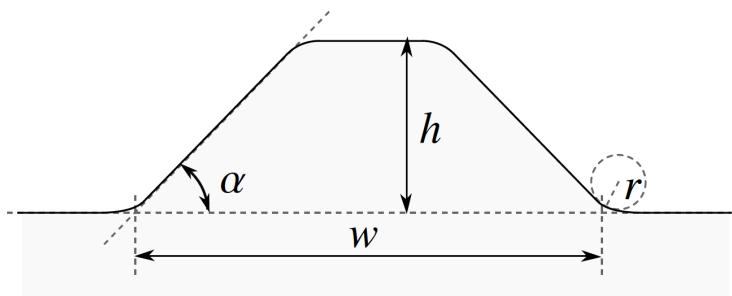


Figure 2-18 : Géométrie de la section d'une crénelure (Rocha Pinto Portela Nunes, 2014)

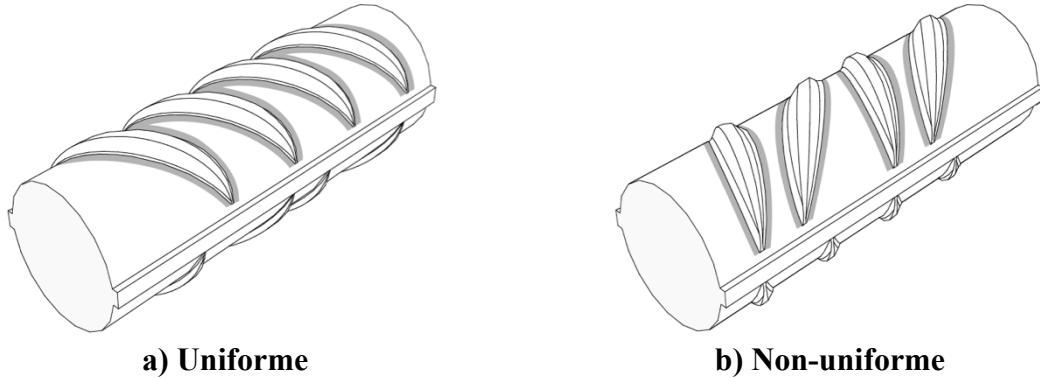


Figure 2-19 : Disposition des crénelures (Rocha Pinto Portela Nunes, 2014)

- Le diamètre de la barre d’armature, ainsi que la géométrie de l’élément structural sont à considérer. Malgré que la contrainte dans une barre soit calculée en considérant sa fibre centrale, la contrainte maximale est en réalité supérieure pour les éléments fléchis. En effet, plus le diamètre de la barre est grand par rapport à la dimension de l’élément, plus ses contraintes réelles à la fibre la plus éloignée de l’axe neutre de l’élément seront grandes (Helgason et al., 1976). Également, plus le diamètre de la barre augmente et plus les concentrations de contraintes le long des crénelures augmentent, quoi que très légèrement (Rocha Pinto Portela Nunes, 2014). De plus, le procédé de fabrication des barres de petit diamètre nécessite plus de travail que celles de plus grand diamètre, ce qui provoque des grains plus fins dans l’acier et par conséquent une meilleure résistance à la fatigue (Weisman, 1969) ;
- Les imperfections de surface (creux et fissures de quelques centaines de micromètres) créées lors de la fabrication des barres nuisent à la résistance à la fatigue, tout comme les crénelures et le marquage d’identification créent des concentrations de contraintes (Rocha Pinto Portela Nunes, 2014) ;
- La nuance de l’acier (limites de plastification et ultime) a montré un impact significatif sur la résistance à la fatigue, mais seulement pour un nombre de cycles variant entre 10 000 et 1 000 000. Plus ces limites sont élevées, meilleure est la résistance à la fatigue (Helgason et al., 1976). Les conclusions de plusieurs études à travers le monde divergent en ce qui concerne l’influence de ces paramètres à long terme (plus d’un million de cycles) (ACI Committee 215, 1974) et des études supplémentaires seraient nécessaires pour clarifier la situation ;

- La présence de soudures sur l'armature vient diminuer considérablement sa résistance à la fatigue. En effet, les soudures créent des zones où il y a une forte concentration de contraintes (ACI Committee 215, 1974). Il y a donc requis d'utiliser de l'acier de nuance soudable (W) lorsque la soudure est requise, ce qui n'est pas le cas pour les dalles de ponts ;
- La présence de corrosion sur l'acier d'armature nuit à sa résistance à la fatigue étant donné la réduction de section qu'elle provoque à la barre (Helgason et al., 1976) ;
- Le pliage des barres peut réduire considérablement la résistance à la fatigue de l'armature (Lenschow, 1982) ;
- Les contraintes résiduelles dans l'acier suite à la fabrication des barres peuvent à la fois être favorables et défavorables à la résistance à la fatigue, dépendamment de la nature des contraintes. Ces contraintes améliorent la résistance à la fatigue si elles sont en compression (Rocha Pinto Portela Nunes, 2014), mais nuisent si elles sont en traction ;
- La présence de béton autour de la barre améliore sa résistance à la fatigue. En effet, le béton, entre ses fissures, reprend une partie de la traction infligée à la barre. Cette amélioration de la résistance est vraie puisque statistiquement il est peu probable que le point le plus faible de la barre arrive au droit d'une fissure. Ainsi, les résistances obtenues d'essais de barres dans l'air sont moindres que celles de barres enrobées de béton (Fei & Darwin, 1999).

2.4.1.1 Publications de référence des normes nord-américaines

Des essais expérimentaux visant à étudier différents paramètres tels que la contrainte minimale dans les armatures, le diamètre des barres, l'enrobage inférieur et la nuance d'acier, ont été effectués sur 236 spécimens de poutres en béton armé par Hanson, Somes et Helgason (1974). Le spécimen ayant le moins bien performé au niveau de l'écart de contraintes en fatigue dans les barres d'armatures est une poutre renforcée au moyen d'une barre d'armature de 35.8 mm de diamètre et ayant une limite élastique de 415 MPa. La poutre a subi une rupture après un chargement cyclique de 1.2 millions de cycles d'une variation de contraintes dans les armatures entre 120.5 MPa et 265.5 MPa), ce qui représente en écart de contrainte de 145 MPa (ACI, 1980).

Cette étude a également permis de conclure que :

- l'écart de contraintes en fatigue dans l'armature est le facteur qui affecte le plus sa durée de vie en fatigue ;
- la durée de vie en fatigue des spécimens est influencée par la contrainte minimale dans les armatures (résistance diminue si contrainte minimale augmente), par le diamètre des barres, ainsi que par la nuance de l'acier (résistance augmente légèrement si nuance plus élevée) ;
- le domaine de vie à long terme (« long-life region ») en fatigue des armatures (figure 2-17) commence aux environs de 1 million de cycles ;
- la majorité des ruptures en fatigue des barres s'est produite au niveau d'une crénelure, sinon la rupture se produisait au niveau du marquage d'identification ;
- l'écart de contraintes minimal dans les barres ayant mené à la rupture des armatures en fatigue, obtenu lors des essais, est de 145 MPa.

Quelques années plus tard, une vaste campagne expérimentale réalisée par Helgason et al. (1976) a permis d'apporter plus de connaissances au sujet de la fatigue des barres d'armature. Plusieurs conclusions ont été tirées de l'étude qui a analysé les résultats de 353 spécimens expérimentaux (dont probablement les 236 spécimens de l'étude précédente) de poutres en béton armé. Divers paramètres ont été variés, tels que le diamètre de barres, la position de l'armature, la nuance d'acier et la provenance de l'armature (fabricant). En plus des conclusions énumérées à la section 2.4.1, cette étude a permis de conclure que :

- la variation de contraintes dans les barres d'armatures, lorsque les contraintes restent toujours en compression, n'implique pas de détérioration en fatigue ;
- les effets du diamètre de barre ainsi que de la nuance d'acier peuvent être négligés lors de l'analyse en fatigue de l'armature ;
- lorsque la limite de fatigue est respectée, l'armature peut théoriquement subir un nombre infini de cycles sans se rompre ;
- la rigidité (flèche) d'une poutre en béton armé n'est pas affectée par un chargement cyclique uniforme, mais plutôt par le retrait et le fluage du béton ;
- la résistance à la fatigue tirée de ces travaux de recherche est égale à :

$$f_r = 145 - 0.33 \cdot f_{min} + 55 \cdot (r/h) \quad (2.10)$$

où f_r : Écart limite de contraintes dans les armatures
 f_{min} : Contrainte de traction minimale (positif)
Contrainte de compression maximale (négatif)
 r : Rayon de l'arc de cercle formé par l'intersection de la base
de la crénelure et du diamètre minimal de la barre
(figure 2-18)
 h : Hauteur de la crénelure (figure 2-18)

Si ces valeurs sont inconnues, il est recommandé par les auteurs d'utiliser 0.3 pour le ratio r/h (Helgason et al., 1976). Il est important de noter que lors des essais originaux, les crénelures ont été photographiées. Les clichés ont ensuite été agrandis afin de mesurer les dimensions nécessaires. Les diamètres ont été évalués en faisant correspondre des cercles de différents diamètres d'un gabarit et ce, selon le bon jugement de l'observateur.

2.4.2 Béton

Les courbes d'évolution de la déformation et du module élastique du béton, au fil des cycles, sont illustrées à la figure 2-20. La fin de la première phase, qui a un comportement quadratique, se termine à 10% de la vie du béton en compression. La seconde phase, linéaire, est suivie d'une phase finale quadratique qui débute à 80% du nombre de cycles total que le béton peut supporter en compression, considérant un chargement uniforme (Zanuy, Albajar, & de la Fuente, 2009).

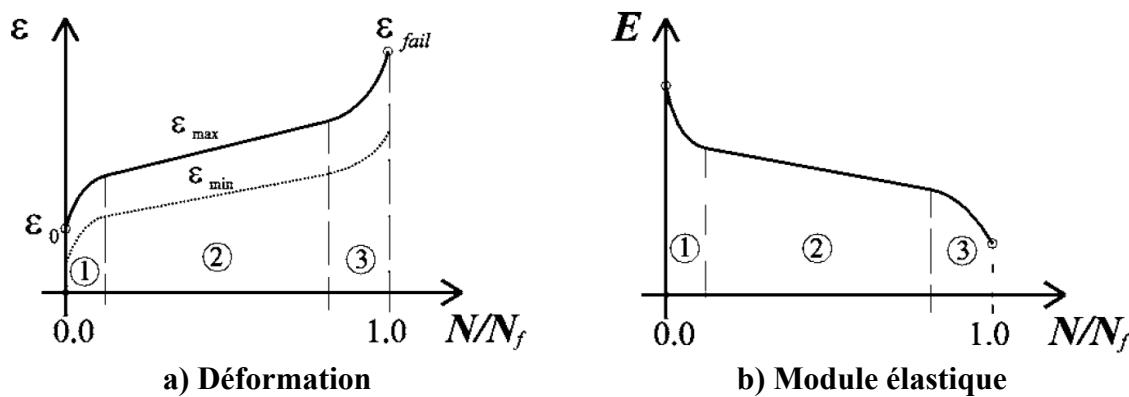


Figure 2-20 : Évolution de la déformation et de la rigidité du béton en compression en fatigue (Zanuy et al., 2009)

La microfissuration est initiée par la présence de vides et de particules plus rigides dans la matrice du béton. Cette microfissuration se propage tout au long du processus de fatigue (Zanuy et al., 2009) et à un certain point, une rupture survient. Par contre, de la fissuration est visible sur les faces externes des spécimens bien avant que cette rupture survienne (ACI Committee 215, 1974).

Un modèle basé sur l'analyse sectionnelle a été développé par Zanuy et al. (2009) afin de modéliser l'endommagement du béton tout au long de cycles de fatigue. Ceci a permis de déterminer qu'il y a une redistribution des efforts à l'intérieur du béton au fil du temps. En effet, le béton moins endommagé suite aux cycles reprendra les efforts du béton plus endommagé, puisque le module élastique du béton diminue au fur et à mesure des cycles, tel qu'il est représenté à la figure 2-20b. Ceci explique la raison pour laquelle, lors d'essais expérimentaux, que des ruptures en fatigue du béton en compression arrivent beaucoup moins fréquemment qu'une rupture en traction des barres d'armatures. Numériquement, des ruptures en fatigue dans le béton ont été constatées lorsque les poutres étaient surarmées et que les charges imposées provoquaient de grands écarts de contraintes.

En ce qui concerne le BFUP, il est rapporté dans Fehling et al. (2014) que son comportement en fatigue n'est pas significativement différent de celui d'un béton ordinaire. La norme suisse 2052:2015-09-21 (SIA, 2015) propose l'équation suivante afin de quantifier la résistance maximale à la fatigue des BFUP dits écrouissants.

$$\sigma_{U,D} = 0.30 \cdot (f_{Utek} + f_{Utuk}) \quad (2.11)$$

où $\sigma_{U,D}$: Limite de fatigue du BFUP

f_{Utek} : Valeur caractéristique de la résistance limite élastique à la traction du BFUP

f_{Utuk} : Valeur caractéristique de la résistance à la traction du BFUP

2.4.3 Adhérence armature-béton

Deux types de chargements cycliques existent, c'est-à-dire un chargement occasionnant des contraintes de compression et de traction dans une même barre d'armature (« reversed loading »), ainsi qu'un chargement variant seulement l'amplitude des contraintes en traction dans une même

barre (« repeated loading ») (Balazs, 1991). Une dalle de pont en fatigue subit uniquement ce deuxième type de chargement, puisque les contraintes dans les armatures ne s'inversent pas, ou vraiment peu, sous les sollicitations en fatigue. D'un point de vue général, le premier cas s'applique lors de séismes (Balazs, 1991), par exemple dans les armatures reliant une pile à sa semelle. Ces chargements sollicitent l'adhérence armature-béton. Cette résistance est assurée par l'adhérence chimique de l'armature au béton (V_a), par la butée des crénelures (V_b) et par la friction (V_f) (ACI-ASCE Committee 408, 2012). Ces trois concepts sont illustrés à la figure 2-21.

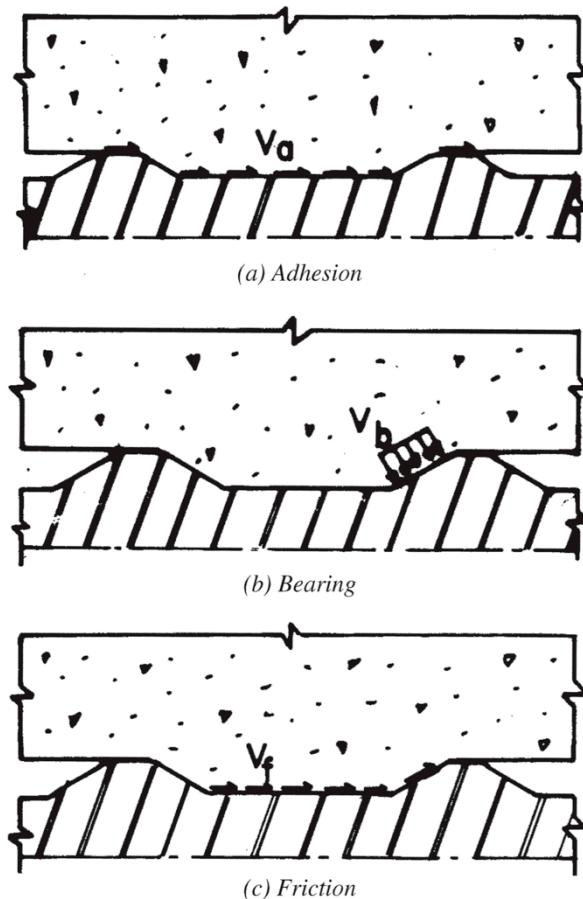


Figure 2-21 : Composantes de l'adhérence des armatures dans le béton (ACI-ASCE Committee 408, 2012)

Les cycles de fatigue provoquent donc de la compression dans le béton en avant des crénelures, ce qui cause de la microfissuration dans le béton. Par conséquent, l'adhérence des armatures au béton est petit à petit réduite (Balazs, 1998), puisque le béton s'effrite devant les crénelures (Rteil, Soudki, & Topper, 2011).

Des essais expérimentaux sur poutres en flexion 4 points réalisés par Rteil et al. (2011) ont permis de mieux caractériser ce phénomène. Il est à noter que l'adhérence armature-béton est caractérisée par le glissement de l'armature par rapport au béton d'ancrage. Il va de soi que plus l'amplitude des contraintes augmente, plus le glissement augmente (Balazs, 1998) et par conséquent le nombre de cycles de fatigue menant à la rupture décroît (Rteil et al., 2011). En analysant les glissements (« slip ») de la barre au niveau de l'application de la charge (« loaded end slip ») située au centre de la poutre et au niveau de l'extrémité libre de la barre (« free end slip ») située au niveau des appuis, il a été possible de remarquer que le comportement en fatigue se divise en deux phases distinctes, tel que représenté à la figure 2-22. D'abord, le glissement reste constant jusqu'à environ 70% de la durée de vie en fatigue du spécimen (« cycle to life ratio »). Ensuite, une augmentation drastique du glissement se produit jusqu'à la rupture en fatigue de la poutre.

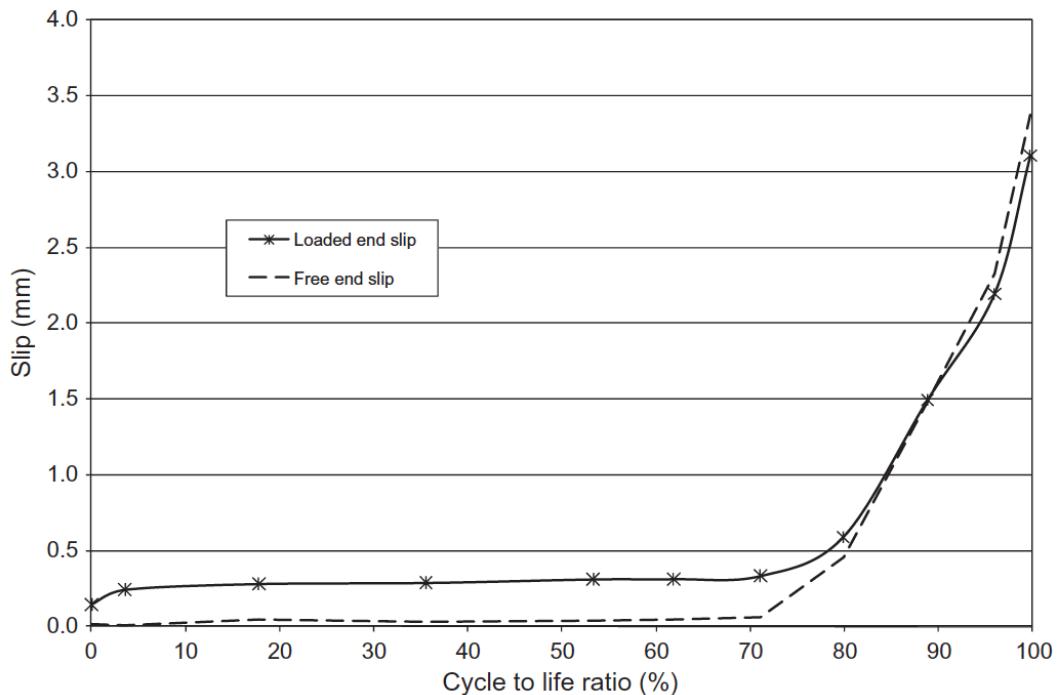


Figure 2-22 : Évolution du glissement durant les cycles de fatigue (Rteil et al., 2011)

À partir de jauge de déformations installées sur l'armature, les contraintes d'adhérence ont été calculées au niveau de l'application de la charge et à l'extrémité des barres tout au long des essais cycliques. Ceci a permis aux auteurs de tracer (figure 2-23) l'évolution des contraintes d'adhérence (« bond stress »). Il est intéressant de remarquer que les contraintes d'adhérence au

niveau du chargement diminuent tout au long de l'essai et que celles à l'extrémité libre de la barre augmentent. Ceci signifie que l'emplacement où la barre est principalement sollicitée se déplace au fur et à mesure que l'endommagement se produit. En effet, la barre est d'abord sollicitée majoritairement au niveau du point d'application de la charge, puis la qualité de l'adhérence diminuant, les contraintes deviennent plus élevées dans le béton encore sain, dégradant alors l'adhérence de cette portion. Ce principe s'applique ainsi de suite jusqu'à l'extrémité de la barre. En comparant la figure 2-22 à la figure 2-23, il est possible de constater que l'augmentation du glissement survient lorsque les contraintes sont pratiquement égales au niveau du point d'application de la charge et de l'extrémité libre de la barre, c'est à dire lorsque les contraintes sont plus ou moins constantes tout au long de la barre.

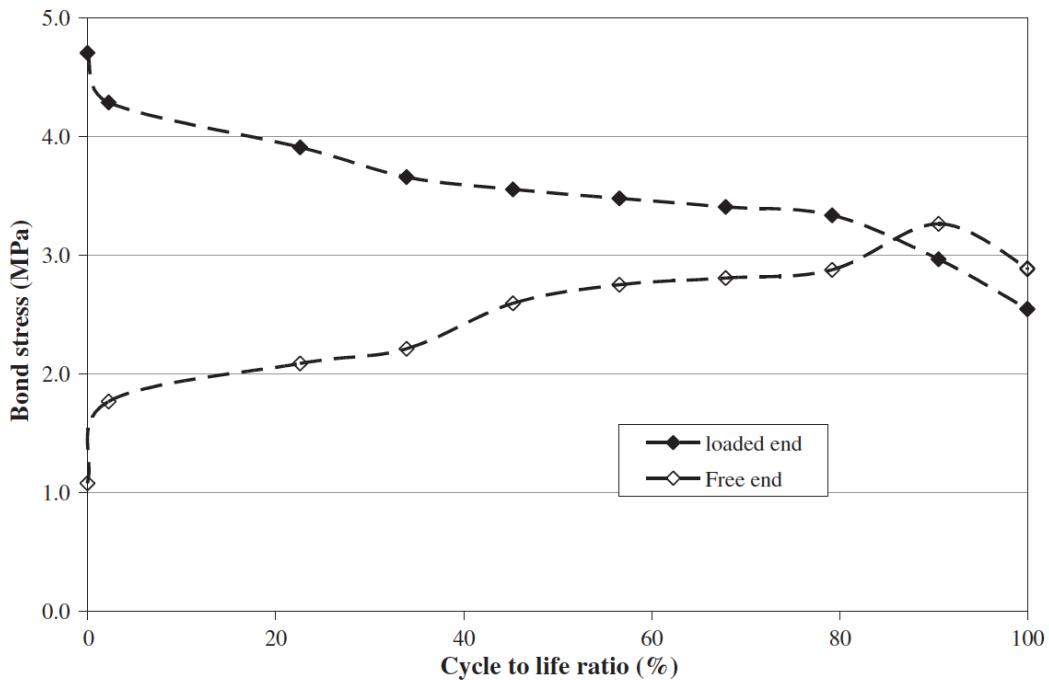


Figure 2-23 : Évolution de la contrainte d'adhérence en fatigue (Rteil et al., 2011)

2.5 Norme canadienne (CSA-S6)

2.5.1 Critères de conception en fatigue

Lors de la phase de conception, la norme canadienne CSA-S6 (2014), à l'article 8.5.3.1, spécifie des valeurs à respecter pour la conception en fatigue. Ces valeurs ne s'appliquent pas aux dalles

de tablier conçues selon l'approche empirique présentée à l'article 8.18.4. Parmi ceux-ci, pour les dalles de pont préfabriquées, se retrouve l'obligation d'utiliser de la précontrainte. Par contre, l'utilisation de joints en BFUP n'est pas considérée par la norme CSA-S6 (2014) et les résultats des recommandations présentées à la section précédente sont utilisés pour l'instant. Un chapitre sur l'utilisation des BRF et BFUP est actuellement en préparation pour la norme CSA-S6 2019. La pratique actuelle indique que la précontrainte transversale n'est pas requise dans la majorité des situations avec des joints en BFUP (FHWA, 2014). Il faut alors s'assurer de respecter les différentes limites imposées à la fatigue dans les armatures. Ainsi, la variation de contraintes dans les armatures rectilignes ne doit pas être supérieure à 125 MPa et au niveau des pliages cette contrainte doit être inférieure à 65 MPa (CSA-S6, 2014). Le seul pliage dans la conception des dalles du présent projet se situe au niveau des barres en U. Par contre, ce pliage se retrouve à l'extérieur de la zone sollicitée, c'est-à-dire directement dans le joint en BFUP. Ainsi, l'écart de contrainte de 125 MPa pour les armatures droites doit être pris en compte lors de la conception de dalles préfabriquées avec joints et pochettes de connexion en BFUP. De plus, concernant la pondération des charges, à l'article 3.5.1, à l'état limite de fatigue (ÉLF), une pondération de 1.0 est appliquée à toutes les charges (CSA-S6, 2014). Cependant, pour les ponts en acier, un facteur 0.52 est appliqué aux efforts de fatigue pour les éléments porteurs principaux alors qu'un facteur 0.62 est appliqué pour les platelages en acier (article 10.17.2.2) où le tandem du chargement CL-625 doit être utilisé pour les calculs. Le chapitre 8 sur les ouvrages en béton ne donne aucune indication particulière pour la diminution de l'amplitude des efforts à considérer pour la fatigue des dalles en béton ou des éléments porteurs principaux. Cependant, la norme indique que lorsque la méthode empirique est utilisée pour concevoir les dalles de tablier, la fatigue ne doit pas être considérée. La détermination des efforts de fatigue dans les dalles afin de proposer un facteur de réduction comme pour les platelages en acier dépasse le cadre de ce projet.

Dans la réalité, les dalles de pont subissent un effet d'arc qui augmente leur résistance en flexion. En effet, l'effet d'arc se définit comme étant une restreinte dans le plan de la dalle. Cette restreinte est occasionnée par la présence de diaphragmes qui restreignent le mouvement horizontal des poutres. L'effet d'arc engendre une force horizontale qui retient la dalle au niveau des appuis, comme le représente la figure 2-24. Cet effort augmente la résistance de la dalle. La méthode empirique de l'article 8.18.4 de la norme CSA-S6 (2014) compte sur cet effet pour ignorer les effets de la fatigue dans les dalles de tablier.

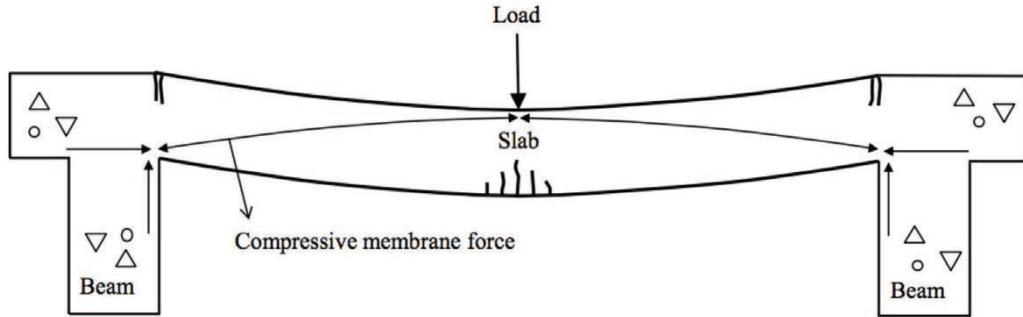


Figure 2-24 : Effet d'arc (Hon, Taplin, & Al-Mahaidi, 2005)

2.5.2 Provenance du critère de contrainte dans les armatures

Les normes évoluent continuellement au fur et à mesure que des travaux de recherche sont effectués. Le tableau 2-1 présente les différentes valeurs et équations publiées au fil du temps dans la norme de ponts canadienne (CSA-S6) et la norme américaine (AASHTO). Pour parvenir à cette synthèse, plusieurs éditions des normes ont été consultées. Par contre, plus il faut remonter le temps et plus les documents sont difficiles à trouver. Les éditions consultées sont indiquées en note de bas de page. Pour la norme CSA-S6, les documents antérieurs à 1966 n'ont pas été consultés. Par contre, puisqu'en 1966 aucune mention de la fatigue dans les structures en béton armé n'est faite, il est à supposer que les éditions précédentes ne la considèrent guère. Concernant l'AASHTO, de la première édition jusqu'en 1969, la fatigue des éléments en béton armé n'était pas considérée. Bien que la norme américaine de 1983 n'ait pas été consultée, il est supposé que le critère est le même que celui de la norme précédente et subséquente. Afin d'harmoniser les équations présentées dans ce tableau, le nom des variables a été homogénéisé et les valeurs converties dans le système international. La variable f_{min} représente la contrainte minimale de l'armature (positive en traction et négative en compression), les variables r/h sont définies à la figure 2-18 et finalement l'écart limite de contraintes est défini par la variable f_R .

La limite de 145 MPa initialement imposée dans les normes, proviendrait des travaux de (Hanson et al., 1974). Bien que publiés seulement en 1974, il est fort probable que ces travaux ont permis de déterminer la limite admissible de variation de contraintes dans les armatures dans la norme américaine de 1973 et dans la norme canadienne de 1974. D'autant plus que tous les auteurs de ce document ont participé à la réalisation du second document qui a modifié ces normes.

Suite aux travaux du TRB (Transportation Research Board) parus dans le rapport 164 du NCHRP (Helgason et al., 1976), les normes canadiennes et américaines ont remplacé la valeur de 145 MPa par une équation tenant compte de la contrainte minimale et une propriété des crénelures des barres d'armatures utilisées, soit le ratio r/h.

Il est intéressant de constater que ces deux normes ont évolué de la même façon, mais qu'aujourd'hui elles n'imposent pas le même critère de fatigue aux armatures. La version actuelle de la norme américaine utilise toujours l'équation de Helgason et al. (1976), mais en la simplifiant quelque peu. En effet, le ratio r/h est implicitement celui suggéré par l'article du TRB, soit de 0.3. Par contre, pour la norme canadienne, l'équation a fait place à la constante 125 MPa pour des fins de simplification. Le commentaire de la norme CSA-S6 (CSA-S6, 2000b) indique qu'il s'agit d'une borne inférieure provenant de l'équation antérieurement utilisée, puisque le ratio r/h est rarement connu d'avance. De plus, il est mentionné que la valeur de f_{min} est difficile à évaluer et qu'elle affecte que très peu le résultat de l'équation.

Tableau 2-1 : Évolution de la variation maximale de contrainte admise dans les armatures dans les normes canadiennes et américaines de 1922 à aujourd'hui

Année	CSA ¹	AASHTO ²
-	MPa	MPa
1922		-
1931	Rien	Rien
1973		
1974	145	145
1977		
1978	$f_r = 145 - 0.33f_{min} + 55(r/h)$	$f_r = 145 - 0.33f_{min} + 55(r/h)$
1988	Rien	
2000		
2012	125	$f_r = 165.5 - 0.33f_{min}$
	...	

¹ (CSA-S6, 1966, 1974, 1978, 1988, 2000a, 2000b, 2006a, 2006b, 2014)

² (AASHTO, 1931, 1935, 1941, 1944, 1949, 1953, 1957, 1961, 1965, 1969, 1973, 1977, 1989, 1992, 1996, 2002, 2012)

CHAPITRE 3 PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

3.1 Présentation du pont de Godbout

Le projet de recherche a été réalisé en collaboration avec le Ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des Transports du Québec (MTMDET). Le besoin de valider certains détails de conception ayant trait aux joints en BFUP de dalles préfabriquées a conduit à ce présent projet de recherche. En effet, l'utilisation de joints en BFUP entre dalles préfabriquées est une nouvelle pratique au Québec. Dans un projet de recherche précédent réalisé à Polytechnique dans le cadre de deux projets de maîtrise (Gascon, 2016; Tremblay, 2016), le comportement des joints en BFUP au-dessus des poutres, a été étudié. Toutefois, tel qu'indiqué au chapitre 1, certains détails nécessitent d'être validés expérimentalement (Massicotte et al., 2017) avant de généraliser les critères de conception pour ce type de construction, notamment pour la conception à la fatigue de joints longitudinaux situés entre les poutres longitudinales.

Dans le cadre de ce projet, les détails de conception, c'est-à-dire les détails d'armature dans les dalles et les joints, ainsi que les types de béton, sont ceux sélectionnés par le MTMDET pour le remplacement du tablier du pont enjambant la rivière Godbout (figure 3-1). Ce pont se situe sur la route 138 dans la municipalité de Godbout, faisant partie de la région administrative de la Côte-Nord. Le débit journalier moyen annuel sur ce pont est de 1480 véhicules, dont 340 camions (23%). Le pont de Godbout, initialement construit en 1960, consiste en 3 travées continues formées de 4 poutres en béton armé de 27 mètres de portée chacune. Le pont nécessite des travaux majeurs de réparation (MTMDET, 2017).



Figure 3-1 : Pont de Godbout avant les travaux de réfection (MTMDET, 2017)

La réfection de son tablier consiste entre autre à remplacer en phases les 4 poutres en béton armé par 4 poutres en acier continues sur les travées. La dalle sera formée d'un total de 46 dalles préfabriquées en béton réunies par des joints en BFUP. Une fois les travaux de réfection réalisés, les poutres mixtes auront un espacement de 3.575 mètres. La figure 3-2 illustre une section du tablier. Les joints transversaux sont représentés par les zones grisées verticales et ceux longitudinaux par celles horizontales. Des pochettes isolées de jonction où sont concentrés les goujons de cisaillement permettent de former un tablier mixte. Les détails des joints longitudinaux diffèrent de ceux transversaux : les premiers ont des barres en U espacées de 120 mm alors que les seconds ont des barres droites espacées de 180 mm, tel que montré sur la figure 3-3.

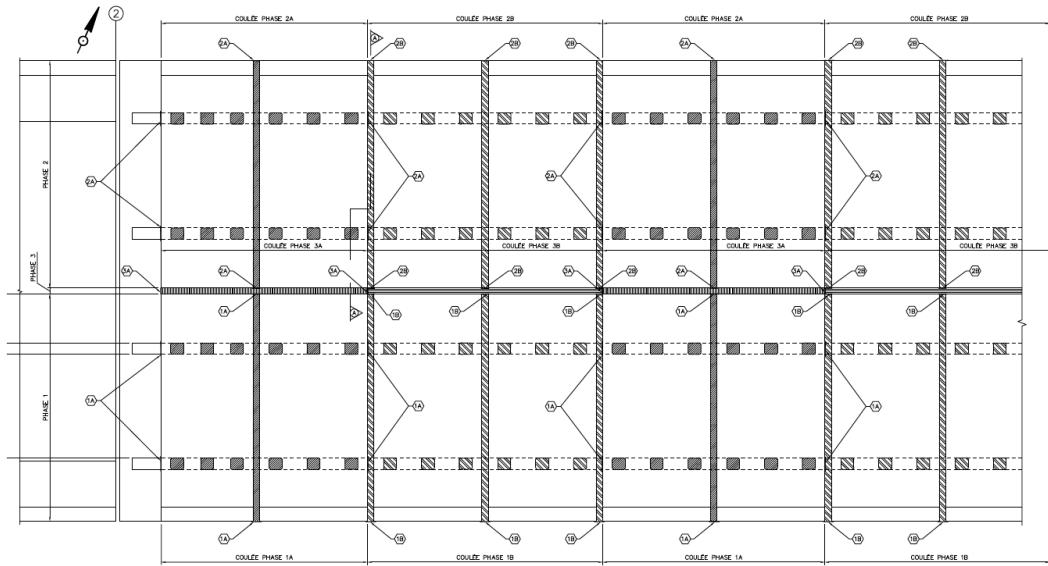


Figure 3-2 : Vue en plan d'une section du tablier (MTMDET, 2016)

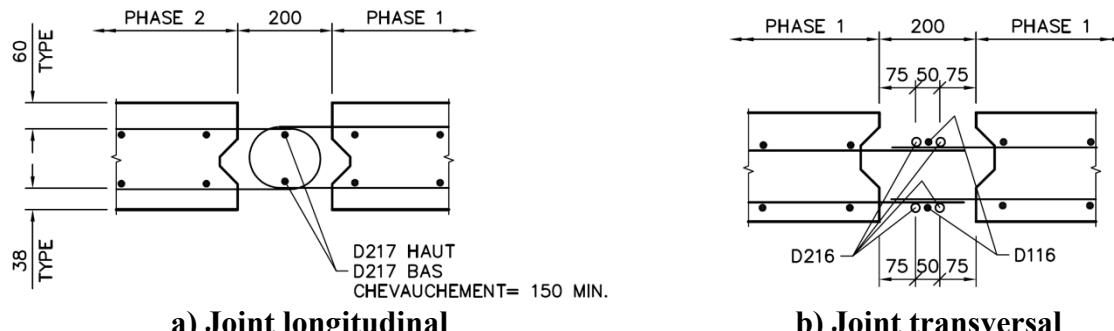


Figure 3-3 : Détails des joints conçus par le MTMDET (MTMDET, 2016)

Afin de permettre la circulation durant les travaux sur ce pont à deux voies, une dans chaque direction, les nouvelles poutres et les dalles préfabriquées seront installées en deux phases. Dans un premier temps, le côté aval sera fermé à la circulation afin de permettre la démolition et la reconstruction du tablier sur cette moitié. Lors de la reconstruction, les panneaux de dalles préfabriquées seront posés sur les deux poutres nouvellement installées. Une fois que toutes les dalles de cette portion seront installées, les joints transversaux entre les éléments ainsi que les goussets permettant la liaison dalles-poutres seront coulés. Lorsque la mise en place des parapets permanents et temporaires sera complétée, le trafic routier sera détourné vers cette nouvelle moitié. Dans un deuxième temps, le côté amont sera reconstruit suivant le même principe.

Finalement, le joint longitudinal servant à réunir les moitiés amont et aval sera coulé. Ces travaux sont prévus pour être effectués au courant à l'été et de l'automne 2017.

L'utilisation de dalles préfabriquées, comparativement à une dalle coulée en place, permet de diminuer la durée des travaux, et ainsi limiter les répercussions sur les usagers de la route. Cette diminution de la durée des travaux est possible grâce à la préfabrication qui limite les activités à effectuer en chantier. Ainsi, la pose de l'armature et des coffrages en chantier devra uniquement être faite au niveau des joints, comparativement à toute la superficie du tablier pour une construction coulée en place. Également, étant donné que les dalles ont déjà la résistance requise lors de leur pose, le délai à respecter avant l'ouverture du pont à la circulation est très court étant donné qu'il ne dépend pas du mûrissement de la dalle au complet, mais plutôt de la cure des joints et des goussets en BFUP.

Bien que le projet de recherche soit basé sur la conception du Ministère faite pour le pont de Godbout, les résultats obtenus ne se limitent pas seulement à ce cas précis. En effet, les résultats seront applicables à tout autre projet comportant des dalles préfabriquées avec des joints en BFUP. C'est pour ces raisons que les charges imposées aux spécimens testés ne sont pas basées sur des analyses numériques qui auraient été faites pour le pont en question, mais plutôt sur les critères de conception en fatigue de la norme CSA-S6 (2014).

3.2 Survol des spécimens et de leurs particularités

3.2.1 Dénomination

Avant toute chose, une nomenclature a été définie afin de désigner de façon concise chacun des spécimens en fonction de ses propriétés, soit le type de béton utilisé, le type de cure, la disposition des armatures, ainsi que le type d'essai effectué. Le tableau 3-1 présente la description de chacun des termes composant ce nom. Concernant le type d'essai, le terme statique doit être compris comme étant un essai monotonique effectué jusqu'à la rupture.

Tableau 3-1 : Nomenclature des spécimens de dalle (I-II-III-IV-V)

Terme	Code	Description
I	0_	Joint 35MPa
	2_	Joint BFUP 2%
	2*_	Joint BFUP 2% sans cure
	3_	Joint BFUP 3%
	/_	Aucun joint
	_o	Dalle en béton ordinaire
	f	Dalle en béton renforcé de fibres
II	D	Barres Droites
	U	Barres en U
III	C	Barres Collées
	P	Barres Prolongées (aucun joint)
	Q	Barres en Quinconce
IV	0	0 barre parallèle au joint
	1	1 barre parallèle au joint
	2	2 barres parallèles au joint
	3	3 barres parallèles au joint
V	S	Essai Statique
	F	Essai en Fatigue
	F*	Essai de rupture en Fatigue

Les figure 3-4 et figure 3-5 illustrent ce en quoi constituent concrètement les termes II, III et IV présentés précédemment.

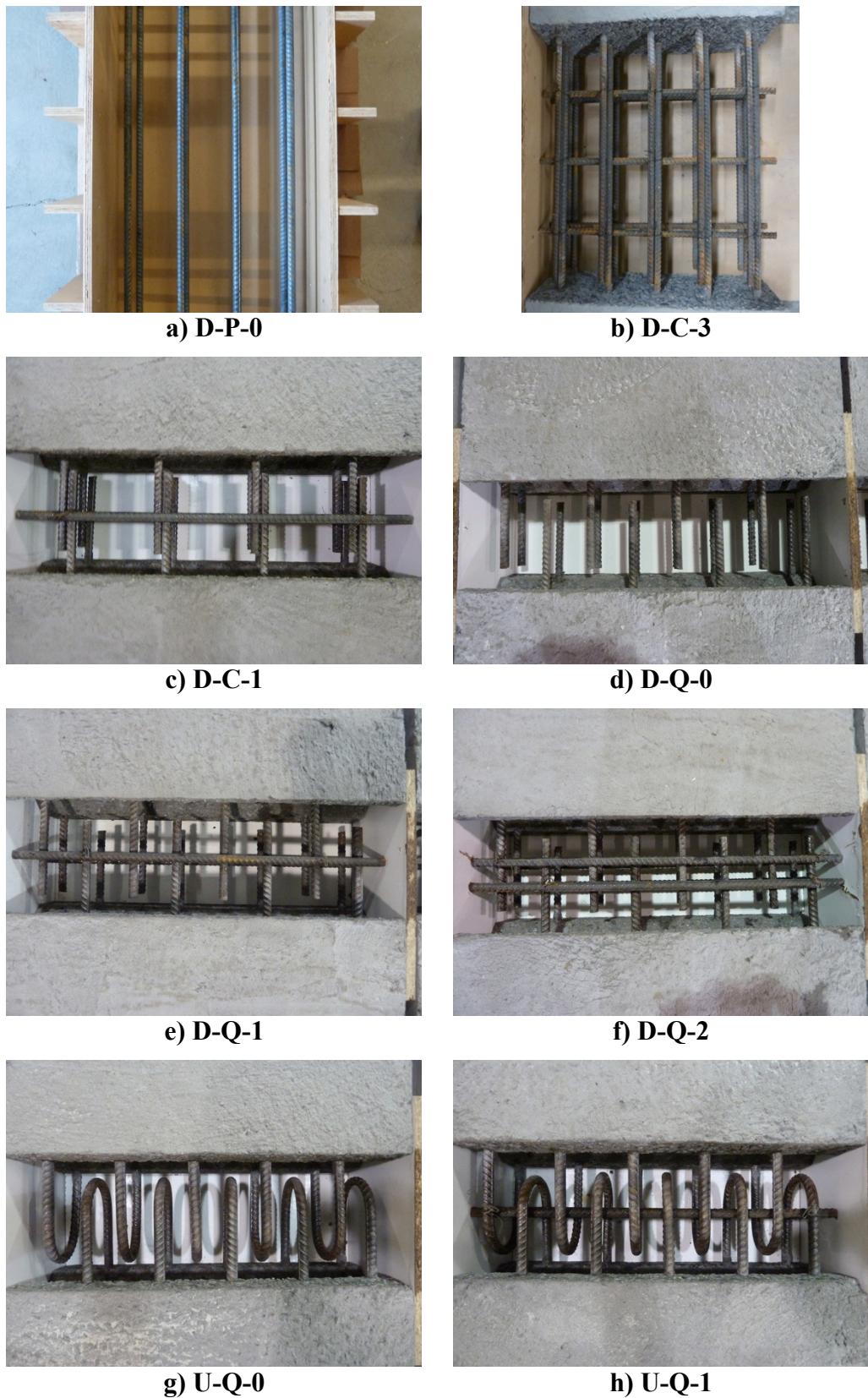


Figure 3-4 : Détail d'armature des joints (Vue en plan)

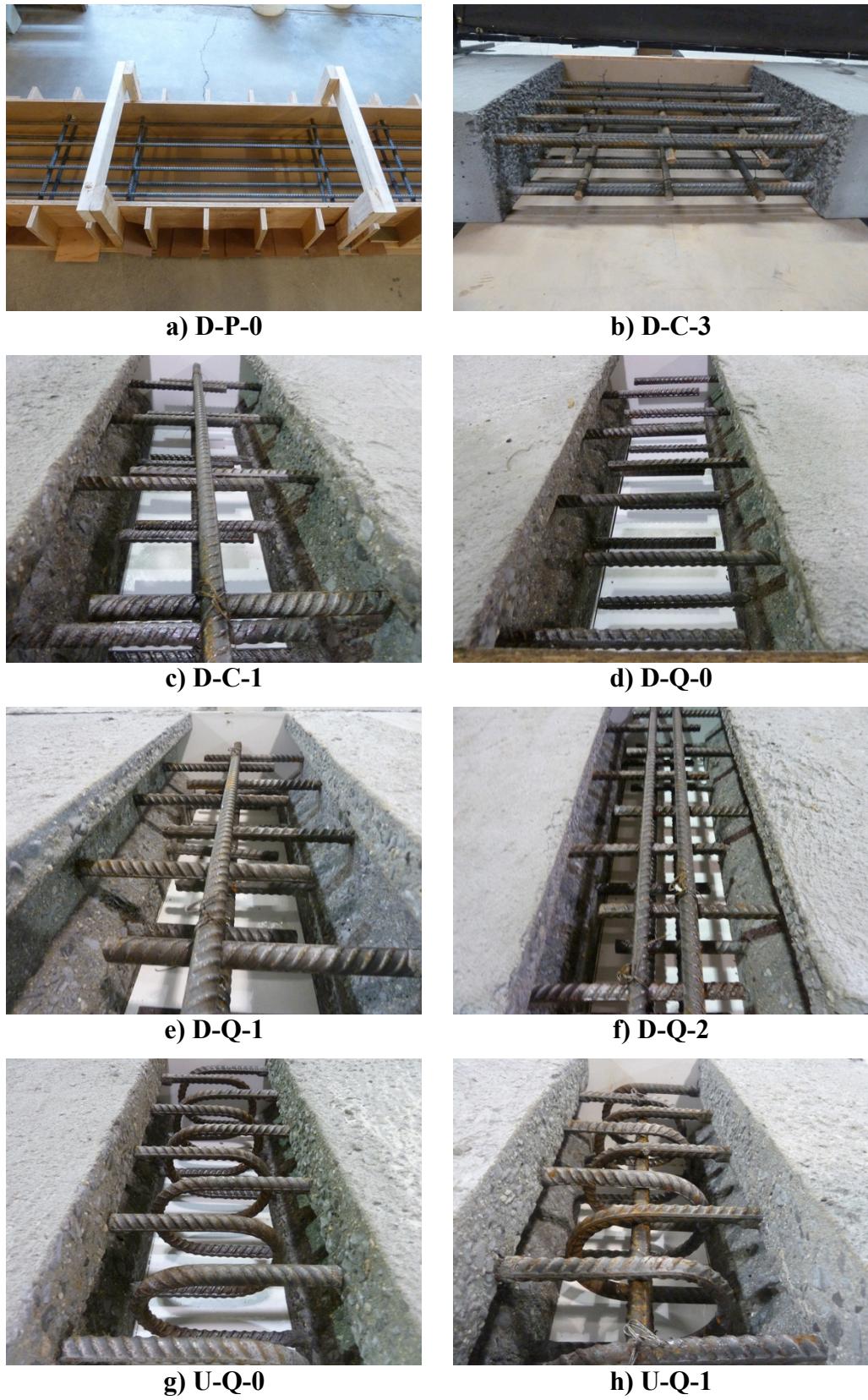


Figure 3-5 : Détail d'armature des joints (Vue oblique)

3.2.2 Propriétés des spécimens

Les types de bétons, ainsi que les dimensions de chacun des spécimens sont présentés au tableau 3-2. Tous les spécimens ont une longueur de 2600 mm et une épaisseur de 225 mm. En ce qui concerne leur largeur, elle varie d'un spécimen à l'autre en fonction de la disposition des armatures. La conception des spécimens est basée sur les détails du pont réhabilité de Godbout fournis par le MTMDET. Ainsi, pour la majorité des spécimens, la disposition des armatures, l'épaisseur de la dalle et les types de bétons sont ceux définis par le Ministère pour ce pont.

Les joints des dalles ont une largeur de 200 mm. Les armatures 15M sont chevauchées sur 150 mm, soit l'équivalent de 10 diamètres de barre (d_b). Il est à mentionner que les plans complets des spécimens sont présentés à l'annexe A. Pour le béton ordinaire 35 MPa (BO35) des joints et le béton hautes performances 50 MPa (BHP50) des dalles, ces derniers sont conformes respectivement aux bétons types V et VIII du MTMDET. Les joints en BO35 quant à eux ont été formulés de façon à se rapprocher autant que possible d'un type V-P du cahier des charges et devis généraux (CCDG) (MTQ, 2016). En ce qui concerne les BFUP, il s'agit de mélanges commercialisés par Matériaux King qui les vend sous forme de matériau pré-ensaché. Les matériaux secs se retrouvent dans des sacs. Il suffit d'ajouter au prémix les fibres, le superplastifiant et l'eau. Les fibres utilisées sont des fibres Bekaert Dramix OL 13/20, qui ont donc une d'une longueur de 13 mm et un diamètre de 0.2 mm. Finalement le béton fibré à hautes performances 70 MPa (BFHP70) est un béton, développé à Polytechnique, contenant 1% de fibres d'acier Bekaert Dramix 3D 65/35. Ce sont des fibres crochétées d'une longueur de 35 mm et de 0.55 mm de diamètre (élancement de 65). Les fibres utilisées pour les BFUP et le BFHP dans le cadre de ce projet sont illustrées à la figure 3-6. Il est à remarquer que les fibres de 0.2 mm de diamètres ont une couleur dorée. Ceci est en fait une fine couche de laiton superficielle sur la fibre nécessaire au procédé de fabrication des fibres. Les fibres sont fabriquées par tréfilage d'un fil d'acier qui est étiré jusqu'à l'obtention du bon diamètre. L'ajout d'une couche de laiton superficielle est nécessaire au procédé utilisé.

Tableau 3-2 : Description physique des spécimens de dalles

Spécimen	Nom³	Béton de la dalle	Béton du joint	Largeur de la dalle	Nombre de barres barres/lit	Espacement des barres	Largeur du joint	Longueur de chevauchement
#	-	-	-	mm		mm	mm	mm
01	0o-D-C-3-S	BO35	35 MPa	600	5	120	650	600
02	0o-D-C-3-F	BO35	35 MPa	600	5	120	650	600
03	2o-D-Q-1-S	BHP50	BFUP 2%	720	4	180	200	150
04'	2o-D-Q-0-F	BHP50	BFUP 2%	720	4	180	200	150
05	2o-D-Q-0-F*	BHP50	BFUP 2%	720	4	180	200	150
06	2o-D-Q-0-F	BHP50	BFUP 2%	720	4	180	200	150
07	2o-D-Q-0-F*	BHP50	BFUP 2%	720	4	180	200	150
08	2o-D-Q-0-F*	BHP50	BFUP 2%	720	4	180	200	150
09	2*D-Q-1-F	BHP50	BFUP 2%	720	4	180	200	150
10	2o-D-Q-1-F	BHP50	BFUP 2%	720	4	180	200	150
11	2o-D-Q-2-F	BHP50	BFUP 2%	720	4	180	200	150
12'	2o-D-C-1-F	BHP50	BFUP 2%	720	4	180	200	150
13	2o-U-Q-1-S	BHP50	BFUP 2%	620	5	120	200	150
14	2o-U-Q-0-F	BHP50	BFUP 2%	620	5	120	200	150
15	2*D-U-Q-1-F	BHP50	BFUP 2%	620	5	120	200	150
16	2o-U-Q-1-F	BHP50	BFUP 2%	620	5	120	200	150
17	3o-D-Q-1-S	BHP50	BFUP 3%	720	4	180	200	150
18'	3o-D-Q-1-F	BHP50	BFUP 3%	720	4	180	200	150
19	3o-U-Q-1-S	BHP50	BFUP 3%	620	5	120	200	150
20'	3o-U-Q-1-F	BHP50	BFUP 3%	620	5	120	200	150
21	2f-D-Q-1-F	BFHP70	BFUP 2%	720	4	180	200	150
22'	2f-U-Q-1-F	BFHP70	BFUP 2%	620	5	120	200	150
23	/o-D-P-0-F	BO35	Sans joint	480	4	120	-	-

³ Voir tableau 3-1

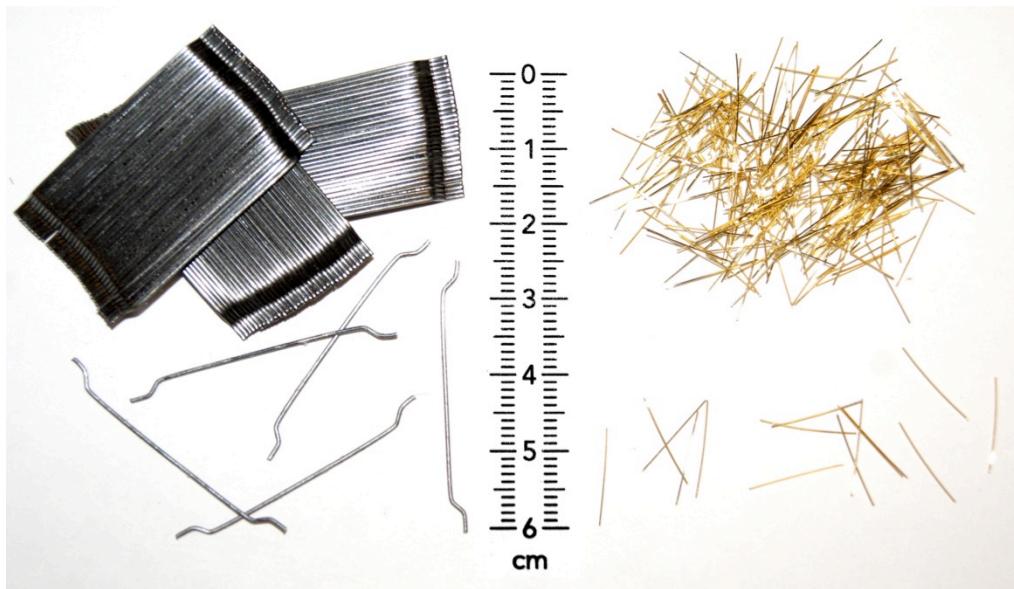


Figure 3-6 : Fibres d'acier Dramix 65/35 à crochets (gauche) et OL 13/0.20 (droite)

Tel que spécifié au devis (MTMDET, 2016), de l'armature 15M – 400W a été utilisée. Cependant, afin de réduire les coûts du projet de recherche, de l'acier non galvanisé a été utilisé. Par contre, il est mentionné dans un rapport du NCHRP (Helgason et al., 1976) que la galvanisation génère des contraintes dans l'armature. Ainsi, si ces contraintes s'avéraient être de la traction, cela pourrait réduire la résistance à la fatigue des barres d'armature.

Dans les spécimens, les barres transversales à la portée du spécimen (parallèles au joint) ont été épurées par rapport à la conception originale par soucis d'économie. En effet, seulement 2 barres par lit ont été conservées afin de soutenir les lits d'armatures orthogonaux. Ceci a été fait puisqu'il n'y a pas d'effort de flexion induit dans le sens transversal des spécimens lors des essais. Par contre, les barres parallèles au joint situées dans le joint, nommées « barres parallèles au joint » dans ce document, ont été conservées puisqu'il y a présence de BFUP dans le joint. Ainsi, la présence des barres parallèles au joint risque d'influencer l'orientation et la distribution des fibres dans le joint. C'est pourquoi certains spécimens n'ont pas ces barres alors que d'autres en ont une ou deux par lit, afin de pouvoir analyser l'influence de ces barres sur le comportement des spécimens. Pour les 2 dalles en béton ordinaire, les barres parallèles au joint ont été conservées même s'il n'y a pas de fibre. Pour les dalles en béton fibré, les barres transversales à la portée du spécimen dans la dalle ont également été épurées, même s'il y a présence de fibres

dans la dalle. Ce choix peut laisser à discuter. Cependant, l'analyse principale se situe au niveau du joint et non au niveau de la dalle.

3.2.3 Groupes de spécimens

Le tableau 3-3 présente le calendrier des essais effectués et les caractéristiques du chargement appliqué. Les spécimens ont été répartis en cinq groupes. Le premier groupe, nommé « Conception », a pour but de vérifier la conception actuelle des joints de dalles réalisée par le Ministère en BFUP 2%. Le second groupe, « Variante BFUP », comporte les spécimens ayant des joints en BFUP 3%. Il permettra de comparer l'apport d'un BFUP plus performant sur le comportement en fatigue et à l'ultime des joints. Le troisième groupe, « Traditionnel », sert à comparer le concept des dalles préfabriquées avec une dalle continue sans joint, ainsi que d'autres dalles ayant un joint avec des barres chevauchées sur 600 mm dans un béton conventionnel comme utilisé dans les constructions en phases traditionnelles. Le quatrième groupe, « Optimisation », a pour but de voir l'apport sur la fissuration et sur le comportement de la dalle l'utilisation d'un béton fibré pour la dalle. Enfin, le cinquième groupe, « Normatif », servira d'amorce à une éventuelle étude visant à déterminer la résistance à la fatigue en termes d'écart de contraintes en fonction du nombre de cycles (courbes S-N) de barres d'armatures ancrées dans le BFUP. Ce groupe n'a pas été testé dans le cadre de cette maîtrise.

Il est à noter que le prime (') succédant le numéro du spécimen signifie que la dalle a été carottée juste avant de la tester de façon monotonique qu'à la rupture.

Tableau 3-3 : Calendrier des essais et caractéristiques du chargement

Groupe	Spécimen	Nom	Nb cycles	Date début cycles	Date fin cycles	Date rupture
-	#	-	cycles	-	-	-
Conception	06	2o-D-Q-0-F	7 200 000	12 août 2016	31 août 2016	31 août 2016
	10	2o-D-Q-1-F	5 200 000	7 septembre 2016	21 septembre 2016	21 septembre 2016
	14	2o-U-Q-0-F	5 000 000	28 septembre 2016	11 octobre 2016	11 octobre 2016
	15	2*o-U-Q-1-F	5 200 000	17 octobre 2016	31 octobre 2016	31 octobre 2016
	09	2*o-D-Q-1-F	5 000 000	4 novembre 2016	17 novembre 2016	17 novembre 2016
	03	2o-D-Q-1-S	-	-	-	23 novembre 2016
	13	2o-U-Q-1-S	-	-	-	25 novembre 2016
	16	2o-U-Q-1-F	5 300 000	30 novembre 2016	14 décembre 2016	14 décembre 2016
	11	2o-D-Q-2-F	5 300 000	9 janvier 2017	23 janvier 2017	23 janvier 2017
	12'	2o-D-C-1-F	5 300 000	27 avril 2017	11 mai 2017	15 mai 2017
	04'	2o-D-Q-0-F	5 200 000	13 mars 2017	27 mars 2017	31 mars 2017
Variante BFUP	17	3o-D-Q-1-S	-	-	-	3 mars 2017
	18'	3o-D-Q-1-F	5 300 000	27 janvier 2017	10 février 2017	15 février 2017
	19	3o-U-Q-1-S	-	-	-	6 juin 2017
	20'	3o-U-Q-1-F	5 200 000	17 mai 2017	31 mai 2017	2 juin 2017
Traditionnel	01	0o-D-C-3-S	-	-	-	27 juin 2017
	02	0o-D-C-3-F	5 100 000	29 juin 2017	27 juillet 2017	27 juillet / 2 août 2017
	23	/o-D-P-0-F	11 600 000	29 juin 2016	9 août 2016	17 février 2017
Optimisation	21	2f-D-Q-1-F	5 300 000	6 avril 2017	20 avril 2017	20 avril 2017
	22'	2f-U-Q-1-F	5 000 000	8 juin 2017	21 juin 2017	22 juin 2017
Normatif	05	2o-D-Q-0-F*	?	X	X	X
	07	2o-D-Q-0-F*	?	X	X	X
	08	2o-D-Q-0-F*	?	X	X	X

3.2.4 Paramètres étudiés

Un total de 23 spécimens de dalles a été fabriqué afin de tester différents paramètres concernant les joints situés entre les poutres. Ces spécimens sont en grande partie tous différents, excepté la présence de quelques doublons. Un spécimen type est formé de 3 parties, soit de 2 portions de dalle préfabriquée à réunir et d'un assemblage. Cet assemblage sert à réunir les barres en attente présentes dans les dalles préfabriquées et de faire en sorte de transmettre les efforts entre ces deux dalles. Les spécimens testés sont à grandeur réelle, c'est-à-dire à l'échelle 1:1 en ce qui a trait à la dimension du joint. Ainsi, chaque spécimen pourrait être obtenu à partir de découpes dans le tablier du pont projeté. La longueur des dalles, la portée d'essais, ainsi que la largeur des spécimens ont été fixées en considérant la capacité des équipements de chargement.

L'étude porte sur l'analyse du comportement mécanique des joints lors de la pré-fissuration précédent le chargement de fatigue, à l'état limite de fatigue, ainsi qu'à l'ultime selon plusieurs paramètres :

- La variabilité intrinsèque de deux spécimens identiques. Afin de valider que deux spécimens possédant exactement les mêmes propriétés donnent des résultats similaires (en pré-fissuration et en fatigue), deux spécimens identiques seront testés.
 - o Dalle 04' (2o-D-Q-0-F) et Dalle 06 (2o-D-Q-0-F) [Avant rupture]
- L'effet d'une cure humide de 7 jours sur les joints. Bien qu'il soit préférable d'effectuer une cure humide sur le béton afin d'obtenir les meilleures performances possibles, il a été décidé de tester un joint transversal et un longitudinal sans cure au niveau du BFUP. Ce choix a été fait, puisque sur le pont réel, aucune cure humide n'est prévue dans le but d'accélérer les travaux. Le devis exige seulement de laisser les coffrages en place au minimum 24 heures et jusqu'à ce qu'un clou ne puisse pas être enfoncé à l'aide d'un marteau. Il est à savoir que dû aux dévers présents sur le pont de Godbout, les joints seront coffrés à la fois par le dessous et par le dessus.
 - o Dalle 09 (2*o-D-Q-1-F) et Dalle 10 (2o-D-Q-1-F)
 - o Dalle 15 (2*o-U-Q-1-F) et Dalle 16 (2o-U-Q-1-F)

- L'effet de la fatigue comparativement à une dalle non endommagée. Afin de quantifier l'effet de la fatigue sur la résistance résiduelle des joints, des dalles n'ayant subi chargement de fatigue serviront de référence.
 - Dalle 02 (0o-D-C-3-F) et Dalle 01 (0o-D-C-3-S)
 - Dalle 10 (2o-D-Q-1-F) et Dalle 03 (2o-D-Q-1-S)
 - Dalle 16 (2o-U-Q-1-F) et Dalle 13 (2o-U-Q-1-S)
- Le pourcentage de fibres dans le matériau du joint, BFUP 2% ou BFUP 3%. Bien que la conception initiale prévoie l'utilisation d'un BFUP 2% dans les joints, 4 spécimens avec un BFUP 3% ont été fabriqués. L'apport mécanique d'un BFUP plus performant pourra alors être quantifié.
 - Dalle 03 (2o-D-Q-1-S) et Dalle 17 (3o-D-Q-1-S) [Après rupture]
 - Dalle 10 (2o-D-Q-1-F) et Dalle 18' (3o-D-Q-1-F) [Avant rupture]
 - Dalle 13 (2o-U-Q-1-S) et Dalle 19 (3o-U-Q-1-S) [Après rupture]
 - Dalle 16 (2o-U-Q-1-F) et Dalle 20' (3o-U-Q-1-F) [Avant rupture]
- La disposition des armatures au niveau du joint, barres chevauchées collées ou en quinconce. Bien que dans tous les joints entre les dalles préfabriquées sur le pont de Godbout les armatures soient chevauchées en quinconce, il sera intéressant de comparer l'efficacité de la position des barres dans les joints. Ceci permettra de voir avec quelle tolérance les barres doivent être positionnées, ainsi que la disposition à privilégier lors d'éventuels projets.
 - Dalle 12' (2o-D-C-1-F) et Dalle 10 (2o-D-Q-1-F) [Avant rupture]
 - Dalle 12' (2o-D-C-1-F) et Dalle 04' (2o-D-Q-0-F) [Après rupture]
- Le type de béton utilisé pour les dalles préfabriquées, BFHP ou BHP. Deux dalles en BFHP, ont été fabriquées afin de voir l'apport des fibres dans la dalle. Le pourcentage de fibres dans le BFUP des joints a été sélectionné en fonction des résultats obtenus dans les dalles homologues en BFUP 2% et BFUP 3%.
 - Dalle 21 (2f-D-Q-1-F) et Dalle 10 (2o-D-Q-1-F)

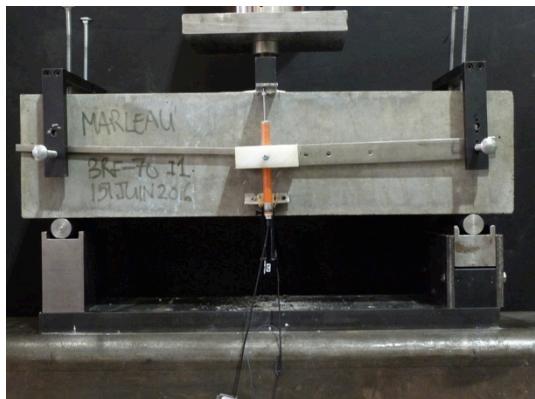
- Dalle 22' (2f-U-Q-1-F) et Dalle 16 (2o-U-Q-1-F) [Avant rupture]
- Dalle 22' (2f-U-Q-1-F) et Dalle 20' (3o-U-Q-1-F) [Après rupture]
- Le type de joint, longitudinal (barres en U) ou transversal (barres droites). La conception du pont de Godbout prévoit l'utilisation de barres recourbées dans le joint longitudinal afin d'accroître l'efficacité de l'ancrage des barres, étant donné que ces joints doivent supporter des efforts supérieurs que ceux imposés aux joints transversaux. Il est à noter que les enrobages diffèrent dans ces deux types de joints, puisque les lits d'armatures sont orthogonaux dans le tablier du pont et se retrouvent par conséquent à des hauteurs différentes.
 - Dalle 13 (2o-U-Q-1-S) et Dalle 03 (2o-D-Q-1-S)
 - Dalle 16 (2o-U-Q-1-F) et Dalle 10 (2o-D-Q-1-F)
 - Dalle 14 (2o-U-Q-0-F) et Dalle 06 (2o-D-Q-0-F)
 - Dalle 15 (2*o-U-Q-1-F) et Dalle 09 (2*o-D-Q-1-F)
 - Dalle 19 (3o-U-Q-1-S) et Dalle 17 (3o-D-Q-1-S)
 - Dalle 20' (3o-U-Q-1-F) et Dalle 18' (3o-D-Q-1-F) [Avant rupture]
 - Dalle 22' (2f-U-Q-1-F) et Dalle 21 (2f-D-Q-1-F) [Avant rupture]
- Le nombre de barres parallèles au joint. Tel que mentionné précédemment, la présence de barres parallèles au joint dans le joint pourrait modifier l'orientation des fibres. Ainsi, des spécimens comportant le même nombre de barres que dans le pont de référence ont été fabriqués dans le but de vérifier l'impact de ces barres. La norme exige un espacement maximal des armatures à l'intérieur d'une dalle continue. Cependant, à proximité des joints, il arrive que cet espacement ne soit pas respecté si une seule barre est utilisée. C'est pourquoi il arrive que 2 barres soient exigées au niveau des joints transversaux. Il est à mentionner que la capacité en traction du BFUP à l'intérieur du joint n'a pas été considérée lorsque ce choix a été effectué.
 - Dalle 06 (2o-D-Q-0-F) et Dalle 10 (2o-D-Q-1-F) et Dalle 11 (2o-D-Q-2-F)
 - Dalle 14 (2o-U-Q-0-F) et Dalle 16 (2o-U-Q-1-F)

- La présence d'un joint en BFUP. Un spécimen sans joint (dont les barres sont continues d'un bout à l'autre du spécimen) a été fabriqué en s'appuyant sur la disposition des armatures à l'intérieur de la dalle d'une dalle représentant un joint longitudinal. Il permettra de voir l'influence du joint d'une dalle préfabriquée par rapport à une dalle coulée en place.
 - o Dalle 14 (2o-U-Q-0-F) et Dalle 23 (/o-D-P-0-F)
- La présence d'un joint conventionnel en béton ordinaire. Deux spécimens représentant un joint traditionnel chevauché sur 600 mm ont été fabriqués. Ce joint possédant des barres droites a été dimensionné selon la disposition des armatures des dalles comportant un joint longitudinal. Ces spécimens serviront à comparer le comportement des joints en BFUP et celui des joints conventionnels. De plus, l'impact d'un joint conventionnel par rapport à une dalle coulée en place pourra être déterminé.
 - o Dalle 01 (0o-D-C-3-S) et Dalle 13 (2o-U-Q-1-S) [Après rupture]
 - o Dalle 02 (0o-D-C-3-F) et Dalle 14 (2o-U-Q-0-F)
 - o Dalle 02 (0o-D-C-3-F) et Dalle 23 (/o-D-P-0-F)
- L'écart de contrainte en fatigue dans les armatures. Dans le cadre de ce projet de maîtrise, 20 spécimens seront testés. Les 3 dalles supplémentaires ci-dessous ont été fabriquées par la même occasion afin d'avoir les mêmes propriétés de matériaux, ce qui pourrait permettre d'éventuellement considérer d'autres paramètres. Tel qu'indiqué précédemment, il est envisagé de tester les joints avec des charges en fatigue causant des écarts de contraintes dans les armatures au-delà de ce que prescrit la norme (125 MPa) comme écart de contraintes admissibles en fatigue. Une telle étude demanderait un nombre important de spécimens et ceux fabriqués ont comme objectif de pouvoir être utilisés à titre comparatif dans une étude éventuelle dont la portée excède celle de la présente. C'est pourquoi ils ne font pas partie de ce projet.
 - o Dalle 05 (2o-D-Q-0-F*) et Dalle 07 (2o-D-Q-0-F*) et Dalle 08 (2o-D-Q-0-F*)

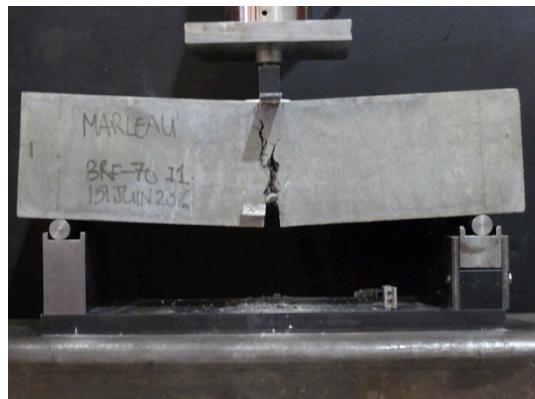
3.3 Essais matériaux

Une grande quantité de spécimens de caractérisation ont été coulés afin de connaître les paramètres des bétons utilisés. Ainsi, pour chacune des coulées, un volume de béton était réservé à la fabrication de ces échantillons. Le type d'échantillons diffère selon le type de béton (avec ou sans fibres) et selon le type d'essai réalisés (compression, traction ou flexion).

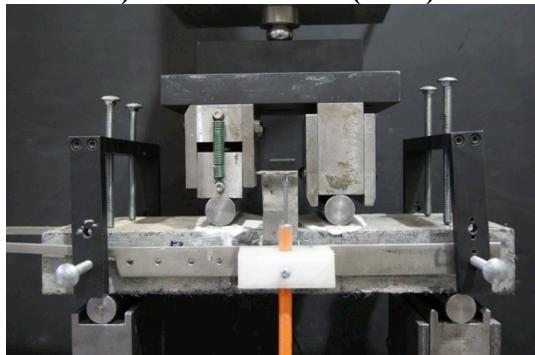
Les essais de compression sur cylindres de béton (4 pouces de diamètre) ont été effectués conformément à la norme CSA-A23.2-9C (CSA, 2009) autant pour les bétons ordinaires que pour les bétons renforcés de fibres. Les essais de flexion sur prismes entaillés (150x150x600mm) sont inspirés de ceux de la norme européenne EN 14651 (CEN, 2005). Les essais de flexion sur dallettes prismatiques (50x150x400mm) ont été adaptés de la norme suisse (SIA, 2015). Ceux de traction sur os (Beaurivage, 2009) ont été développés à Polytechnique. Pour ces trois essais sur bétons renforcés de fibres, soit les prismes entaillés, les dallettes prismatiques et les os, les spécimens ont été coulés de manière à orienter préférentiellement les fibres dans le sens des efforts de traction. Le montage de ces essais, ainsi que les spécimens sont représentés à la figure 3-7. Les essais brésiliens (4 et 6 pouces de diamètre), utilisés pour tester quelques béton ordinaires en traction, ont été réalisés selon l'esprit de la norme CSA-A23.2-13C (CSA, 2009). Finalement, les essais de traction directe réalisés sur les barres d'armatures sont conformes à la norme ASTM-E8 (ASTM E8/E8M-16a, 2016).



a) Prisme entaillé (essai)



b) Prisme entaillé (spécimen testé)



c) Dallette prismatique (essai)



d) Dallette prismatique (spécimen testé)



e) Os (essai)



f) Os (spécimen testé)

Figure 3-7 : Spécimens de caractérisation

3.4 Fabrication

Tout d'abord, il est important de mentionner que les notations spatiales (nord, sud, ouest, est) utilisées tout au long du projet sont basées sur l'orientation géographique de la dalle une fois installée sur le banc d'essai du laboratoire de structures de Polytechnique Montréal.

3.4.1 Dalle sans joint

Suite à des retards pour la fabrication des dalles par une entreprise externe, une première dalle a été fabriquée entièrement au laboratoire, soit la dalle 23 (/o-D-P-0-F). Dû à la faible taille du malaxeur (maximum de 140 litres par gâchée), c'est une dalle plus étroite que les autres qui a été fabriquée. Un total de 3 coulées successives a été fait afin de couler l'ensemble de la dalle, ainsi que les échantillons de caractérisation. Tel que représenté sur la figure 3-8, la première gâchée a été coulée à une extrémité de la dalle, la seconde à l'autre et la troisième au centre. Cette façon de couler avait pour but d'éviter d'avoir des joints froids perpendiculairement aux efforts de cisaillement, afin de ne pas réduire la résistance au cisaillement de la dalle. Le béton a été remué dans le coffrage entre chaque coulée afin d'éviter autant que possible d'avoir la présence de ces joints froids. Pour cette dalle seulement, les barres transversales à l'axe du spécimen au niveau du lit inférieur ont été prolongées de sorte à les faire dépasser du coffrage. L'objectif était de pouvoir déplacer la dalle une fois que la résistance du béton était suffisante.



Figure 3-8 : Étapes de coulé de la dalle 23 (/o-D-P-0-F) (Vue de l'axe longitudinal)

3.4.2 Dalles avec joint

Les autres spécimens ont été fabriqués par l'entreprise de préfabrication Béton Génial située à Saint-Jean-sur-Richelieu. Les coffrages étaient faits de mélamine, ce qui a évité l'utilisation d'huile à coffrage. De plus, cela a permis de faciliter le décoffrage, surtout au niveau des joints où les barres d'armatures sortent du coffrage, puisque la mélamine se casse facilement. Pour faire la forme du joint, un morceau de MDF coupé de sorte à avoir la section trapézoïdale requise a été

utilisé. Il est à mentionner qu'un coffrage individuel à usage unique pour chaque dalle a été fabriqué. La figure 3-9 présente quelques clichés de ces coffrages.

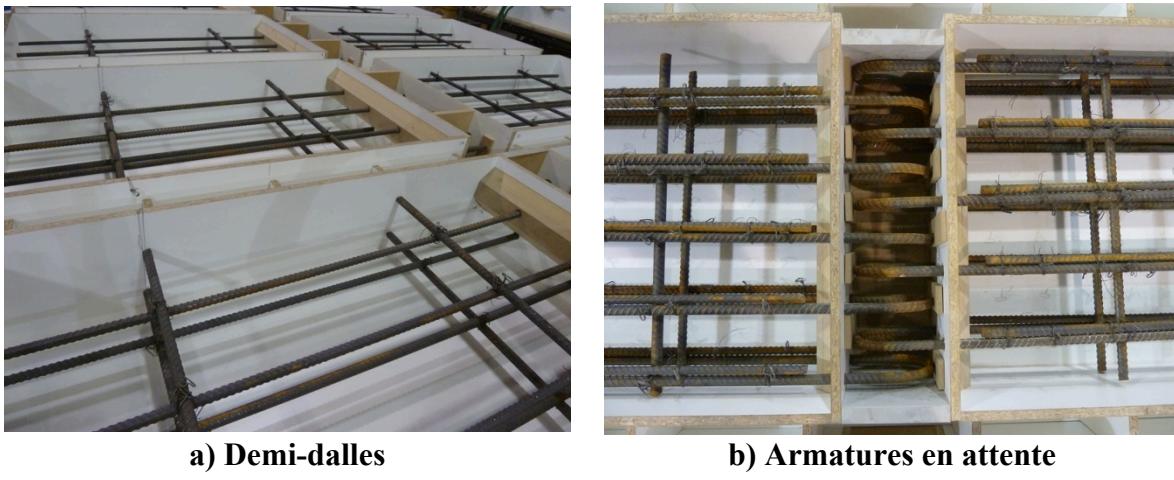


Figure 3-9 : Coffrages

Presque toutes les demi-dalles ont été coulées alors que la moitié correspondante était positionnée adéquatement afin de former une dalle complète. Cela a permis de s'assurer qu'il n'y avait pas de conflit des barres d'armatures en attente au niveau du joint. Faute d'espace disponible, les demi-dalles avec joint de 650 mm ont été coulées séparément.

Les dimensions des coffrages respectent une tolérance selon les plans de ± 1 mm, les enrobages une tolérance de ± 2 mm et la disposition des armatures une tolérance de ± 5 mm. Seule la disposition des armatures au niveau des barres en U varie selon ce qui a été demandé. En effet, les barres en U n'étaient pas pliées exactement comme requis, certaines branches des U étaient plus longues que d'autres. Par contre, lors du positionnement des barres droites collées aux barres en U, la longueur de chevauchement devait prévaloir sur la position de l'armature. Ces variations ont été identifiées et notées sur les plans tels que construits présentés à l'annexe B.

Les coulées des dalles ont eu lieu à différentes dates. Le béton a été produit chez un producteur de béton (Carrières Bernier) situé à quelques kilomètres du lieu de fabrication des spécimens, puis livré dans des camions malaxeurs.

Les dalles en BFHP ont d'abord été coulées. Tous les constituants ont été introduits dans le camion malaxeur chez le producteur, excepté les fibres qui ont été ajoutées manuellement dans le camion une fois rendu à l'usine de préfabrication. Un technicien de Polytechnique Montréal a

effectué la formulation de ce béton, ainsi que la supervision de sa production et de sa coulée. Un total de 2 m³ de béton fibré a été produit, même si cette quantité est bien supérieure à ce qui était requis. Ce grand volume avait pour objectif d'obtenir un mélange homogène. Cependant, a posteriori, le mélange n'était pas parfaitement homogène et un volume de 3 m³ aurait dû être fait.

Pour ce qui est des coulées des bétons de 50 MPa et 35 MPa, ces dernières ont été faites successivement la même journée. Les formulations de ces bétons proviennent du même producteur de béton. Ils sont conformes aux bétons normalisés du CCDG (MTQ, 2016), soit respectivement les types VIII et V. Le contrôle qualité et les ajustements à effectuer en chantier ont été faits par le responsable du producteur de béton. Le béton de ces dalles a été vibré à l'aide d'aiguilles vibrantes.

Des clous de levage, pour pouvoir déplacer les spécimens ont été installés lorsque le béton était encore frais. Finalement, la finition de toutes les dalles a été faite par l'équipe de Polytechnique Montréal et de l'usine de préfabrication.

3.4.3 Granulats exposés

Afin d'augmenter l'adhérence entre la dalle et le joint en BFUP, le devis du pont de Godbout spécifie des surfaces à granulats exposés ayant une amplitude de 1 à 6 mm à l'interface des joints. Pour le projet de recherche, cette rugosité a été obtenue par abrasion au jet de sable une fois que la cure humide a été terminée. La figure 3-10 illustre la réalisation des surfaces à granulats exposés au jet de sable, ainsi que le résultat obtenu sur une des dalles.

**a) Réalisation****b) Résultat de la dalle 19 (3o-U-Q-1-S)****Figure 3-10 : Abrasion au jet de sable**

3.4.4 Joints

Les joints ont été coulés au moins 28 jours après que les dernières dalles aient été coulées afin de limiter l'influence du retrait des dalles et d'être représentatif de la réalité. En effet, selon le devis du pont de référence, ainsi que le CCDG (MTQ, 2016) les dalles doivent être transportées au chantier uniquement après que la période de cure soit complétée, soit lorsque l'élément aura atteint la résistance en compression du béton spécifiée à 28 jours. Environ 24 heures avant la coulée des joints, les surfaces des dalles en contact avec les joints ont été mouillés puis conservées humide à l'aide d'un jute mouillé, le tout recouvert d'une pellicule de polyéthylène. Le tout a été retiré environ une heure avant la coulée, afin d'obtenir une surface saturée superficiellement sèche. Le fond des coffrages a été asséché.

Tous les joints en BFUP 2% des dalles en béton ordinaire ont été coulés à l'usine en une seule gâchée dans un malaxeur à axe de rotation horizontal. À la sortie du malaxeur, le BFUP a été versé dans une benne. Un petit problème est par contre survenu : des boulettes de prémix se sont formées dans le mélange. Ces boulettes, ayant une densité plus faible que le reste du mélange, remontaient à la surface. Elles ont alors été écrasées manuellement et mélangées à l'aide d'un embout mélangeur fixé à une perceuse électrique afin d'obtenir un mélange homogène. La

quantité de BFUP requis a été mal évaluée et seulement quelques spécimens de caractérisation ont pu être coulés. De plus, la dernière dalle coulée (dalle 15 (2*o-U-Q-1-F)) a reçu la fin du contenu de la benne ainsi qu'une grande quantité de boulettes de prémix non-écrasées qui avaient remonté en surface. Ces boulettes ont donc été écrasées manuellement dans le coffrage. Le béton a également été remélangé manuellement à même le joint afin d'homogénéiser autant que possible le mélange. Malheureusement, cette dalle est celle qui n'a pas subi de cure humide. Ce point sera discuté dans le chapitre d'analyse.

Une fois terminées, les demi-dalles et les dalles complètes ont été livrées sur un camion au laboratoire de Structures de Polytechnique Montréal. C'est alors que les joints restants ont pu être coulés au laboratoire. Ainsi, les joints en BFUP 3% et en béton conventionnel ont été coulés au laboratoire compte tenu du faible volume de gâchée et par soucis d'économie. Suite aux résultats obtenus sur les dalles testées, il a été décidé de couler les joints des deux dalles de BFHP en BFUP 2%. Cette coulée a également eu lieu au laboratoire.

Le béton ordinaire des joints a été formulé avec les matériaux disponibles au laboratoire afin d'avoir un mélange se rapprochant le plus possible du type VP du MTMDET. La maniabilité a été augmentée afin d'avoir un matériau le plus autoplaçant possible afin de faciliter sa mise en place dans les coffrages. L'exigence de teneur en air du type VP n'a pas été considérée. Des coups de marteaux ont été donnés sur le côté des coffrages des joints afin de vibrer quelque peu le béton.

Lors des coulées au laboratoire, un malaxeur d'une capacité de 140 litres a été utilisé. Ainsi, plusieurs coulées étaient requises pour un même type de béton. Pour chaque coulée, le béton a été versé dans des seaux à la sortie du malaxeur pour pouvoir être versé par la suite dans les coffrages. Lors de la coulée des joints, autant à l'usine qu'au laboratoire, le béton a été versé au centre des joints afin d'avoir une orientation similaire des fibres dans tous les spécimens. Par contre, à l'usine, l'ouverture de la benne faisait pratiquement la largeur complète d'un joint.

3.4.5 Cure du béton

Toutes les dalles ont subi une cure de 7 jours, c'est-à-dire environ 24 heures avec un film polyéthylène sur la surface supérieure, suivi de 6 jours avec un jute humide couverte d'un film de polyéthylène. Le jute était conservé humide tout le long de la cure avec un apport manuel d'eau

quelques fois par jour, incluant la fin de semaine, excepté pour la dalle coulée au laboratoire où il n'y a pas eu d'arrosage durant la fin de semaine. Les coffrages sont restés en place tout au long de la cure. Pour les joints, ceux coulés à l'usine ont subi exactement la même cure que les dalles. Pour les joints coulés au laboratoire, le même principe de cure était appliqué, excepté qu'un boyau perforé fournissait un apport d'eau en continu.

3.5 Montage expérimental

L'objectif des essais est de tester les joints en flexion positive. Pour ce faire, un montage expérimental a été élaboré afin de créer une zone de moment constant au niveau du joint.

3.5.1 Description

Le montage utilisé est présenté à la figure 3-11. Il consiste en un vérin hydraulique soutenu par un assemblage de poutres d'acier, nommé ci-après bâti. Le vérin applique une charge sur un système de chargement permettant de répartir la charge sur 2 rouleaux distancés de 600 mm pour la majorité des spécimens ou de 925 mm pour deux d'entre eux. En effet, pour les dalles comportant un joint de 650 mm, soit les dalles 01 (0o-D-C-3-S) et 02 (0o-D-C-3-F), le système de chargement a dû être modifié afin de ne pas charger directement sur le joint. Pour ce faire, un profilé tubulaire plus long a été ajouté au système de chargement, afin d'obtenir un espace supérieur des rouleaux. Le poids du système de chargement plus grand pour ces spécimens a été tenu en compte dans les calculs. Les systèmes de chargements utilisés sont illustrés sur la figure 3-12. Le joint testé se retrouve donc au centre de ces appuis mobiles. Des appuis rotulés à chaque extrémité de la dalle supportent cette dernière. L'appui ouest (à gauche sur la photo) est sur rouleaux et l'appui est (à droite sur la photo) est fixe. Ce montage isostatique permet un libre déplacement de la dalle horizontalement à l'extrémité ouest et fait en sorte de ne pas induire d'effet d'arc dans la dalle. Le bon fonctionnement des appuis a pu être vérifié lors des essais puisque les rouleaux se déplaçaient bel et bien lors du chargement. Finalement, le tout est fixé sur des appuis en acier (appuis de couleur verte sur la photo) afin d'avoir accès au-dessous des spécimens.



Figure 3-11 : Montage expérimental



a) Rouleaux espacés de 600 mm

b) Rouleaux espacés de 925 mm

Figure 3-12 : Systèmes de chargement

Un coulis d'« Ultracal 30 » a été mis en place entre chacun des éléments du montage afin que tout soit de niveau et que la répartition des efforts soit adéquate. En effet, du coulis se retrouve entre le plancher et les appuis verts, entre les appuis verts et les plaques des appuis mobile et fixe, ainsi qu'entre les plaquettes d'appui et le spécimen. Des cornières relient également la plaque de

l'appui mobile à celle de l'appui fixe, tout en étant ancrée dans chacun des appuis verts. Ceci permet d'éviter que les appuis s'éloignent et d'avoir à replacer le montage à chacun des essais.

Finalement, un pulsateur Amsler contrôlé manuellement permet d'effectuer les chargements, qu'ils soient statiques ou dynamiques.

3.5.2 Avantages du montage

En s'installant dans la zone en porte-à-faux du bâti, malgré le problème de vibration et de flexibilité de la poutre, plusieurs avantages étaient recherchés. D'abord, les deux faces latérales de la dalle testée étaient visibles et accessibles en tout temps, ce qui permettait de tracer les fissures et d'accéder à l'instrumentation facilement. Également, étant en porte-à-faux, l'installation et la désinstallation des spécimens et du système de chargement étaient beaucoup plus aisés. En effet, tel que l'illustre la figure 3-13, il suffisait d'enfiler directement avec le pont roulant ces items et de les positionner sur le montage toujours avec le pont roulant. Ainsi, aucunlève-palettes n'était nécessaire, sauvant ainsi manipulations, temps et améliorant la précision du positionnement.

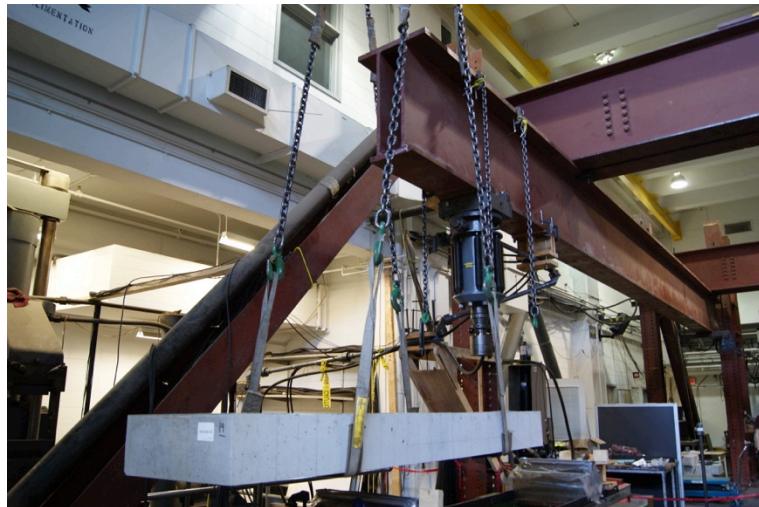


Figure 3-13 : Insertion de la dalle

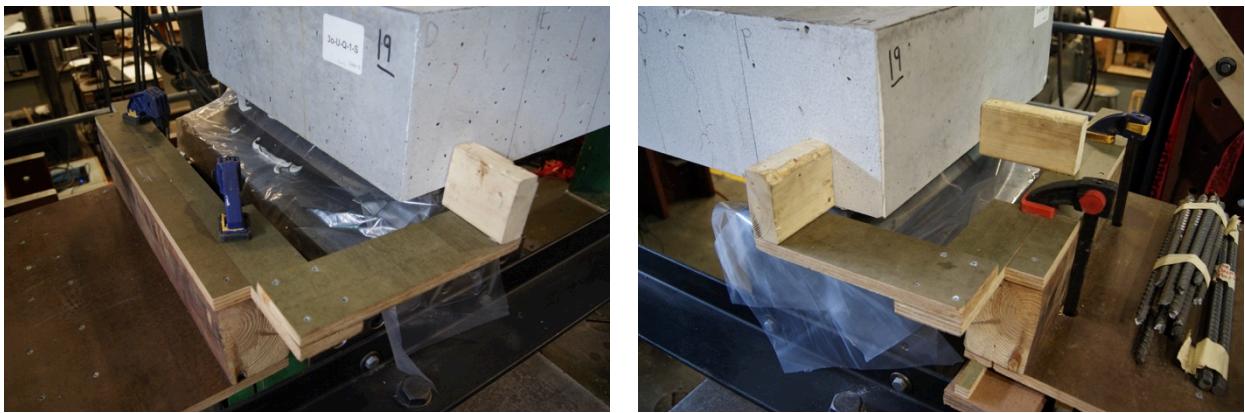
De plus, il était préférable de positionner l'essai le plus proche possible du pulsateur situé au nord de la partie en porte-à-faux du bâti en acier. Ceci permettait de limiter la longueur des tuyaux hydrauliques rigides reliant le pulsateur au vérin, réduisant ainsi la vibration dans les tuyaux et la nécessité de resserrer les jonctions entre les tuyaux. De plus les pertes de charges étaient

amoindries et par le fait même ceci augmentait la course dynamique disponible du vérin. Ces tuyaux ont de plus été rigidifiés à trois endroits afin de réduire autant que possible leur vibration lors des essais en fatigue. La figure 3-14 montre les supports de bois permettent la rigidification du tuyau hydraulique.



Figure 3-14 : Rigidification du tuyau hydraulique

Tout au long des essais, des améliorations ont été faites afin de faciliter la mise en place des dalles et du système de chargement. Par exemple, des gabarits ajustables ont été fabriqués. Cela a permis une mise en place plus rapide et plus précise de la dalle sur les appuis inférieurs (figure 3-15). Des gabarits différents mais ayant la même utilité servaient pour le positionnement du système de chargement sur la dalle (figure 3-16).



a) Appui ouest

b) Appui est

Figure 3-15 : Gabarits de positionnement de la dalle sur les appuis inférieurs



Figure 3-16 : Gabarits de positionnement du système de chargement sur la dalle

3.5.3 Problématiques

La présence du vérin sur le porte-à-faux induit des efforts de traction dans les boulons d'ancrage de la poutre d'appui du bâti opposé à l'essai. Un cadre post-tensionné, montré sur la figure 3-17, a donc été fixé au niveau de cet appui afin de limiter les efforts dans ces boulons.



a) Montage en porte-à-faux



b) Cadre post-tensionné

Figure 3-17 : Bâti d'essai

Au courant du premier essai, soit la dalle 23 (/o-D-P-0-F), la poutre sur laquelle le vérin est fixé subissait une forte vibration latérale, causant ainsi un déplacement latéral du spécimen. En cours d'essai cyclique, la dalle est entrée en contact avec le capteur de flèche nord, faussant ainsi les valeurs mesurées. Ce capteur n'a pas été considéré lors du traitement des résultats. Pour remédier au problème de vibration, un contreventement a été ajouté au niveau de l'appui est du bâti. Il est à mentionner que l'appui ouest du bâti était déjà retenu latéralement. De plus, une courroie du pulsateur est sortie de sa position. Une fois une nouvelle courroie mise en place et le contreventement ajouté, la vibration du cadre a grandement diminuée. Ainsi, la dalle a arrêté de se déplacer latéralement et les charges imposées par le pulsateur sont devenues beaucoup plus stables.

Concernant les dalles ayant un joint plus large en béton ordinaire plutôt qu'en BFUP, c'est-à-dire les dalles 01 (0o-D-C-3-S) et 02 (0o-D-C-3-F), les appuis du système de chargement arrivent très près des creux des clous de levage. Afin d'avoir un flux de contraintes le plus uniforme possible, ces creux (un total de 4 par dalle) ont été remplis avec un mortier. Ce mortier a été formulé afin d'avoir une composition similaire au béton de la dalle 23 (/o-D-P-0-F), étant donné que cette dalle est également composée d'un béton ayant une résistance de 35 MPa en compression. L'objectif est d'avoir un mortier ayant un module élastique similaire à celui de la dalle. La surface de ces creux a d'abord été bouchardée afin d'améliorer l'adhérence du mortier. Une fois coulé, le mortier a été protégé d'un plastique durant environ 24 heures, puis conservé humide jusqu'au moment des essais. Il est à noter que les essais ont eu lieu plus d'une semaine après la fabrication du mortier. La figure 3-18 illustre un de ces creux à son état initial, avec bouchardage et une fois rempli de mortier.



Figure 3-18 : Creux des clous de levage

Lors du démarrage de l'essai de la dalle 02 (0o-D-C-3-F), un bris au niveau du pulsateur est survenu. Après avoir changé un fusible de la boîte électrique, l'essai cyclique a été relancé. Le pulsateur s'est arrêté après quelques heures seulement après le début de l'essai. Cet arrêt a probablement été causé par la charge qui a trop diminué et qui a déclenché les aiguilles de sécurité (voir section 3.7). La courroie du pulsateur est également sortie de sa position. L'essai a donc dû être relancé. Par la suite, dû à une panne électrique planifiée, l'essai a été arrêté après environ 3.25 million de cycles. Lors du redémarrage de l'essai, la fréquence de pulsation était plus faible que la normale (2 Hz). Elle a été augmentée graduellement jusqu'à atteindre la fréquence habituelle (4.4 Hz) au bout de quelques heures. Au bout des 5 millions de cycles souhaités, une mise en charge afin de mener le spécimen à la rupture a été effectuée. Arrivé à la capacité du vérin, la dalle résistait toujours. La dalle a alors été déchargée, afin d'ajouter un deuxième vérin identique afin de doubler la capacité de chargement. Les vérins ont été positionnés symétriquement par rapport à la dalle (figure 3-19). Des plaques d'acier, dont le poids propre a été considéré dans la charge appliquée, permettent de redistribuer les efforts venant des vérins au système de chargement. Une deuxième cellule de charge a été insérée sous ce nouveau vérin. Cette fois, la mise en charge n'a pas été faite par le pulsateur, mais plutôt par une pompe Amsler indépendante chargeant simultanément d'une même pression les deux vérins.

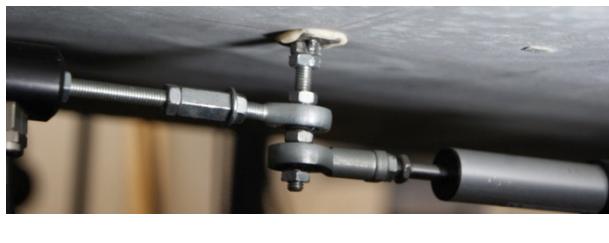


Figure 3-19 : Montage pour la seconde mise en charge de la dalle 02 (0o-D-C-3-F)

3.6 Instrumentation

L'instrumentation installée sur chaque spécimen est composée de capteurs pour la lecture des flèches, de l'ouverture des fissures, de la charge appliquée et finalement, pour un spécimen seulement (dalle 23 (/o-D-P-0-F)), de jauge pour mesurer les déformations du béton.

Afin d'éviter de créer des zones de faiblesse dans les spécimens, les tiges supportant les capteurs d'ouverture de fissure ont été collées sur la surface des dalles sans y percer de trou préalablement. Afin d'avoir une surface de contacts adéquate pour éviter que les capteurs ne se décollent, de petites plaques minces d'acier (12 x 22 x 1.7 mm) pour les tiges simples ont été soudées sur des tiges filetées. Le sens long de la plaque est installé parallèlement aux appuis, donc parallèlement aux fissures de flexion. Pour ce qui est des capteurs pour les ouvertures de l'interface dalle-joint, deux tiges ont été soudées sur une plaque mince (12 x 45 x 1.7 mm) dans le but de faciliter le collage des tiges et afin de s'assurer que les tiges se déplacent de la même distance lors des essais. Les cornières mesurant les flèches dynamiques et statiques ont également été collées sur les faces latérales de la dalle pour les mêmes raisons explicitées précédemment. Ces supports de capteurs sont illustrés à la figure 3-20.



a) Tiges capteurs fissures (simple et double)



b) Cornières capteurs flèches

Figure 3-20 : Supports de capteurs

Seuls les LVTD étaient installés lors des essais cycliques (dynamique) pour mesurer les flèches. Par la suite, lors des essais à la rupture des spécimens, les potentiomètres à cordes étaient installés sur les crochets fixés aux cornières. Ces capteurs permettent de mesurer une flèche plus grande que les LVDT. De plus, les potentiomètres à corde ont un comportement hystéristique,

c'est-à-dire que les valeurs fournies par ces capteurs ne sont pas tout à fait les mêmes lorsque la corde est tirée et lorsqu'elle est relâchée. Ainsi, ce comportement n'est pas adéquat, puisqu'à une même flèche réelle, la valeur mesurée diffère légèrement lorsque la dalle descend et lorsqu'elle remonte. Par contre, la répétabilité des valeurs est excellente pour une même direction de mouvement de corde. De plus, une tension plus ou moins élevée existe dans le câble du capteur, causé par la force de rappel du capteur. Ainsi, puisque les cornières sont seulement collées, cette force pourrait potentiellement à long terme faire décoller la plaque. Finalement, c'est également afin de prévenir l'usure de ces capteurs que les câbles des potentiomètres à corde sont fixés aux cornières uniquement lors de l'essai à la rupture. Les LVDT sont par-contre laissés en place afin d'avoir une redondance dans les valeurs de la plage de lecture des LVDT. Ainsi, 2 potentiomètres à cordes permettent de suivre chacune des flèches (4 capteurs au total). Par triangulation, il est alors possible d'avoir le déplacement vertical (flèche) et celui horizontal. Ces capteurs mesurant les flèches sont présentés sur la figure 3-21.

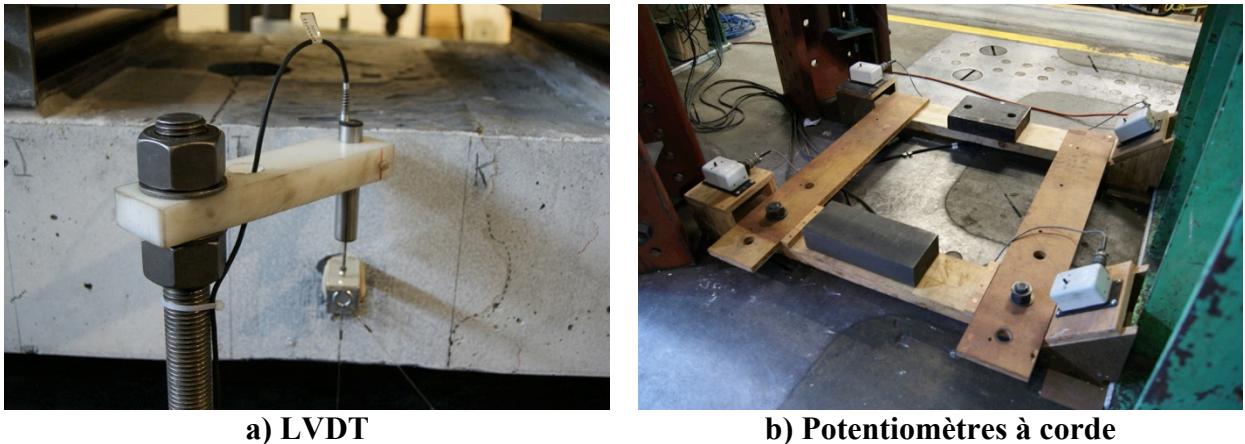


Figure 3-21 : Capteurs de flèches

Les potentiomètres linéaires permettent de capter l'ouverture des fissures sur une certaine plage, soit d'environ 200 mm sur la face inférieure du spécimen, tel que le montre la figure 3-22. Ainsi, il ne s'agit pas de l'ouverture de chacune des fissures, mais plutôt de l'allongement du capteur provoqué par l'apparition d'une ou plusieurs fissures et de la déformation élastique du béton. Deux capteurs supplémentaires sont installés afin de mesurer l'ouverture des interfaces dalles-joints. Un autre capteur sert également pour mesurer uniquement la fissuration du joint en BFUP. Tous ces capteurs d'ouverture de fissure sont présents tout le long des essais, sauf lorsque les dalles sont carottées avant la mise en charge à la rupture. En effet, les capteurs devaient être

enlevés pour prélever un échantillon mais n'étaient pas remis en place par la suite. Cette décision a été prise, puisqu'il est pratiquement impossible de reposer les capteurs exactement au même endroit. Ainsi, il n'y aurait pas eu de correspondance entre les valeurs d'ouverture de fissure avant et après rupture.



Figure 3-22 : Capteurs d'ouverture de fissures

Après le dernier essai, les potentiomètres linéaires pour la mesure des ouvertures de fissures de la dalle et les LVDT de mesure de la flèche ont été ré-étalonnés afin de s'assurer que la qualité des lectures des capteurs ne s'est pas détériorée au fil des essais cycliques. L'écart de la pente par rapport à la calibration au début des essais varie de 0.08% à 0.27%, ce qui plus qu'acceptable sachant que la précision du manufacturier sur la pente de ces capteurs est de 0.25%.

Sur la dalle 23 (/o-D-P-0-F), des jauge d'extensométrie ont été collées sur la surface supérieure de la dalle afin de mesurer les déformations dans la zone comprimée des dalles. Ces jauge permettent de suivre les déformations du béton comprimé. Finalement, une cellule de charge permet en tout temps d'enregistrer la charge imposée par le vérin sur la dalle.

L'ensemble de l'instrumentation est relié à un système d'acquisition permettant d'enregistrer l'ensemble des valeurs en continu ou par intervalle de temps. Il est important de mentionner que le pulsateur n'est pas relié au système d'acquisition et que l'ajustement manuel des charges imposées aux spécimens se fait à l'aide des valeurs provenant de la cellule de charge.

3.7 Protocole expérimental

Il est important de comprendre le fonctionnement du vérin et du pulsateur. Le pulsateur envoie et retire un volume d'huile constant du vérin. L'huile envoyée par le pulsateur est emmagasinée dans la chambre du vérin. Cette chambre s'agrandit lorsque de l'huile est ajoutée et, inversement, se rapetisse lorsque l'huile est retirée. En s'agrandissant, le vérin applique une charge et en se contractant retire une charge. Tous les réglages sont faits manuellement et de manière non automatisée. Il est bon de savoir que le pulsateur permet à la fois de faire des essais statiques et des essais cycliques. Afin d'ajuster les charges, c'est-à-dire la charge minimale et maximale, 2 manivelles sont à ajuster. La première nommée P_{min} sert à régler la charge minimale. Cependant, en modifiant P_{min} , les charges minimale et maximale varient dans la même direction. Pour ce qui est de l'écart entre ces 2 charges, elle peut être modulée en modifiant la position de la manivelle P_{max} . Par contre, en jouant avec P_{max} , les charges minimale et maximale changent en même temps en sens opposé. De plus, ces manivelles sont relativement sensibles. Une variation de quelques degrés sur une manivelle peut faire varier les charges de plusieurs dixièmes de kilonewtons. Un système de sécurité est également en place sur le pulsateur. En effet, des aiguilles ajustables manuellement sont présentes sur les cadans indicateurs de charges du pulsateur. Ces aiguilles permettent de faire arrêter le pulsateur si P_{min} diminue en deçà de la valeur réglée et si P_{max} diminue ou augmente au-delà des valeurs réglées. Par contre, les graduations des cadans sont très grossières et ne permettent pas d'obtenir des seuils exacts. Ainsi, ces seuils sont ajustés approximatives mais permettent tout de même d'arrêter l'essai dans le cas que les charges s'écartent trop des valeurs visées. Ces systèmes de sécurité permettent de laisser fonctionner l'essai même s'il n'y a pas de supervision pendant une longue période de temps (nuit et fin de semaine). Cependant, une erreur d'ajustement lors du premier essai, soit la dalle 23 (/o-D-P-0-F) a fait en sorte que le système de sécurité n'a pas fonctionné et que lorsque la charge a augmenté de façon très significative, le pulsateur ne s'est pas arrêté. Cette erreur a été corrigée pour les autres essais.

Le système de chargement lui-même applique également une charge sur la dalle, ainsi que le poids propre de la dalle. Le système de chargement de 600 mm a une masse de 350.5 kg (3.438 kN), tandis que celui de 925 mm a une masse de 397.1 kg (3.896 kN). Ces deux charges mortes sont considérées dans les calculs des charges appliquées sur le spécimen. En effet, le vérin

doit appliquer une charge inférieure à celle calculée afin de tenir compte de la charge inhérente du système de chargement et du poids propre de la dalle. La charge morte a été convertie en charge de vérin causant un moment équivalent à mi-portée du spécimen.

3.7.1 Phases de chargement

Un essai cyclique typique se décompose en 3 phases distinctes, tel que l'illustre la figure 3-23. D'abord, une pré-fissuration (variant de P_{min} à $P_{60\%fy}$) est faite sur le spécimen pour un certain nombre de cycles. Ensuite, le chargement cyclique (variant de P_{min} à P_{max}) est effectué pour le nombre de cycles désiré. Ces choix seront justifiés dans les sections suivantes. Finalement, un chargement à la rupture (jusqu'à P_{ult} réel) est appliqué afin de mesurer la capacité résiduelle de la dalle. Pour un essai statique sans cycle, seulement la phase de rupture est effectuée.

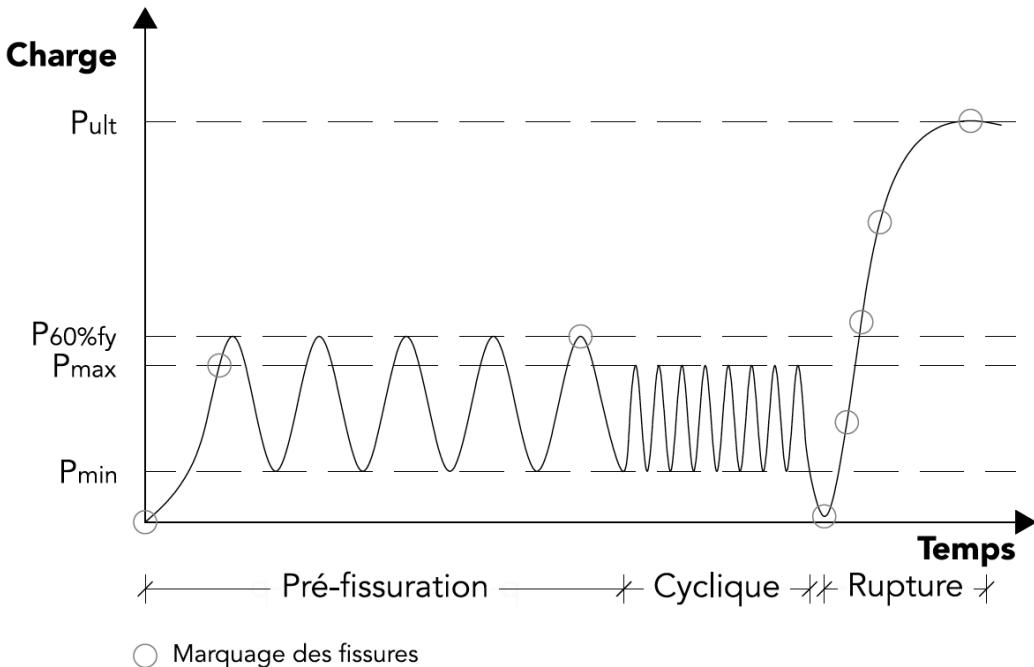


Figure 3-23 : Phases de chargement du protocole expérimental

Tout au long des différentes phases d'essais et des différents paliers, les fissures visibles à l'œil nu étaient tracées. Cependant, en ce qui concerne le dessous de la dalle, elles étaient tracées seulement à la toute fin, soit après la rupture du spécimen ou juste avant le carottage (avant rupture) si applicable. Ainsi, certaines des fissures repérées sont apparues lors de phases ou de paliers antérieurs.

La liste de vérifications du protocole expérimental est présentée à l'annexe C.

3.7.1.1 Chargement statique de pré-fissuration

Une pré-fissuration est initialement appliquée sur le spécimen afin de simuler le passage d'un chargement exceptionnel sur la dalle, tel qu'il se produirait sur un pont. Ainsi, un total de 5 cycles produisant un effort variant de 15% à 60% de la contrainte de plastification dans les armatures est effectué à un taux de chargement d'environ 0.5 kN/s. Il est à noter que pour déterminer ces valeurs, la présence des joints en BFUP n'a pas été considérée, puisqu'il a été considéré que la présence de joints froids au niveau des interfaces dalle-joint ferait en sorte qu'une fissuration se produirait au niveau des interfaces en condition de service. Ces valeurs ont été établies de manière à avoir un niveau de chargement comparable entre tous les essais, puisque les dalles n'ont pas toutes les mêmes détails d'armatures. En effet, certains spécimens représentent des joints longitudinaux et d'autres des joints transversaux. La valeur minimale a été déterminée en fonction des contraintes liées à l'équipement utilisé. En effet, une force minimale doit être appliquée par le vérin lors des essais cycliques. La valeur maximale a quant à elle été calculée à partir des pondérations de charges établies par le code canadien des ponts routiers (CSA-S6, 2014). Les équations suivantes ont servi à calculer le pourcentage de la contrainte de plastification dans les armatures à atteindre lors de la pré-fissuration.

Les contraintes dans les armatures en service (Éq. 3.1) et à l'ultime (Éq. 3.2) sont égales à :

$$f_s = f_D + f_L = \gamma_D f_s + \gamma_L f_s \quad (3.1)$$

- où f_s : Contrainte dans les armatures
 f_D : Contrainte dans les armatures causée par le poids propre
 f_L : Contrainte dans les armatures causée par les charges vives
 γ_D : Ratio de la charge morte sur la charge totale
 γ_L : Ratio de la charge vive sur la charge totale

$$\phi_s f_y \geq \alpha_D f_D + \alpha_L f_L = \alpha_D \gamma_D f_s + \alpha_L \gamma_L f_s \quad (3.2)$$

- où ϕ_s : Coefficient de tenue de l'acier d'armature
 f_y : Limite élastique de l'acier d'armature
 α_D : Coefficient de pondération du poids propre
 α_L : Coefficient de pondération de la charge vive

Le ratio f_s/f_y est obtenu de (Éq. 3.2) dans la condition d'égalité :

$$\phi_g = \frac{f_s}{f_y} = \frac{\phi_s}{\alpha_D \gamma_D + \alpha_L \gamma_L} \quad (3.3)$$

- où ϕ_g : Coefficient de tenue global

$$\phi_g = \frac{f_s}{f_y} = \frac{0.9}{(1.2 \cdot \gamma_D + 1.7 \cdot \gamma_L)} \quad (3.4)$$

Il est possible d'approximer les efforts de flexion causés par le poids propre et les charges vives en moment positif d'une dalle située entre deux poutres à partir de (Éq. 3.5) et (Éq. 3.6) en considérant une dalle doublement encastrée dans l'axe de poutres soumise à une charge répartie pour le poids propre et au moment de flexion obtenu de la méthode simplifiée donnée à l'article 5.7.1.2 de la norme des ponts (CSA-S6, 2014) pour les charges routières.

$$m_D = w_D \cdot \frac{S_e^2}{24} = (h_b \cdot \rho_b + h_a \cdot \rho_a) \cdot \frac{S_e^2}{24} \quad (3.5)$$

- où m_D : Moment positif dû au poids propre d'une dalle doublement encastrée
 w_D : Charge répartie du poids propre
 S_e : Portée efficace de la dalle entre les poutres
 h_b : Épaisseur de la dalle de béton
 ρ_b : Poids volumique du béton
 h_a : Épaisseur de l'enrobé
 ρ_a : Poids volumique de l'enrobé

$$m_L = \frac{P}{2} \cdot (1 + I_D) \cdot \frac{(S_e + 0.6)}{10} \cdot 0.8 \quad (3.6)$$

où m_L : Moment positif dû à la charge vive

P : Poids de l'essieu No. 4 du CL-625

I_D : Facteur d'amplification dynamique

0.8 : Pondération pour dalle continue sur 3 appuis et plus

Pour un pont type du Ministère où les poutres sont espacées de 3.375 m (condition retrouvée au pont de Godbout), il en résulte que :

$$\begin{aligned} m_D &= (0.225 \cdot 24 + 0.065 \cdot 23.5) \cdot \frac{3.575^2}{24} = 3.69 \text{ kNm/m} \\ m_L &= \frac{175}{2} \cdot (1 + 0.4) \cdot \frac{(3.575 + 0.6)}{10} \cdot 0.8 = 40.92 \text{ kNm/m} \end{aligned} \quad (3.7)$$

Ainsi, le poids propre de la structure (γ_D) représente environ 8% de la charge totale reprise par la structure. Il en résulte un coefficient de tenue global (ϕ_g) d'environ 54%. Pour être conservateur et sécuritaire, cette valeur sera prise à 60% tout au long du projet, exception faite de la première dalle testée, soit la dalle 23 (/o-D-P-0-F), où la charge atteinte lors de la pré-fissuration correspond plutôt au double du moment de fissuration théorique. Le pourcentage de la contrainte de plastification dans les armatures pour ce spécimen en particulier correspond ainsi à 55%.

La charge maximale de pré-fissuration des dalles induit des contraintes égales à 60% de la limite élastique de l'acier. Cette valeur représente la valeur maximale des contraintes que les armatures au niveau du joint froid devraient subir dans des conditions de chargement usuelles. Il importe de noter que ces calculs sont conservateurs puisque l'effet d'arc n'a pas été pris en considération.

3.7.1.2 Chargement cyclique

Le nombre total de cycles imposés aux spécimens se base sur les essais antérieurs réalisés à Polytechnique et sur les deux premières dalles testées dans le cadre de ce projet. En effet, l'analyse des résultats d'essais après un million de cycles peut donner l'illusion que la flèche mesurée stagne. Toutefois, il s'est avéré que l'augmentation de la flèche se poursuit au-delà d'un million de cycles et qu'un plus grand nombre de cycles est requis afin de caractériser

l'endommagement des spécimens. La valeur de 5 millions de cycles a été choisie comme un compromis réaliste. En fonction des horaires du laboratoire, il s'est avéré que 5 millions de cycles ou plus ont été imposés aux dalles. La charge minimale appliquée est identique à celle définie précédemment pour la pré-fissuration. La charge maximale imposée est déterminée afin de créer un écart de contraintes de traction égal à 125 MPa dans les barres d'armatures du lit inférieur. La configuration des dalles variant, la charge maximale a varié pour respecter l'écart de contrainte désiré. Cette valeur est la limite imposée par la norme aux aciers d'armature pour l'état limite de fatigue (article 8.5.3.1 de la norme S6-14). La charge cyclique est appliquée via un pulsateur qui fait cycler la dalle à une fréquence de 4.4 Hz. Ceci représente un peu moins de 14 jours pour effectuer 5 millions de cycles.

3.7.1.3 Chargement statique à la rupture

La dernière étape d'un essai sur un spécimen de dalle est son chargement à la rupture. Il s'agit d'appliquer une charge croissante à un taux d'environ 0.1 kN/s jusqu'à obtenir la rupture du spécimen. Des paliers sont effectués tout au long de la réalisation de cette phase d'essai afin de marquer les nouvelles fissures. Ces paliers sont déterminés comme étant des fractions de la charge ultime théorique, calculée avec des coefficients de tenue unitaires. Le critère d'arrêt est soit l'obtention du pic ou soit, pour la majorité des spécimens, une flèche moyenne d'environ 50 mm. Le chargement pour certains spécimens a été arrêté à une plus grande flèche afin de vérifier leur comportement post-pic.

3.7.2 Carottage

Pour plusieurs spécimens, une carotte a été prélevée avant le chargement à la rupture afin de visualiser la fissuration présente au niveau du joint, de la dalle et de l'interface dalle-joint. Ces carottes de 4 pouces de diamètre ont toutes été prélevées à l'emplacement sud-ouest (figure 3-24). Il est à remarquer que ces carottes sont effectuées à même une barre d'armature. Ainsi, le comportement et la résistance à la rupture de ces dalles en sont modifiés. Ceci sera considéré dans l'analyse des résultats. Ces barres coupées ne sont pas celles près des faces latérales afin de limiter les effets de torsion qui pourraient survenir dus à une rigidité non constante du spécimen de part et d'autre du vérin provoqué par une barre coupée.

Pour l'ensemble des spécimens, une carotte a été prélevée après la rupture. Cette dernière a été prise dans la section ayant subi le plus de dommages afin de bien voir la fissuration. Les emplacements sont définis de la même façon que celle présentée précédemment. L'ensemble des clichés se retrouve à l'annexe I.

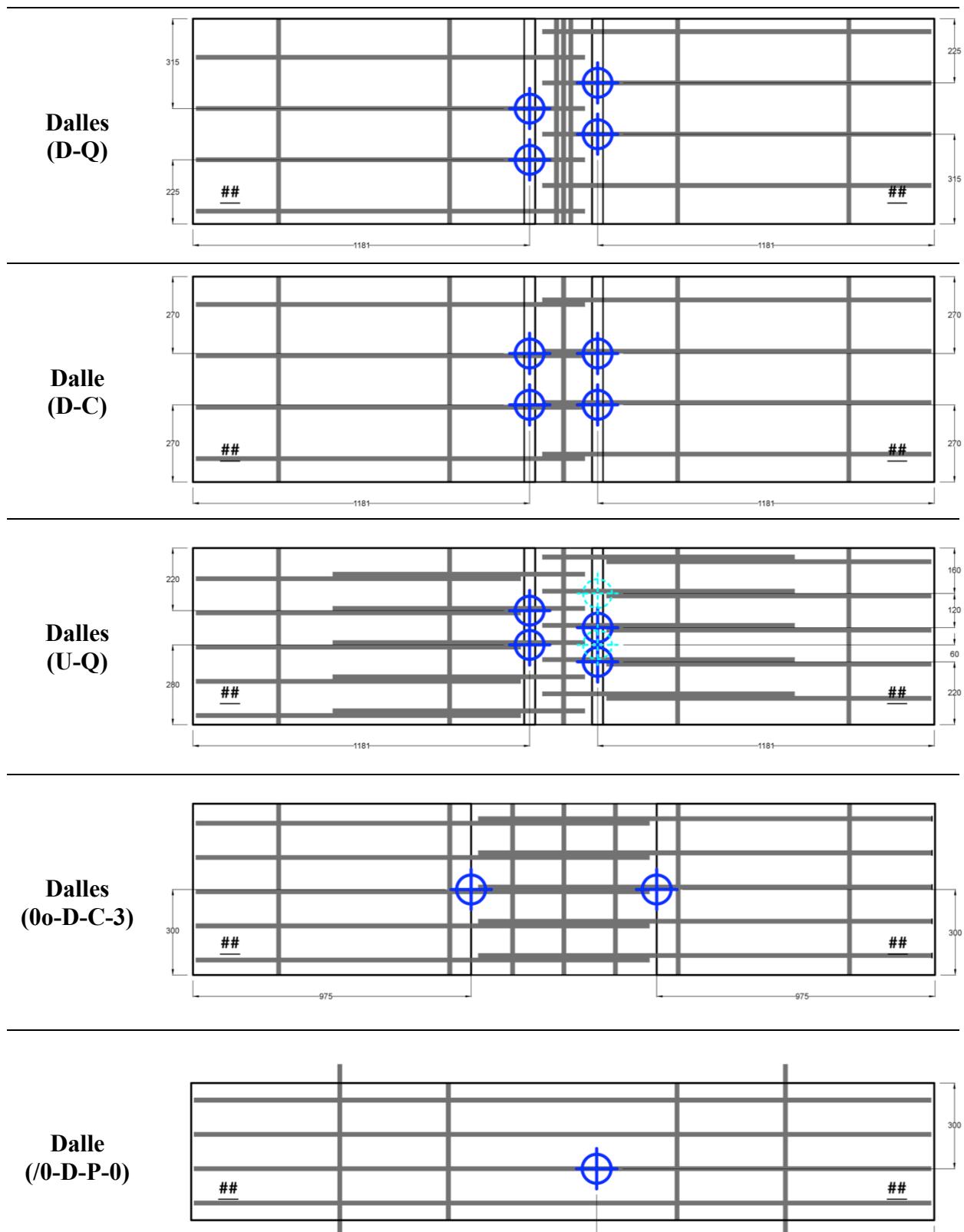


Figure 3-24 : Positionnement du prélèvement des carottes (Vue en plan, nord en haut)

3.7.3 Traitement des résultats

Les résultats obtenus ont été traités afin de considérer les propriétés du montage. Dans un premier temps, étant donné que les capteurs d'ouverture de fissures sont distancés par rapport à la surface inférieure de la dalle, un ratio a été appliqué afin de ramener l'ouverture lue à celle de la surface inférieure. Ce calcul a été fait en prenant en compte la position de l'axe neutre de la dalle calculée conformément à l'article 8.8.3 de la norme des ponts (CSA-S6, 2014). En prenant la valeur de la position de l'axe neutre à l'ultime, l'ouverture calculée reste conservatrice, puisqu'elle surestime l'ouverture réelle des fissures. Par contre, il est important de mentionner à nouveau que chacun des capteurs d'ouverture de fissures prend ses mesures sur environ une distance d'environ 200 mm. Ainsi, la valeur lue peut correspondre à l'ouverture de plus d'une fissure. Le calcul de correction de l'ouverture de fissures est présenté en (Éq. 3.8). Il a été appliqué à tous les capteurs situés sur la face inférieure des spécimens. Dans un deuxième temps, les courbes ont été décalées dans le but de prendre en considération le poids propre du spécimen et celui du système de chargement. La partie linéaire de chacune des courbes a par la suite été prolongée. Il est à préciser que l'allongement élastique du béton n'a pas été retiré de la lecture des capteurs. Ainsi, l'ouverture réelle des fissures est en deçà de la valeur affichée.

$$w_{inf} = \frac{h_b - c_{ult}}{(h_b - c_{ult}) + h_{cpt}} \cdot w_{cpt} \quad (3.8)$$

où w_{inf} : Ouverture de la fissuration au niveau de la fibre tendue

h_b : Épaisseur de la dalle de béton

c_{ult} : Hauteur du bloc de compression à l'ultime

h_{cpt} : Distance mesurée entre la surface inférieure de la dalle et le centre du capteur

w_{cpt} : Allongement du capteur de fissuration

Pour un spécimen (dalle 16 (2o-U-Q-1-F)), les fissures tracées tout au long des essais ont été reproduites sur ordinateur à l'aide d'AutoCAD en s'appuyant sur les photos prises de chaque section de la dalle. Ces photos ont été ajustées à l'aide du logiciel gratuit « PerspectiveImageCorrection » (Wolfgang Schroeder, 2016) afin d'éliminer la perspective des clichés. Les photos ont ensuite été importées dans AutoCAD, puis mises à l'échelle. Les fissures

ont alors été dessinées selon les photos. Si la fissure était visible, la fissure a été redessinée sur la vraie fissure, sinon c'est le traçage au marqueur qui était retracé.

CHAPITRE 4 RÉSULTATS ET ANALYSES

4.1 Essais matériaux des bétons

Tous les bétons ont été testés en compression à 28 jours et à quelques autres échéances afin de suivre l'évolution des résistances et des modules élastiques. D'abord, le tableau 4-1 présente l'ensemble des bétons utilisés, leurs paramètres, ainsi qu'une nomenclature simple permettant d'identifier brièvement chacun des bétons et le numéro de gâchée correspondantes. Concernant le type de cure humide, une nuance est apportée. Pour une cure humide dont l'apport en eau est journalier (arrosage manuel), le terme « humide » est utilisé. Pour une cure humide dont l'apport en eau est continu (boyau perforé), le terme « eau » est utilisé.

Tableau 4-1 : Paramètres des bétons et nomenclature

Béton	Lieu coulée	Date coulée	Gâchée #	Cure	Spécimen	Position	Nom
BFHP 70 MPa	Usine	15/06/2016	1	Humide	21 - 22	Dalle	Bf70u1hd
BHP 50 MPa	Usine	22/06/2016	1	Humide	03 à 20	Dalle	Bo50u1hd
BO 35 MPa	Usine	22/06/2016	1	Humide	01 - 02	Dalle	Bo35u1hd
			1	Humide	23	Dalle	Bo35p1hd
BO 35 MPa	Poly	10/05/2016	2	Humide	23	Dalle	Bo35p2hd
			3	Humide	23	Dalle	Bo35p3hd
			1	Sans cure	09 - 15	Joint	Bu2%u1sj
BFUP 2%	Usine	06/07/2016	1	Humide	03 à 08 10 à 14 16	Joint	Bu2%u1hj
			1	Sans cure	-	Joint	Bu3%p1sj
BFUP 3%	Poly	02/08/2016	1	Eau	17	Joint	Bu3%p1ej
			2	Eau	18 - 19	Joint	Bu3%p2ej
			3	Eau	20	Joint	Bu3%p3ej
BO 35 MPa	Poly	04/08/2016	1	Eau	01	Joint	Bo35p1ej
			2	Eau	02	Joint	Bo35p2ej
BFUP 2%	Poly	21/02/2017	1	Eau	21 - 22	Joint	Bu2%p1ej

4.1.1 Résistance à la compression

Le tableau 4-2 présente les résultats obtenus suite à la batterie d'essais pour caractériser les matériaux. Ainsi, ce dernier contient la résistance en compression (f'_c), le module élastique (E_c) et le coefficient de Poisson (ν) obtenus à 28 jours pour tous les bétons utilisés.

Tableau 4-2 : Paramètres en compression des bétons à 28 jours

Nom	Résistance en compression (f'_c) MPa	Module élastique (E_c) MPa	Coefficient de Poisson (ν) -
Bf70u1hd	89.0	36 600	0.248
Bo50u1hd	52.8	34 200	0.257
Bo35u1hd	35.4	30 100	0.236
Bo35p1hd	37.7	30 300	0.203
Bo35p2hd	39.7	31 100	0.197
Bo35p3hd	39.7	31 600	0.213
Bu2%u1sj	118.0	38 300	0.231
Bu2%u1hj	120.1	37 600	0.215
Bu3%p1sj	127.1	40 200	0.222
Bu3%p1ej	127.8	38 400	0.208
Bu3%p2ej	134.9	40 800	0.219
Bu3%p3ej	128.3	40 600	0.231
Bo35p1ej	44.4	31 500	0.205
Bo35p2ej	45.3	31 100	0.207
Bu2%p1ej	121.3	38 800	0.215

Il est à mentionner que les propriétés évoluent dans le temps, étant donné que le ciment et les autres ajouts cimentaires continuent à s'hydrater et ce tout au long de la durée de vie de l'ouvrage. Ainsi, la figure 4-1, la figure 4-3 et la figure 4-4 présentent respectivement, l'évolution de la résistance en compression, du module élastique, ainsi que du coefficient de Poisson. Il est à noter que les marqueurs en cercle représentent le béton ordinaire, ceux en carré le BFHP et ceux en X le BFUP.

Tel qu'attendu, la résistance du béton en compression augmente rapidement durant les 28 premiers jours. Pour les bétons ordinaires, cela correspond à ce qui est attendu par l'équation (Éq. 4.1) de l'ACI Committee 209 (2008). Sur la figure 4-2, les courbes en traits pointillés ont été tracées à partir de cette équation. À long terme par contre, les résultats divergent de ce que la théorie prédit et l'hétérogénéité du matériau ne peut expliquer à elle seule cette divergence. Pour le module élastique (E) et le coefficient de Poisson (ν), plusieurs valeurs semblent également erronées pour les échéances à long terme. Ces paramètres sont également en baisse à longue échéance pour plusieurs autres bétons. C'est plutôt l'inverse qui aurait été attendu, puisque le mûrissement du béton se poursuit au fil du temps. Ces aberrations peuvent s'expliquer en partie

par le fait que des personnes différentes ont effectués les essais tout au long du projet. Bien que les taux de chargement aient été respectés, il est possible que d'autres erreurs de manipulation, particulièrement en ce qui a trait à l'instrumentation servant à mesurer E et \mathbf{v} , aient conduit à des résultats erronés.

$$f_c(t) \approx f'_c(28) \cdot \frac{t}{4 + 0.85 \cdot t} \quad (4.1)$$

où t : Échéance du béton à partir du moment de contact de l'eau avec le ciment

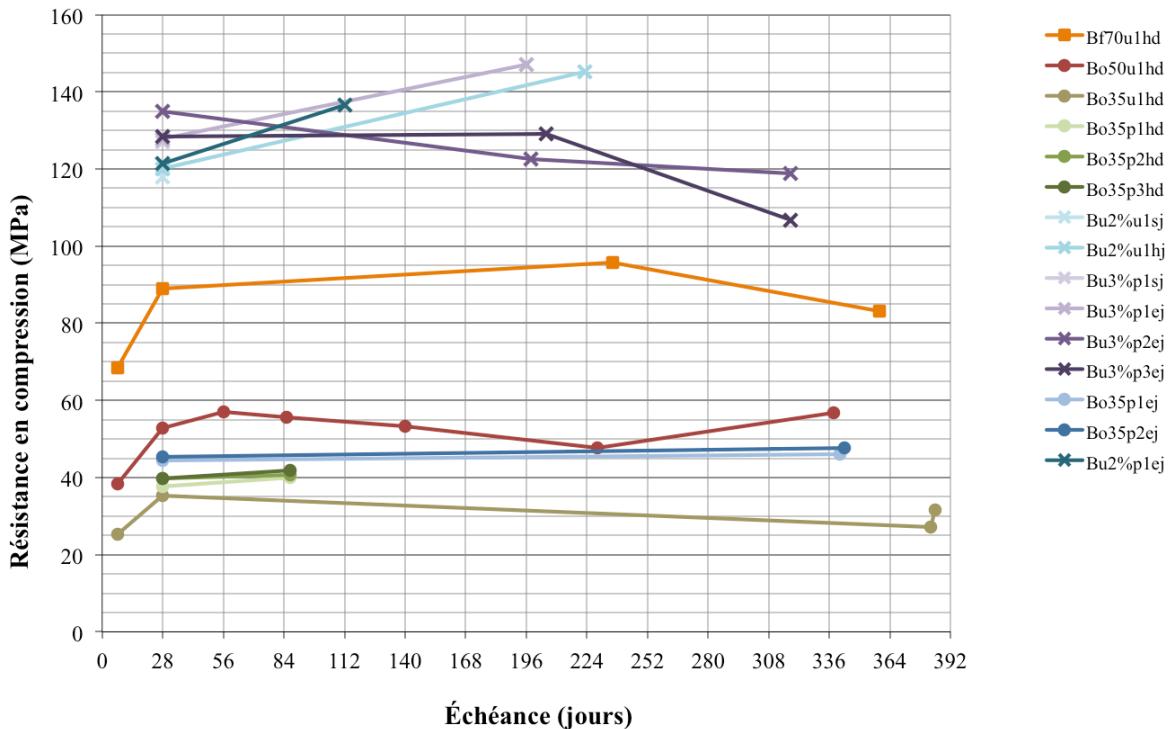


Figure 4-1 : Résistance des bétons en compression dans le temps

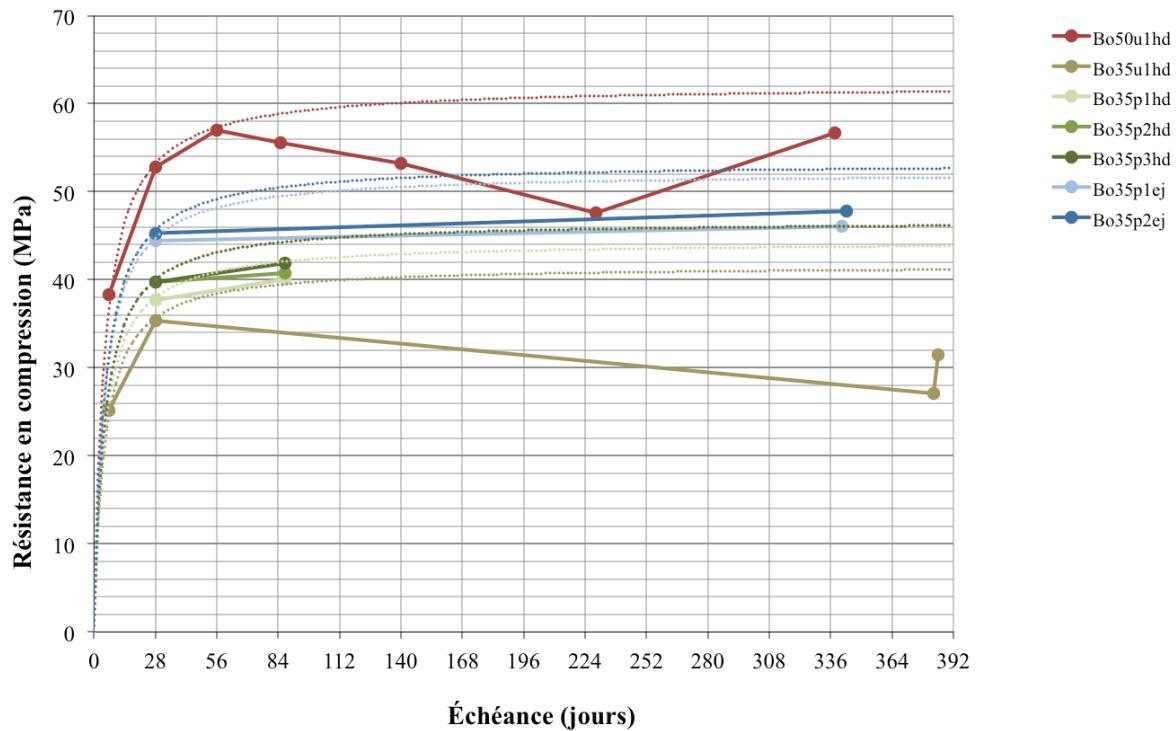


Figure 4-2 : Résistance en compression des bétons ordinaires dans le temps

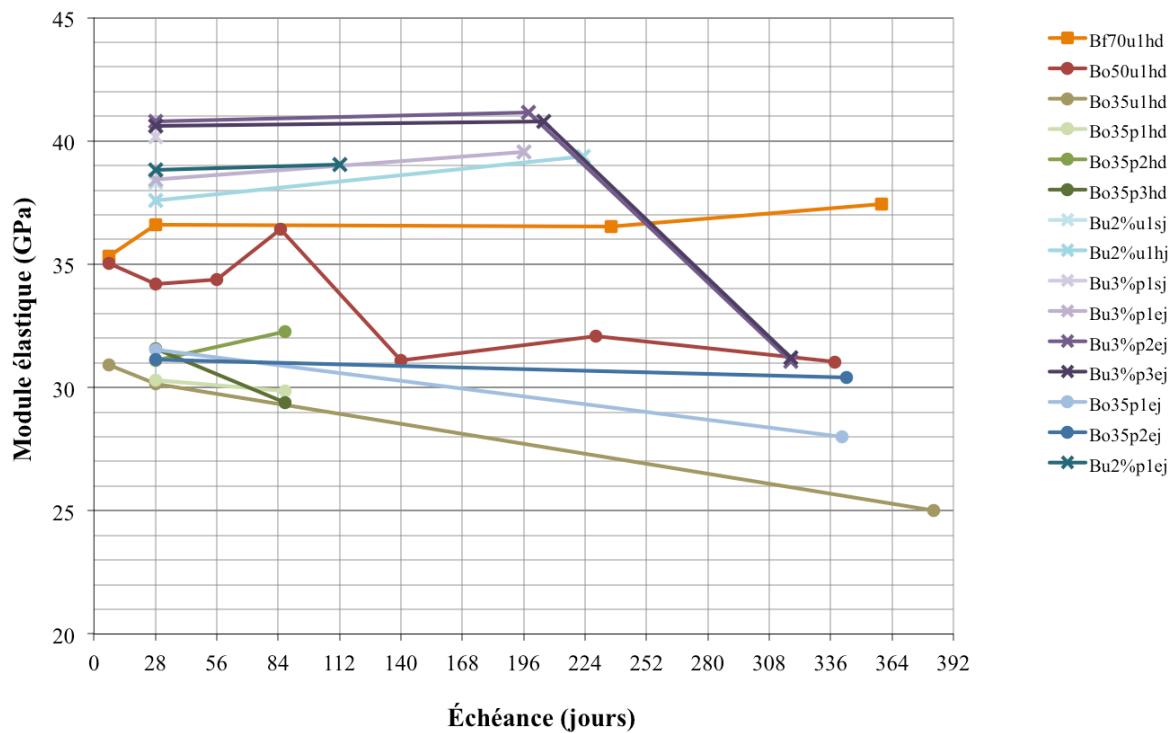


Figure 4-3 : Module élastique des bétons dans le temps

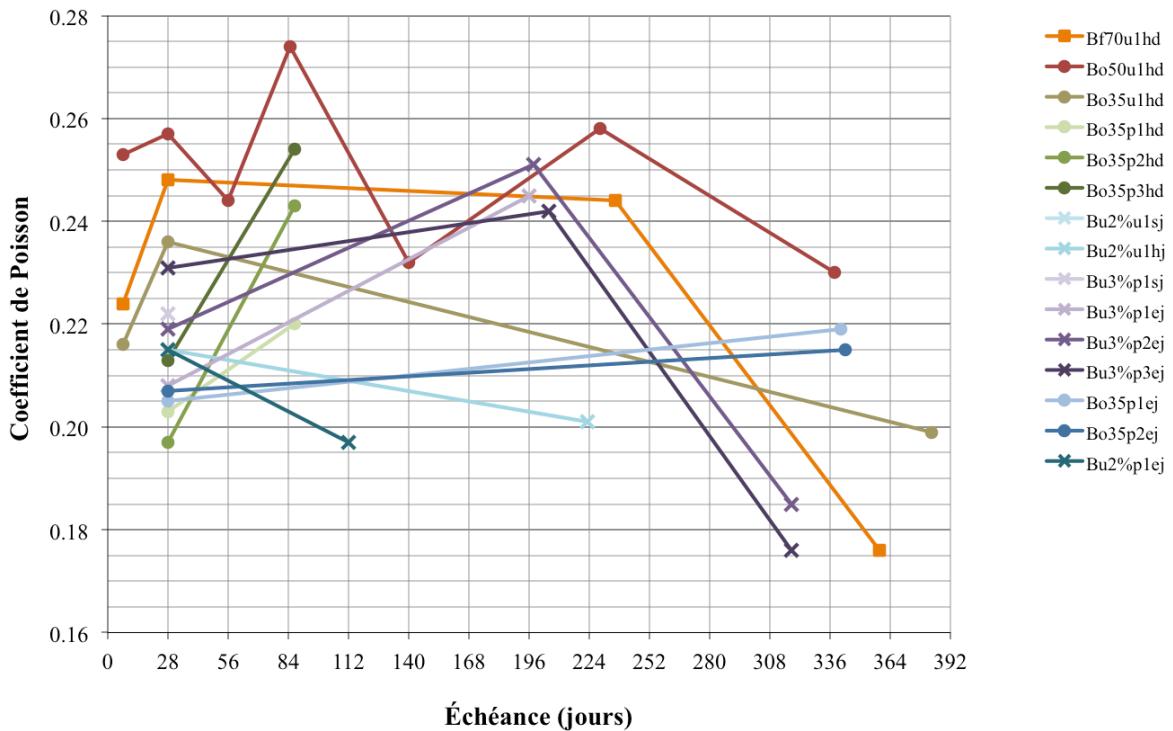


Figure 4-4 : Coefficient de Poisson des bétons dans le temps

4.1.2 Résistance à la traction

Le tableau 4-3 présente la résistance moyenne en traction issue des différents essais matériaux réalisés. Il est à noter que l'ensemble des résultats pour chaque spécimen (os, dallette prismatique, prisme entaillé) est présenté à l'annexe D. Afin de retrouver la résistance en traction du BFUP à partir des essais sur dallettes prismatiques, l'équation (Éq. 2.7), soit celle proposée par la norme suisse (SIA, 2015), a été utilisée. Pour les essais sur prismes entaillés en BFHP, les résultats ont été obtenus à partir de (Éq. 2.9). Ainsi, les résultats obtenus à partir des essais de traction directe sur os démontrent que la quantité de fibres dans le matériau a un impact sur la résistance en traction du béton. En effet, un BFUP 3% est plus performant qu'un BFUP 2% qui est plus performant que le BFHP 70 MPa qui contient 1% de fibres. Les résultats obtenus des essais sur os sont de l'ordre de grandeur de ce qui est annoncé par le producteur du BFUP présensaché, soit de 8 MPa et de 9.5 MPa pour respectivement du BFUP 2% et du BFUP 3% (valeurs à 28 jours) (Matériaux King et compagnie, 2016, 2017). Pour ce qui est de la résistance du Bu2%p1ej (voir tableau 4-1), la résistance obtenue à 28 jours est plus grande que celle à 112 jours, ce qui est aberrant. Ceci peut s'expliquer, entre autre, par le fait que l'orientation des

fibres a un grand impact sur les résultats. De plus, ce résultat est obtenu à partir de la moyenne faite sur seulement 2 spécimens. Les résultats sur dallettes prismatiques ne concordent pas tout à fait avec ce qui est attendu puisque certaines valeurs de traction du BFUP 2% et du BFUP 3% sont inférieures à ce qui est attendu. Encore une fois, l'orientation des fibres peut expliquer, en partie, ces résultats.

Tableau 4-3 : Résistance moyenne en traction des bétons

Nom -	Os		Dallette prismatique		Prisme entaillé		Brésilien	
	f_t MPa	Échéance jours	f_t MPa	Échéance jours	f_t MPa	Échéance jours	f_{sp} MPa	Échéance jours
Bf70u1hd	4.3	217	-	-	4.5	229-230	-	-
Bo50u1hd	-	-	-	-	-	-	4.4*	338
Bo35u1hd	-	-	-	-	-	-	-	-
Bo35p1hd	-	-	-	-	-	-	2.9	193
Bo35p2hd	-	-	-	-	-	-	2.9	193
Bo35p3hd	-	-	-	-	-	-	-	-
Bu2%u1sj	-	-	-	-	-	-	-	-
Bu2%u1hj	8.4	196-197	6.7	210	-	-	-	-
Bu3%p1sj	-	-	-	-	-	-	-	-
Bu3%p1ej	9.7	182	9.2	184-185	-	-	-	-
Bu3%p2ej	-	-	6.3	183-184	-	-	-	-
Bu3%p3ej	8.7	170-182	6.9	185	-	-	-	-
Bo35p1ej	-	-	-	-	-	-	-	-
Bo35p2ej	-	-	-	-	-	-	-	-
Bu2%p1ej	8.3	28	8.2	28	-	-	-	-
	7.0	112	8.6	112	-	-	-	-

*Essais effectués sur cylindres 4 pouces

Bien que l'effet de l'orientation des fibres joue un grand rôle dans les résultats obtenus des essais de traction, les essais sur os comportent certains défauts. D'abord, les coffrages sont faits de plaques épaisses en acier ce qui restreint le retrait du béton. Cela peut provoquer de la fissuration dans le spécimen avant même qu'il soit testé. Ces coffrages sont excessivement lourds, 47.8 kg chacun lorsque vide, ce qui complexifie leur manipulation et par conséquent le décoffrage des spécimens, ce qui encore une fois, augmente les risques de fissurer le spécimen. Ensuite, lors des essais, il n'est pas rare que la fissuration se produise dans le changement de section de l'os et par conséquent, en plus d'avoir une aire variable, la fissure n'intercepte pas les capteurs qui mesurent

l'allongement de la section réduite. Dans le cadre de ce projet, pour environ la moitié des essais effectués, la fissuration principale se situe au niveau du changement de section, rendant difficile l'exploitation des résultats. Cela se produit malgré le fait que les rayons au niveau des changements de section aient été calculés afin de ne pas y concentrer les contraintes (Beaurivage, 2009). Également, lors des essais, il se peut qu'il y ait de la flexion et de la torsion parasite dans le spécimen puisque celui-ci est retenu dans les mâchoires du haut et du bas de la presse, impliquant ainsi des conditions d'appuis encastrées à ces deux extrémités. Ainsi, il faut que le déplacement du vérin de la presse se fasse parfaitement dans l'axe du spécimen afin d'avoir une traction pure dans le spécimen. Bref, le coffrage, la forme du spécimen, ainsi que le montage seraient à réviser.

Malgré que les essais d'os soient critiquables et que ce projet ne vise pas à proposer des corrections à apporter à cet essai, le traitement des résultats suivant a été fait :

- la contrainte est basée sur l'aire de la section constante ;
- lorsque la fissuration principale se produit dans la section constante (à l'intérieur de la plage de lecture des capteurs de la face étroite), seuls les capteurs de la face étroite sont considérés ;
- lorsque la fissuration se produit dans le changement de section, seuls les capteurs de la face large sont considérés étant donné que l'écart de déformation entre la moyenne des capteurs de la face étroite et la moyenne des capteurs de la face large est relativement faible ($297 \mu\epsilon$ pour le spécimen D2 qui a fissuré dans la section réduite) ;
- pour un même spécimen, les mêmes capteurs sont considérés pour la déformation pré-pic et pour le déplacement post-pic (retour élastique non-considéré).

Les courbes moyennes de chaque série d'essais sont présentées à la figure 4-5. Les résultats moyens détaillés pour chacune de ces séries sont mis à l'annexe D.

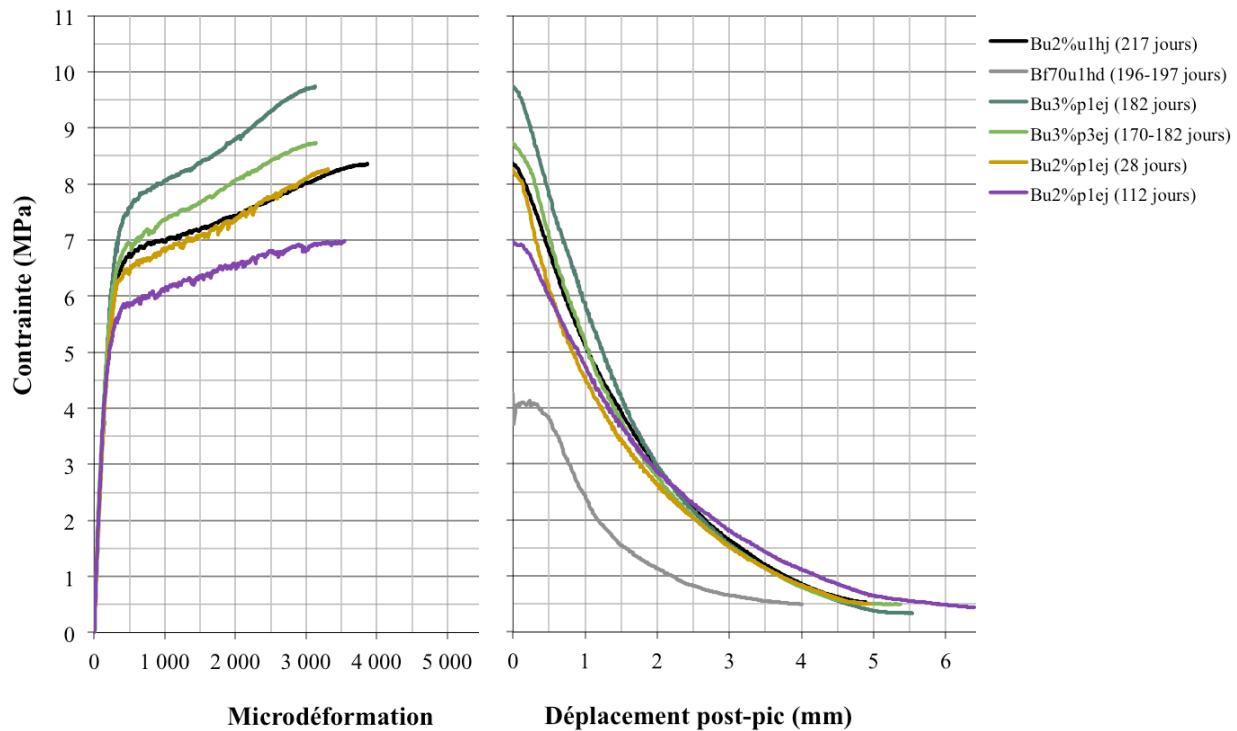


Figure 4-5 : Comportement en traction directe des BRF et BFUP – Os

Les seuls essais sur prismes entaillés ont été faits sur le BFHP 70 MPa. Le résultat moyen de ces essais est présenté à la figure 4-6. En utilisant (Éq. 2.8), une résistance flexionnelle moyenne de 12.34 MPa est obtenue pour le BFHP 70MPa et avec (Éq. 2.9), la résistance en traction directe moyenne est de 4.52 MPa, ce qui plus élevé de 6.3% par rapport aux essais d'os. Cette surestimation de résistance peut être expliquée aisément. Pour les essais d'os, la rupture se produit au niveau de la section la plus faible. Par contre, puisque les prismes entaillés sont, comme son nom le dit, entaillés et qu'il s'agit d'un essai de flexion 3 points, la fissuration se produit inévitablement au droit de l'entaille. Cette section n'est pas forcément au niveau de la section la plus faible du prisme.

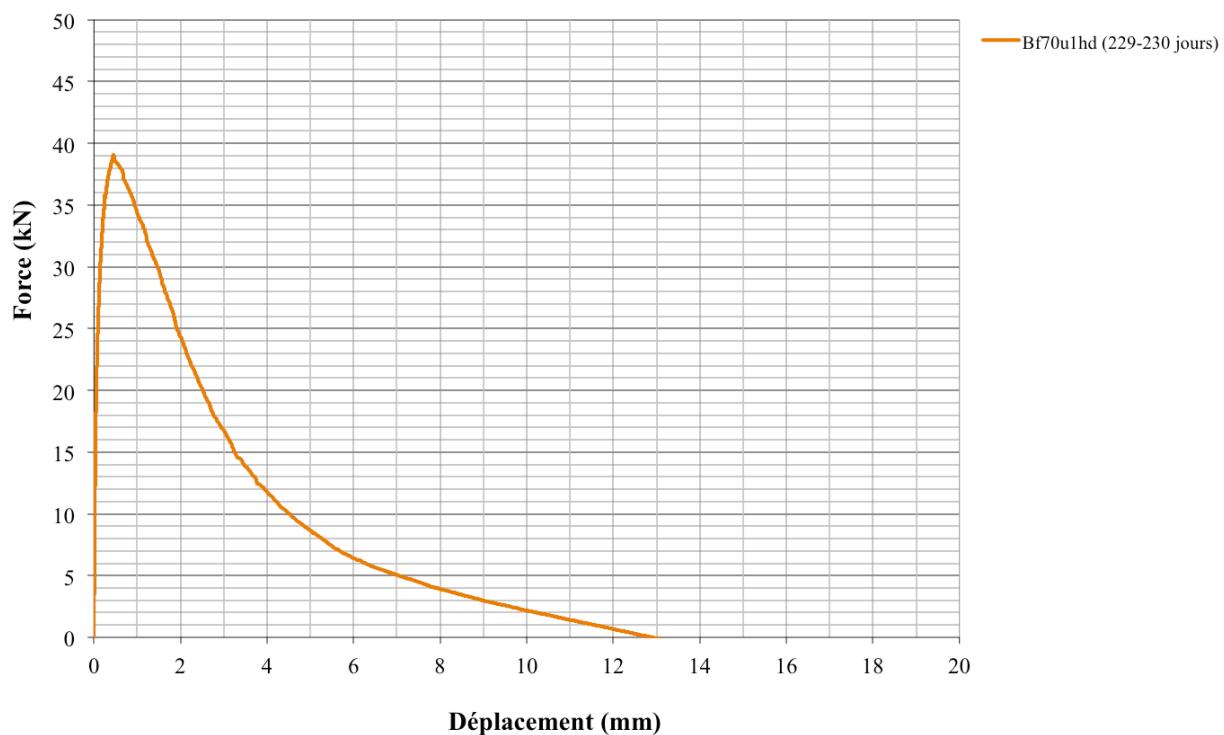


Figure 4-6 : Comportement en flexion du BRF – Prismes entaillés

Pour les essais sur dallettes prismatiques, les courbes moyennes de chacun des bétons sont présentées à la figure 4-7. Seuls les spécimens ayant fissurés à l'intérieur de la zone de moment constant ont été considérés dans les moyennes. Il est à remarquer que les bétons Bu3%op2ej et Bu3%op3ej ont très mal performé pour ces essais sur dallettes prismatiques. En effet, leur comportement s'apparente plutôt à celui d'un BFUP 2% que d'un BFUP 3%. Par contre, les essais de traction directe sur os de ces mêmes bétons ne confirment pas ces résultats. En effet, dans ce cas, la résistance en traction du BFUP 3% est supérieure à celle du BFUP 2%. Il est à savoir que la façon dont les spécimens sont coulés, puisqu'il faut orienter préférentiellement les fibres, influence très significativement les résultats. Ainsi, deux personnes ayant coulé le même béton dans deux spécimens distincts peut donner des résultats différents lors des essais. Il serait donc primordial de normaliser une technique de coulée pour les bétons renforcés de fibres, quel que soit le type de spécimen coulé, c'est-à-dire des os, des prismes, etc. Les résultats plus faibles pour les dallettes prismatiques proviendraient alors d'un problème de production de ces échantillons.

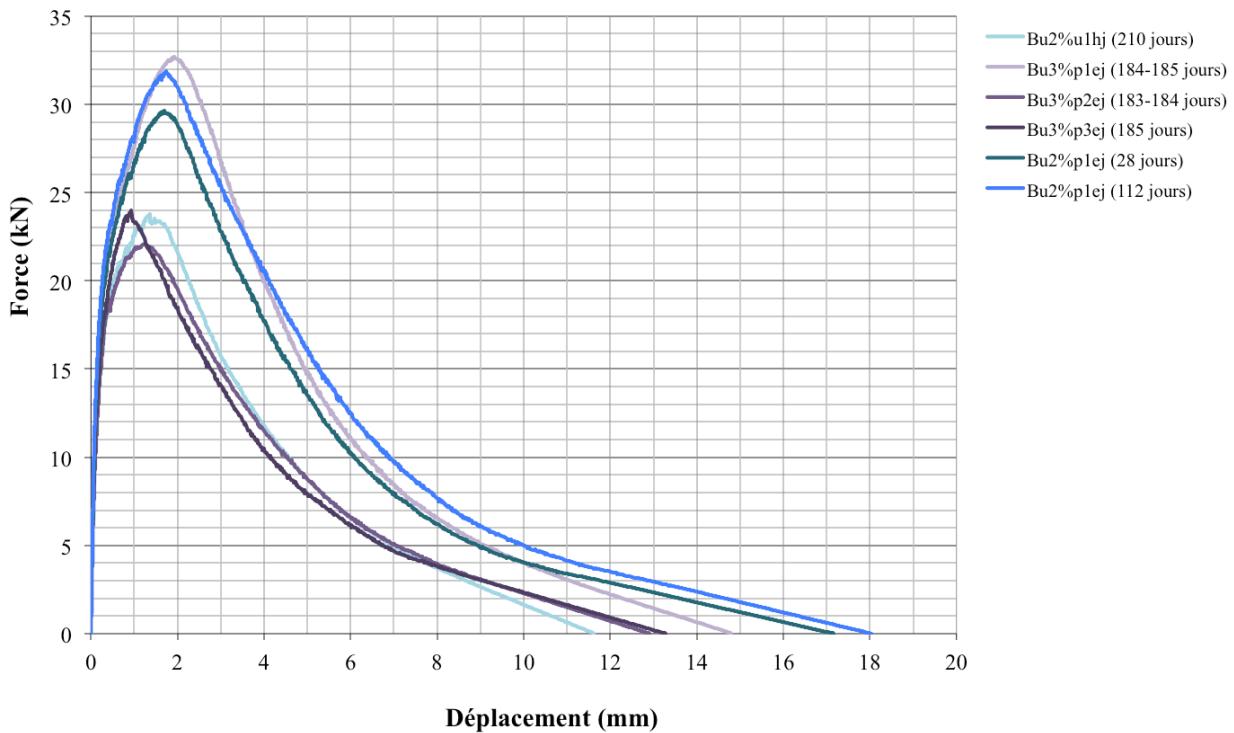


Figure 4-7 : Comportement en flexion des BFUP – Dallettes prismatiques

4.2 Essais matériaux de l'armature

En ce qui concerne l'acier d'armature des dalles coulées en usine, celui-ci provient du même lot. Par contre, pour la dalle coulée au laboratoire uniquement, soit la dalle 23 (/o-D-P-0-F), l'acier utilisé provient d'armature disponible au laboratoire. Des échantillons pour toutes les barres utilisées ont été prélevés et testés en traction. Pour l'acier de l'usine, un total de 4 coupons a été testé et, pour l'acier du laboratoire, un seul coupon par barre utilisée a été testé. L'annexe B présente l'identification et la position des barres dans le spécimen coulé au laboratoire. Les résultats expérimentaux moyens de traction directe sont présentés à la figure 4-8. La forme des courbes correspond à ce qui est attendu pour de l'acier soudable. D'abord, il y a une phase élastique, suivie d'un plateau plastique et d'une phase d'écrouissage. L'ordre de grandeur des déformations correspond à ce qui est mentionné dans Beaulieu, Picard, Tremblay, Grondin et Massicotte (2008).

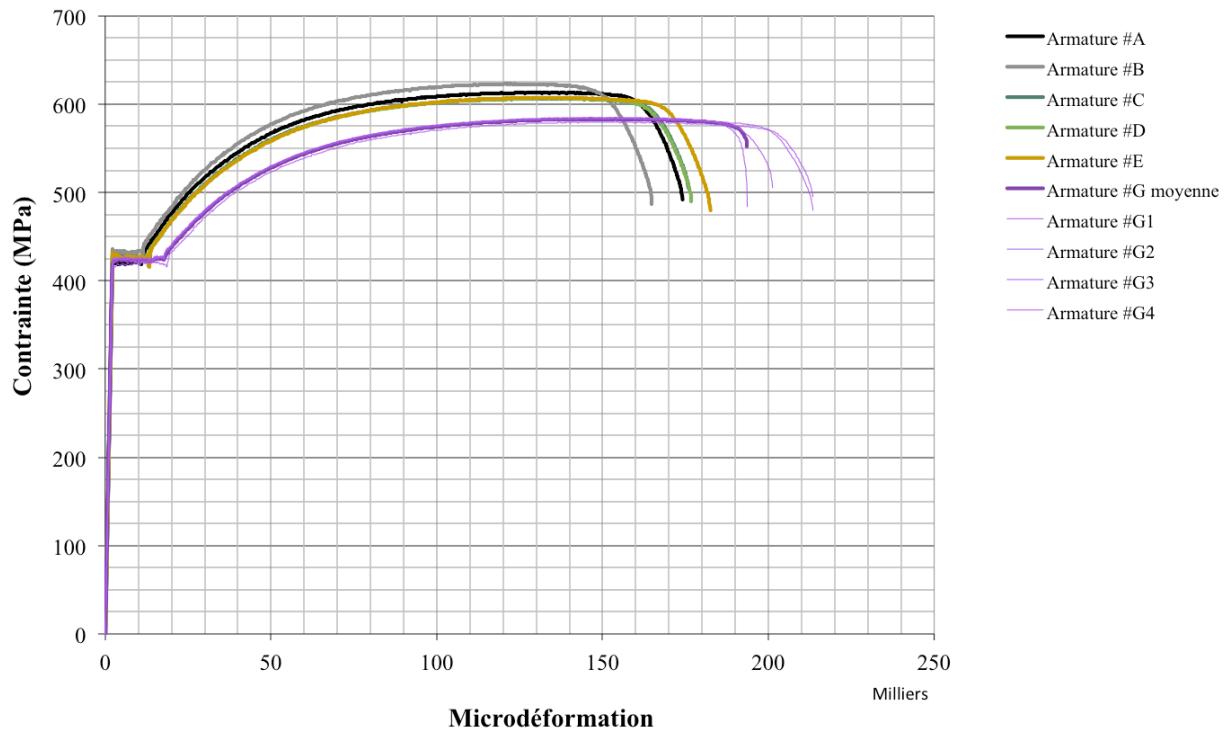


Figure 4-8 : Résultats expérimentaux des essais en traction directe des armatures

Il est important de mentionner que ces courbes ont dû être ajustées lors du post-traitement des résultats. D'abord, ayant fait deux marques à environ 300 mm d'espacement sur chaque spécimen, il a été possible de calculer l'allongement total du spécimen à la rupture en utilisant les valeurs initiales et finales mesurées manuellement. Le déplacement du vérin de la presse étant connu en tout temps, un facteur de correction sur les mesures de déplacement de la presse a été calculé. Pour ce faire, l'allongement du spécimen a été divisé par le déplacement donné par la presse. Ce déplacement est obtenu en soustrayant le déplacement à la rupture (point B sur la figure 4-9) à celui du pic avant le plateau plastique (point A). La déformation a par la suite été calculée en divisant chacune des valeurs d'allongement dans le temps par la distance initiale mesurée entre les marques. Finalement, chaque courbe a été décalée horizontalement afin d'avoir une pente initiale correspondant au module élastique de l'acier, soit de 200 000 MPa. La charge mesurée par la presse a été convertie en contrainte en utilisant l'aire nominale de la section des barres 15M, soit de 200 mm².

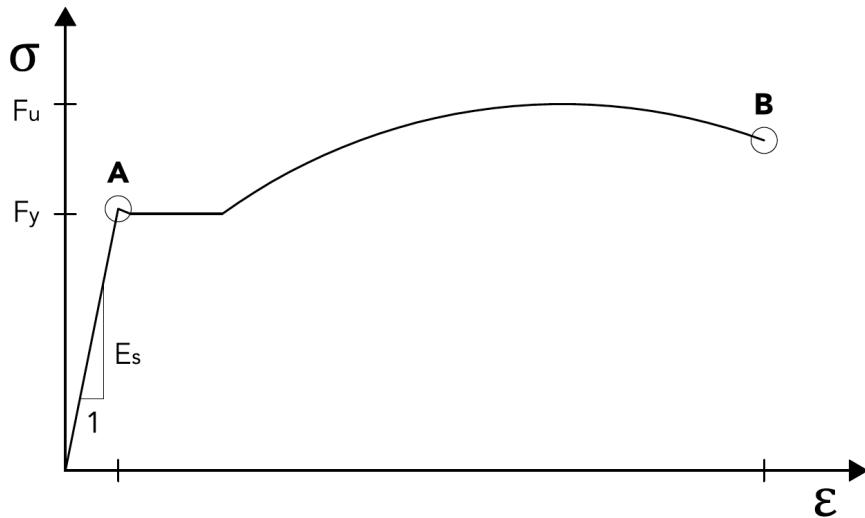


Figure 4-9 : Courbe du comportement en traction directe des armatures

Les valeurs moyennes des limites élastique (f_y) et ultime (f_u) sont présentées au tableau 4-4. Pour ce qui est des barres d'armatures provenant des dalles fabriquées à l'usine (série G), les valeurs des contraintes de plastification et ultimes ont été comparées aux valeurs des essais réalisés par le producteur d'acier. Leurs valeurs sont respectivement, en moyenne, de 457 MPa et de 588 MPa. La contrainte de plastification mesurée au laboratoire de Polytechnique est légèrement inférieure à celle du producteur. L'ordre de grandeur de la contrainte ultime est similaire.

Tableau 4-4 : Limites élastiques et ultimes des armatures

Barre	Dalle	f_y MPa	f_u MPa
-	-		
#A	23	420	614
#B	23	432	623
#C	23	427	607
#D	23	425	607
#E	23	426	607
#G1	1 à 22	425	585
#G2	1 à 22	425	585
#G3	1 à 22	419	580
#G4	1 à 22	423	584
#G moyen	1 à 22	423	583

Toutes ces données sont cependant à prendre avec un certain recul. D'abord, les marques ont été faites à l'aide d'un poinçon. Il est fort à parier que l'alignement de ces marques le long de la barre n'est pas parfait. De plus, les mesures ont été prises initialement avec un ruban à mesurer d'une précision de 0.5 mm, puis, à la rupture, à l'aide d'un pied à coulisse précis au centième de millimètre. Une légère variation de ces mesures peut conduire à de fortes différences en termes de déformation. Pour la mesure à la rupture, la barre scindée en deux a été raboutée et remise la plus droite possible en s'enlignant dans un montage en coin. Également, les résultats obtenus supposent qu'il n'y a pas eu de glissement du spécimen dans les mâchoires de la presse et que le comportement de la presse demeure linéaire tout au long des essais.

4.3 Essais sur dalles

Cette section porte sur les différents résultats récoltés lors des essais de flexion sur les 20 dalles testées. Ces résultats sont basés sur l'analyse des carottes prélevées à même les spécimens, sur les patrons de fissuration et sur les valeurs mesurées par les capteurs. Une analyse générale de tous les spécimens et une analyse spécifique selon les paramètres définis précédemment à la section 3.2.4 sont présentées.

4.3.1 Analyses globales

Cette section présente l'ensemble des résultats des phases de chargement de pré-fissuration, de fatigue et à la rupture. Ces derniers sont abordés à travers différents graphiques. Malgré que l'ensemble des courbes représentant les 20 spécimens apparaissent sur une même figure, certaines tendances seront tirées. Ceci permettra par le fait même de présenter les différents graphiques qui seront réutilisés ultérieurement en considérant uniquement les spécimens visés par chaque paramètre (voir section 4.3.2 subséquente). Étant donné que la largeur des dalles et que la longueur du moment constant sont variables d'un spécimen à l'autre, les charges ont été converties en moment par largeur unitaire (dénommé simplement moment pour la suite) afin de permettre une comparaison plus aisée.

4.3.1.1 Pré-fissuration

La figure 4-10 présente les courbes de flèche moyenne en fonction du moment pour la phase de pré-fissuration. Il est à rappeler que seules les dalles ayant subi des cycles de fatigue ont été pré-fissurées. Plusieurs éléments sont à observer.

- La rigidité avant fissuration, c'est-à-dire la pente de la section linéaire, varie énormément d'un spécimen à l'autre. Il est intéressant de remarquer que la rigidité initiale de la dalle sans joint (dalle 23 (/o-D-P-0-F)) est supérieure à toutes les dalles comportant un joint. Ceci est dû à la présence d'un joint froid aux interfaces dalle-joint qui crée une zone de faiblesse. Toutefois, après la fissuration, la rigidité de la dalle sans joint est moindre, probablement dû à la formation de plus de fissures.
- Les courbes peuvent se diviser en 2 groupes distincts au niveau des hystérésis, soit les joints longitudinaux (barres en U) et ceux transversaux (barres droites). Il est important de rappeler que les spécimens représentant des joints longitudinaux ont subi des efforts supérieurs à ceux transversaux puisque l'espacement des barres d'armature est moindre et que le lit d'armature inférieur se retrouve plus près de la surface coffrée. Ainsi, un moment plus élevé est nécessaire afin produire la contrainte recherchée dans les armatures.
 - Les joints longitudinaux (dalles 02, 14, 15, 16, 20', 22' et 23) ont une plus grande rigidité, soit une pente plus prononcée que ceux transversaux (dalles 04', 06, 09, 10, 11, 12', 18' et 21). Ceci peut être provoqué par la position du lit d'armature inférieur des joints longitudinaux qui est plus bas que celui transversal. Ainsi, l'inertie supérieure de la section fissurée occasionne une plus grande rigidité.
 - Au sein d'un même groupe, les rigidités décroissent plus la flèche est grande (pente de plus en plus faible).
 - La flèche pour les dalles en béton renforcé de fibres (dalle 21 (2f-D-Q-1-F) et dalle 22' (2f-U-Q-1-F)) est inférieure aux dalles en béton ordinaire représentant le même type de joint. La présence de fibres limite l'ouverture des fissures et par conséquent accroît la rigidité du spécimen.

- La flèche après les cycles de pré-fissuration diffère à l'intérieur d'un même groupe.
- Pour toutes les courbes, une légère dégradation survient à chacun des cycles, puisque l'hystérésis se déplace vers la droite.

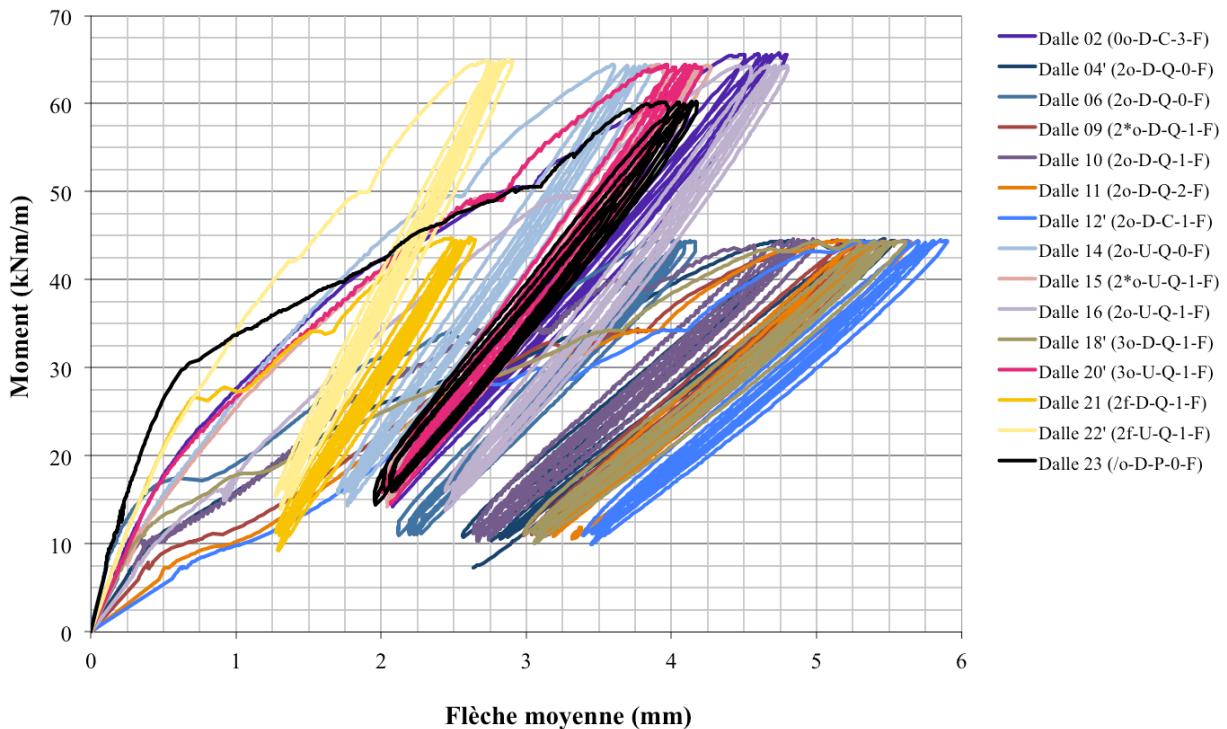


Figure 4-10 : Comportement en pré-fissuration – Toutes les dalles

4.3.1.2 Fatigue

La figure 4-11 présente la comparaison de la flèche maximale moyenne en fonction du nombre de cycles effectués pour la phase de fatigue. Lors de l'essai en fatigue, la charge variait entre une valeur minimale et une maximale, telles que définies précédemment. Ainsi, la flèche variait également entre une valeur minimale et une maximale. Ici, seule la valeur maximale est représentée pour des fins de clarté. Quelques conclusions globales peuvent être tirées de cette figure.

- La flèche initiale en fatigue varie d'un spécimen à l'autre. Elle dépend de la flèche à la fin des cycles de pré-fissuration.

- Une détérioration de plus en plus lente se produit lors du premier million de cycles, puis se poursuit linéairement tout au long de cette phase d'essai, et ce, peu importe qu'il s'agisse un spécimen avec ou sans joint, de la disposition des armatures et des types de béton utilisé. Cette forme rappelle celle de la détérioration en fatigue du béton en compression (figure 2-20) ou encore celle de l'évolution du glissement des barres d'armatures (figure 2-22). Il est donc à supposer que la forme de S se produirait si une rupture en fatigue était obtenue. Ceci reste à être vérifié dans le futur projet qui testera les 3 spécimens du groupe « Normatif » décrit précédemment.

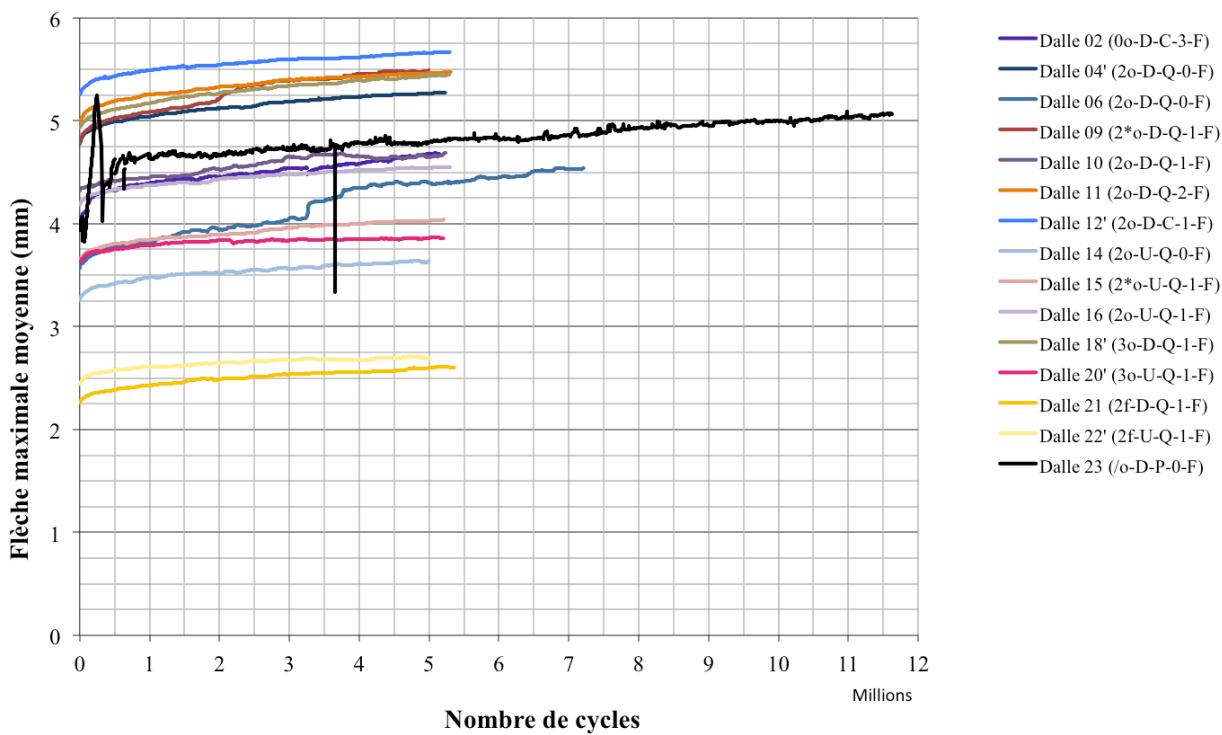


Figure 4-11 : Comportement en fatigue – Toutes les dalles

L'amplitude de la flèche moyenne est présentée à la figure 4-12. Il est intéressant de constater que l'amplitude varie d'un spécimen à l'autre.

- L'amplitude de la flèche moyenne est relativement constante après un million de cycles pour la majorité des spécimens, à l'exception de quelques-uns où un léger décrochage survient.

- L'amplitude de la flèche du spécimen avec joint conventionnel, dalle 02 (0o-D-C-3-F), augmente continuellement tout au long de la phase de fatigue.
- La dalle sans joint (dalle 23 (/0-D-P-0-F)) est le seul spécimen où l'amplitude de la flèche diminue avec les cycles.
- Les spécimens en BRF (dalle 21 (2f-D-Q-1-F) et dalle 22' (2f-U-Q-1-F)) ont l'amplitude de flèche la moins élevée due au meilleur contrôle de la fissuration assuré par la présence de fibres.
- L'amplitude maximale de flèche n'est pas reliée à la flèche maximale, puisque ce n'est pas le spécimen qui a la plus grande flèche qui a la plus grande amplitude de flèche. L'inverse n'est pas vrai non plus.

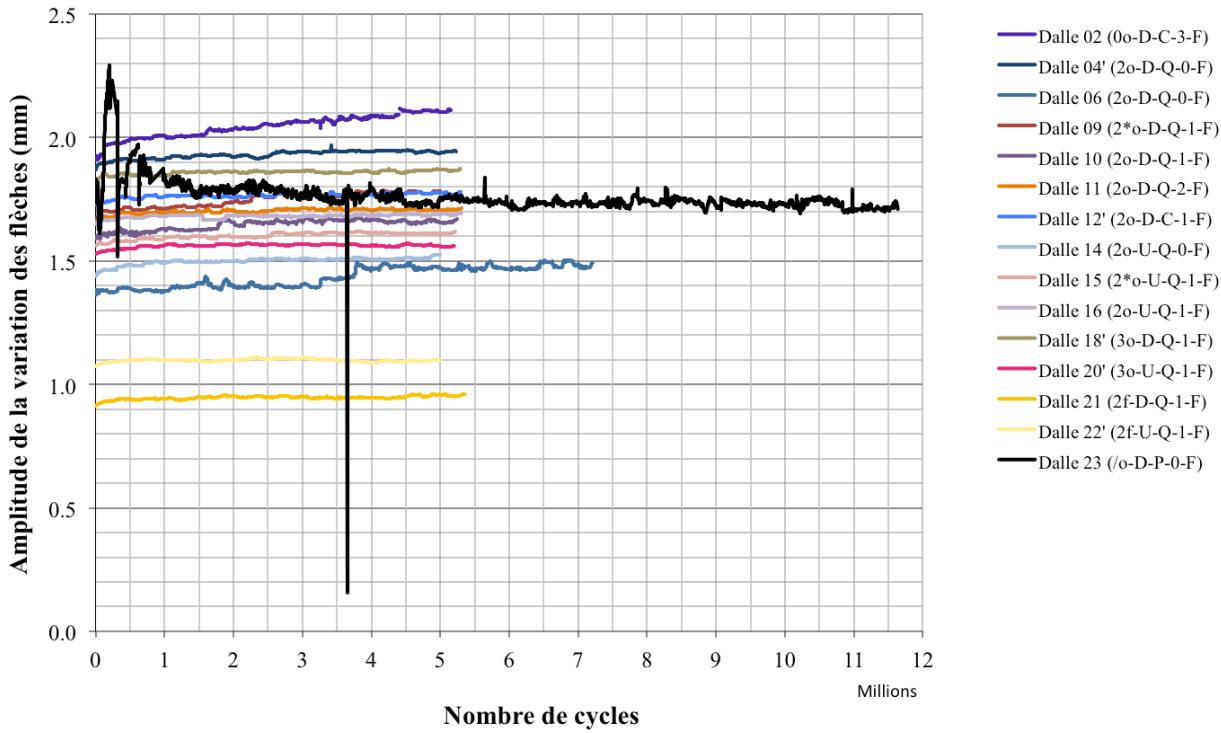


Figure 4-12 : Comportement en fatigue (amplitude des cycles) – Toutes les dalles

Afin de pouvoir dégager des tendances, la flèche des courbes présentées précédemment ont été réinitialisées au début de l'essai cyclique. En omettant ainsi la flèche provoquée par la pré-fissuration, l'examen des résultats présentés sur la figure 4-13 permet les observations suivantes.

- C'est la dalle de référence sans joint qui a présenté la plus grande augmentation de flèche tout au long de la phase cyclique. Par contre, il est possible de remarquer que la flèche au courant du premier million de cycle subit de grandes variations. Ceci est dû à des problèmes de chargement qui se sont produits durant ce premier essai cyclique. Les problèmes ont été corrigés lors des essais subséquents. Ainsi, cette surcharge accidentelle peut avoir endommagé la dalle de façon significative et influencé la flèche.
- Les taux de dégradation de la flèche moyenne diffèrent d'un spécimen à l'autre.
- Certains spécimens (dalle 06 (2o-D-Q-0-F) et dalle 09 (2*o-D-Q-1-F)) subissent des décrochages dus soit à la formation de nouvelles fissures, soit à la progression de la fissuration existante.
- La dalle 10 (2o-D-Q-1-F), quant à elle, a un comportement quelque peu étrange après environ 3.7 millions de cycles. En effet, la flèche diminue au lieu d'augmenter alors que les charges minimale et maximale imposées au spécimen restent constantes. La flèche sud et la flèche nord suivent également le même comportement.

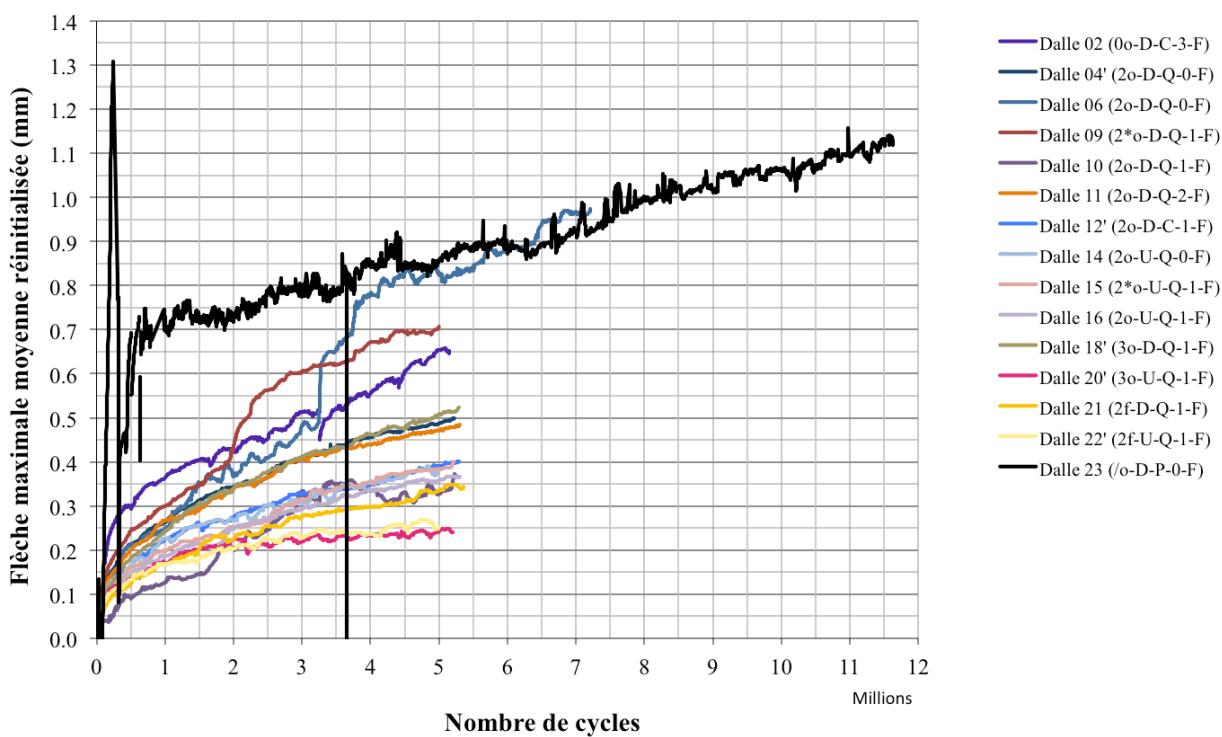


Figure 4-13 : Comportement en fatigue (flèche réinitialisée) – Toutes les dalles

4.3.1.3 Rupture

Pour la phase de rupture, les courbes présentées sur la figure 4-14 peuvent se regrouper en plusieurs ensembles différents, analysés ici en partant du haut. Les courbes passant par l'origine sont les spécimens n'ayant pas subi de cycles de fatigue.

- Un premier ensemble est composé des dalles ayant une configuration de joint longitudinal et qui n'ont pas été carottées avant le chargement à la rupture. Leur résistance est supérieure puisque l'espacement des armatures sur chacun des lits est inférieur à celui des joints transversaux. Également, le bras de levier du lit inférieur est plus grand que pour les autres dalles. Pour l'une des courbes de cet ensemble (dalle 02 (0o-D-C-3-F)), une hystérésis est visible. Tel que mentionné précédemment, cette séquence de chargement a été provoquée par le déchargement du spécimen suite à l'atteinte de la capacité du vérin. Le montage a été refait et deux vérins ont menés le spécimen à la rupture.
- Une autre courbe (dalle 01 (0o-D-C-3-S)) a un comportement très proche de celui des dalles du premier ensemble, mais a une résistance moindre. Ce spécimen sera traité à la section 4.3.2.3.
- Ensuite, la dalle en BRF représentant un joint longitudinal (dalle 20' (3o-U-Q-1-F)), mais carottée, a un comportement similaire à celui des dalles du premier ensemble, mais a une résistance moindre à cause de la barre en moins.
- La dalle en BRF de joint transversal (dalle 21 (2f-D-Q-1-F)) a une plus grande rigidité et une plus grande résistance que les dalles similaires en béton ordinaire.
- Les dalles en béton ordinaire, dont les joints sont en BFUP et représentant un joint transversal, sont les spécimens ayant la plus grande flèche initiale.
- Finalement, étant donné qu'elles ont une barre d'armature effective en moins, les dalles carottées avant rupture, représentant un joint transversal, ont une résistance moindre.

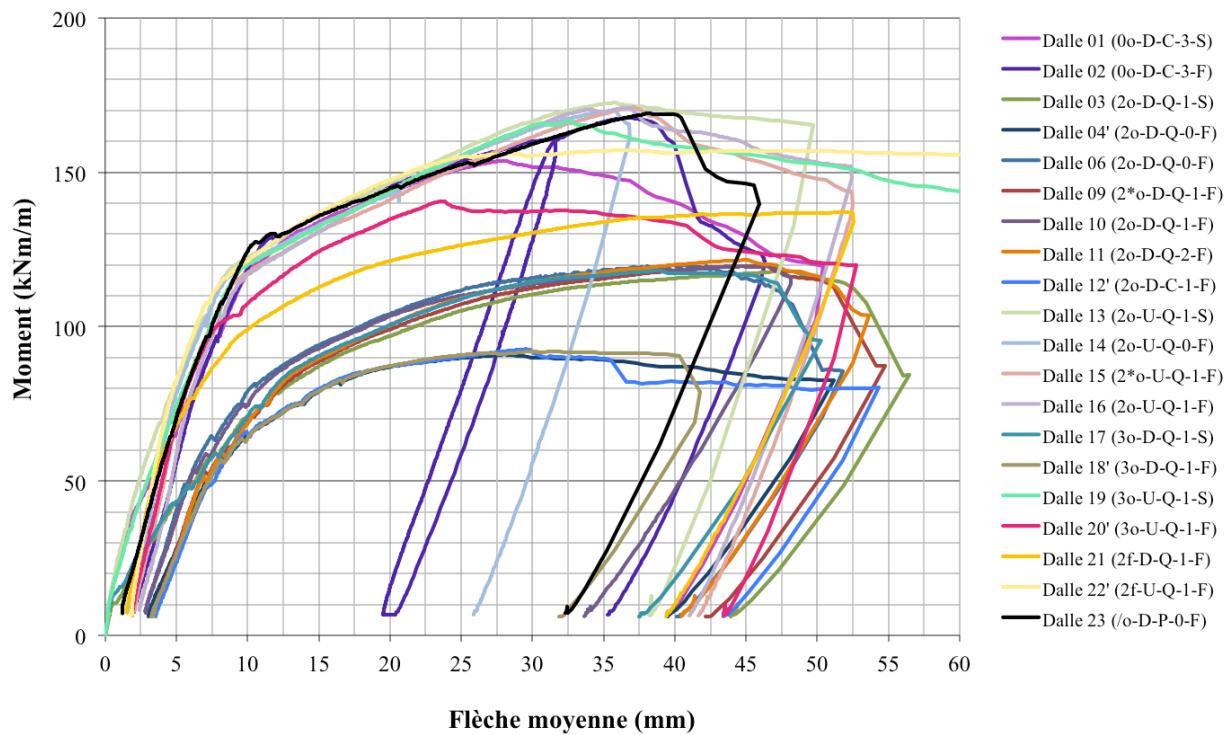


Figure 4-14 : Comportement à la rupture – Toutes les dalles

Le moment de flexion maximal à la rupture, ainsi que la flèche moyenne associée sont présentés au tableau 4-5 pour l'ensemble des spécimens.

Tableau 4-5 : Moment de rupture et flèche moyenne à la rupture

Spécimen	Nom	Moment de rupture	Flèche moyenne à la rupture
-	-	kNm/m	mm
01	0o-D-C-3-S	153.7	27.9
02	0o-D-C-3-F	167.6	37.0
03	2o-D-Q-1-S	117.9	47.6
04'	2o-D-Q-0-F	91.0	28.0
06	2o-D-Q-0-F	120.1	40.9
09	2*o-D-Q-1-F	119.8	46.3
10	2o-D-Q-1-F	119.7	44.1
11	2o-D-Q-2-F	121.6	44.8
12'	2o-D-C-1-F	92.7	29.5
13	2o-U-Q-1-S	172.6	35.7
14	2o-U-Q-0-F	169.9	35.8
15	2*o-U-Q-1-F	171.0	37.1
16	2o-U-Q-1-F	170.9	36.7
17	3o-D-Q-1-S	118.1	38.8
18'	3o-D-Q-1-F	92.0	30.2
19	3o-U-Q-1-S	166.7	32.7
20'	3o-U-Q-1-F	140.6	23.7
21	2f-D-Q-1-F	137.1	51.9
22'	2f-U-Q-1-F	157.1	36.7
23	/o-D-P-0-F	169.1	38.2

'Dalle carottée avant l'essai à la rupture (1 barre en moins)

Afin de pouvoir comparer aisément les pentes initiales de l'ensemble des dalles, les courbes ont été tracées sur la figure 4-15 en positionnant l'ordonnée à l'origine des flèches mesurées pour un moment de 10 kNm/m. Cette valeur a été choisie de façon à être supérieure à la charge minimale de 2 kN imposée aux spécimens à la fin de l'essai cyclique et à être supérieure à la charge représentant le poids mort et le poids du système de chargement. Il est possible de faire les observations suivantes.

- Toutes les dalles dont les barres sont disposées comme dans un joint longitudinal (barres en U), excepté la dalle 19 (3o-U-Q-1-S), ont une rigidité initiale supérieure à celle de la dalle sans joint (dalle 23 (/0-D-P-0-F)). La dalle en BRF de joint transversal (dalle 21 (2f-D-Q-1-F)) a également une rigidité initiale supérieure à celle de la dalle sans joint. Ainsi, toutes les dalles en béton ordinaire représentant un joint transversal ont une rigidité

initiale plus faible que la dalle sans joint. Il est à noter que les lits d'armatures pour les deux types de joints ne sont pas à la même élévation et que l'espacement des barres diffère, ce qui peut expliquer en partie cette observation.

- Il est intéressant de remarquer que les deux dalles représentant des joints transversaux testées de façon statique (sans cycles de fatigue), soit la dalle 03 (2o-D-Q-1-S) et la dalle 17 (3o-D-Q-1-S), ont une rigidité initiale quasi identique. Qui plus est, ces dalles sont celles qui ont la rigidité la plus faible parmi tous les spécimens testés.

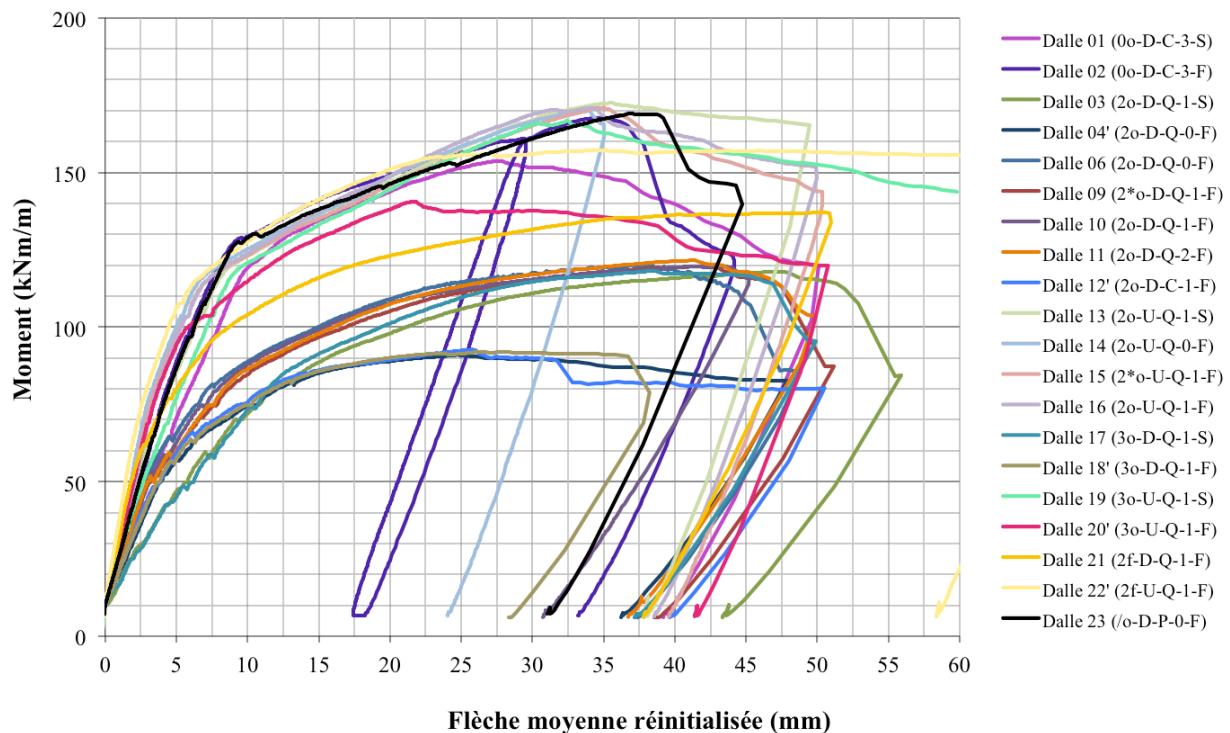


Figure 4-15 : Comportement à la rupture (flèche réinitialisée) – Toutes les dalles

Pour l'ensemble des spécimens, la rupture a été causée par un écrasement du béton en compression dans la zone de moment constant. La figure 4-16 présente quelques clichés de ce mode de rupture. Pour les dalles ayant un joint en BFUP, seul le béton des dalles a été écrasé. Par contre, pour les dalles avec joints faits entièrement de béton ordinaire, le béton s'est écrasé autant dans la partie dalle que dans la partie joint étant donné que les bétons de ces deux parties ont une résistance similaire.

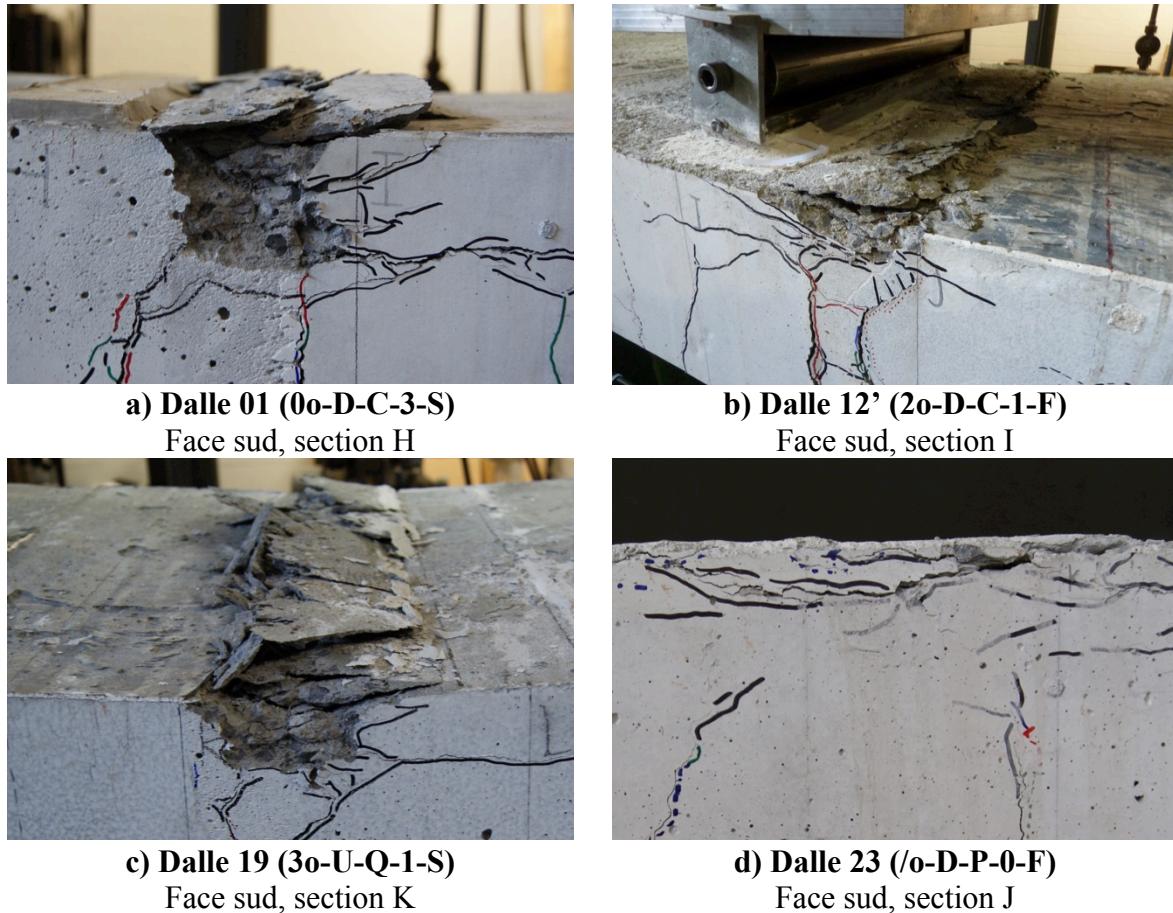


Figure 4-16 : Écrasement du béton en compression

4.3.2 Analyses des différents paramètres séparément

Cette section présente les résultats ainsi que les analyses des différents paramètres définis précédemment. Seules les tendances où il y a des similitudes ou des modifications significatives du comportement des spécimens sont abordées.

4.3.2.1 Variabilité intrinsèque de deux spécimens identiques

Deux spécimens identiques, soit la dalle 04' (2o-D-Q-0-F) et la dalle 06 (2o-D-Q-0-F), ont été testés afin de comparer leurs résultats. Il est à noter que les seules comparaisons pour l'analyse de la variabilité intrinsèque concernent les phases de pré-fissuration et cyclique, puisque la dalle 04' (2o-D-Q-0-F) a été carrottée avant d'être menée à la rupture, ce qui modifie son comportement par la suite.

Il est intéressant de constater que deux dalles identiques ont un comportement différent en pré-fissuration (figure 4-17). Il faut donc garder ce fait à l'esprit, lors de l'analyse des autres paramètres. En effet, un des deux spécimens, soit la dalle 04' (2o-D-Q-0-F), a une flèche supérieure sous une même charge et présente également une flexibilité moindre lors de la pré-fissuration. La flèche résiduelle après cette phase est donc différente pour ces deux spécimens. La rigidité initiale observée sur le graphique peut être attribuée aux différents tassements dans le montage, c'est à dire à la compression des couches de coulis entre les plaques qui sont légèrement variables d'un essai à l'autre. En effet, la flèche étant mesurée à partir du sol, prend en compte toutes les déformations du montage, du sol jusqu'à l'emplacement des cornières fixées pour la mesure des flèches. Les rigidités des courbes des hystérésis peuvent être quant à elles attribuées à la rigidité même des spécimens.

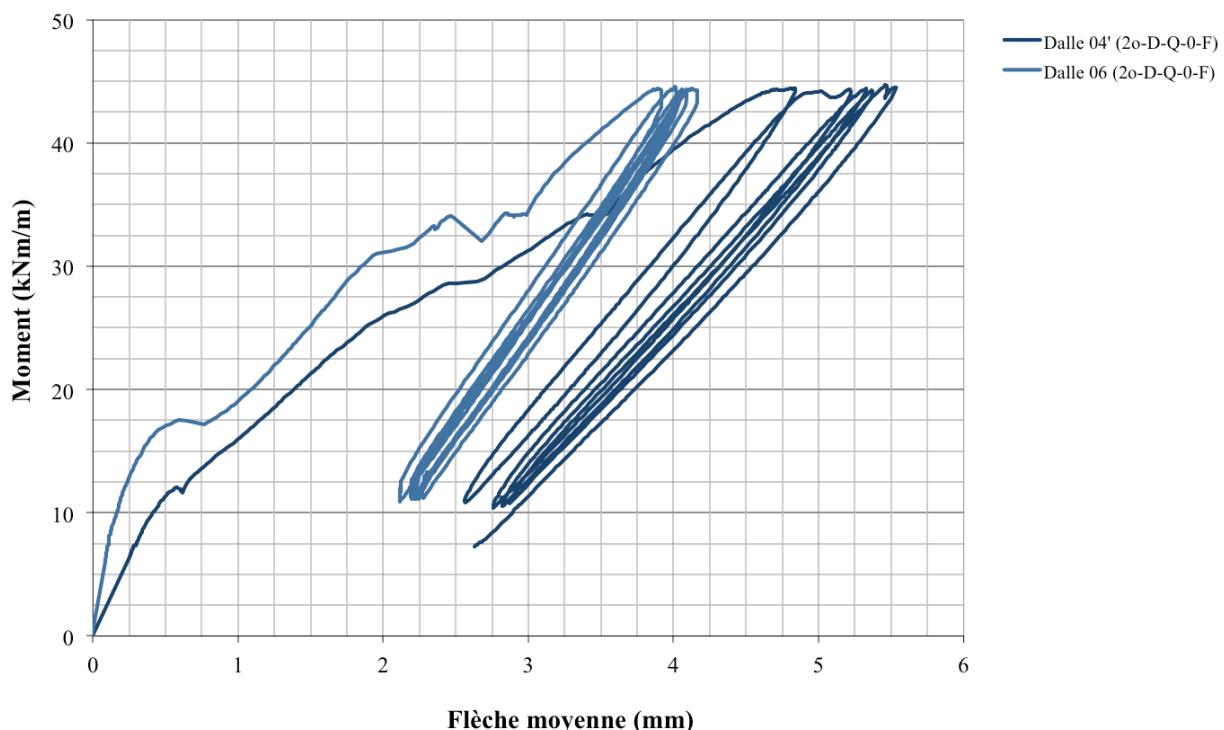


Figure 4-17 : Comportement en pré-fissuration – Variabilité

La figure 4-18 présente le comportement en fatigue de ces dalles. La flèche initiale au début de cette phase a été réinitialisée. Il est possible de constater que les 1.25 millions premiers cycles sont similaires, mais que le spécimen ayant montré une plus grande rigidité en pré-fissuration,

soit la dalle 06 (2o-D-Q-0-F), se dégrade plus rapidement, tel que montré à la figure 4-18. Par contre, sa flèche non-réinitialisée reste tout de même toujours inférieure à celle de l'autre dalle.

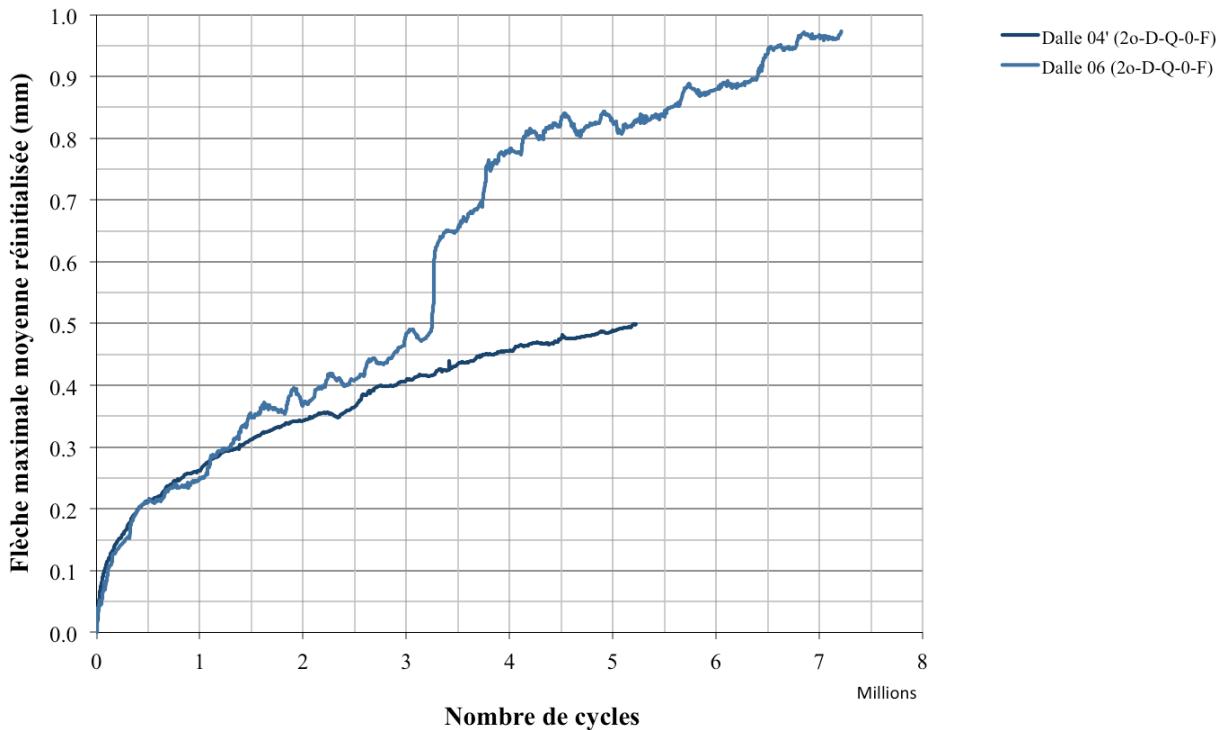


Figure 4-18 : Comportement en fatigue (flèche réinitialisée) – Variabilité

Cette variabilité peut être expliquée par les tolérances de construction, par l'hétérogénéité des matériaux (orientation des fibres dans le joint par exemple), par l'état initial du spécimen, par la maturité du béton, etc. Il est tout de même important de mentionner que chaque type de béton provient d'une même gâchée, que les cures ont été faites de la même façon et que tous les spécimens ont été livrés en même temps.

Bref, malgré le fait que des spécimens soient identiques et testés de la même façon, leur comportement en pré-fissuration et en fatigue peut varier.

4.3.2.2 Effet d'une cure humide de 7 jours sur les joints

Aucune tendance ne peut être dégagée quant à l'effet de la cure lors de la pré-fissuration. Il est à rappeler que pour les deux types de cure (humide et à l'air libre), les joints ont été couverts d'un film plastique pendant les premiers 24 heures afin d'annihiler les pertes d'eau vers l'extérieur du

béton. L'effet de la cure humide semble avoir un effet opposé sur les 2 types de joints. Tel que présenté à la figure 4-19, la flèche d'un joint longitudinal sans cure (dalle 15 (2*o-U-Q-1-F)) est plus faible que celui avec cure (dalle 16 (2o-U-Q-1-F)). Pour le joint transversal, c'est plutôt l'inverse qui se produit (dalle 09 (2*o-D-Q-1-F) et dalle 10 (2o-D-Q-1-F)). Cela est probablement dû à la variabilité intrinsèque des spécimens. Il est également à noter que le joint de la dalle 15 (2*o-U-Q-1-F) contenait des boulettes de prémix. Ainsi, aucune conclusion ne peut être tirée sur l'effet de la cure humide du joint sur le comportement mécanique des dalles. Ceci ne signifie pas pour autant que la cure n'a aucun effet sur les propriétés du BFUP à l'échelle du matériau où la documentation démontre qu'une cure humide maximise les propriétés du BFUP.

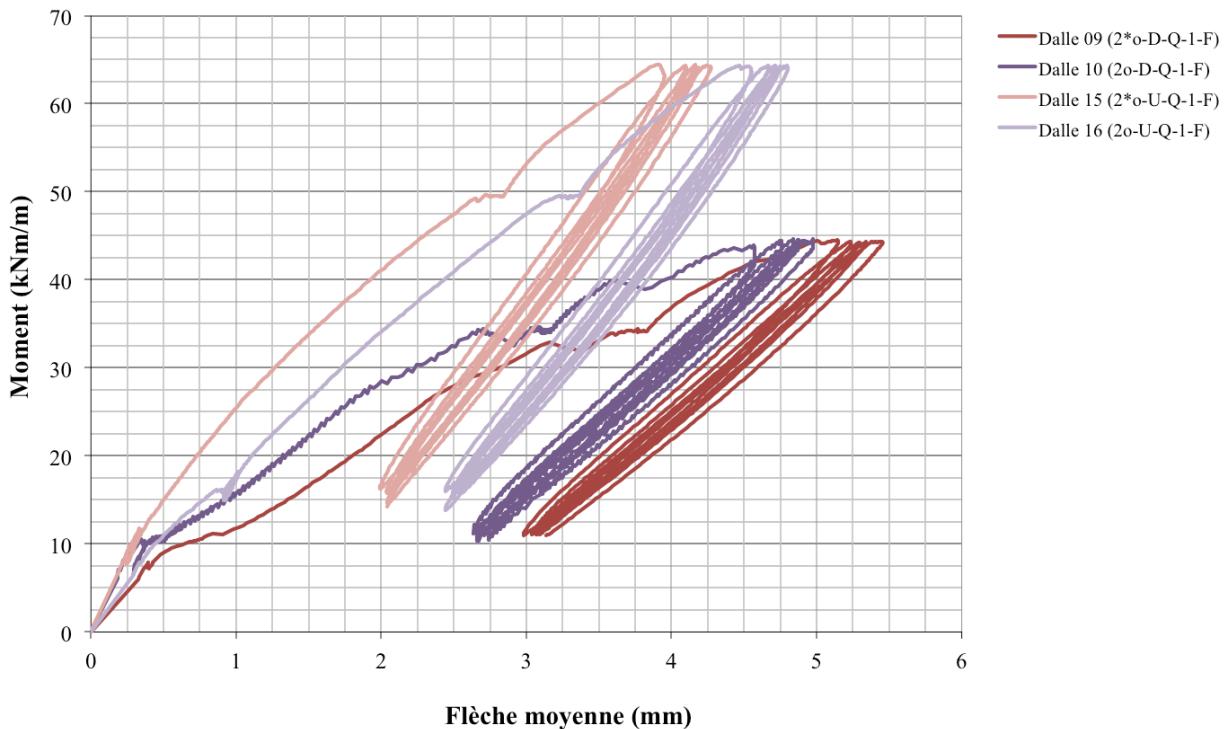


Figure 4-19 : Comportement en pré-fissuration – Cure

En fatigue, 3 des 4 dalles ont un comportement très similaire, alors que la dalle 09 (2*o-D-Q-1-F), représentant le joint transversal sans cure, a une augmentation de la flèche plus rapide (figure 4-20). Encore une fois, aucune tendance claire ne peut être dégagée lors de cette phase.

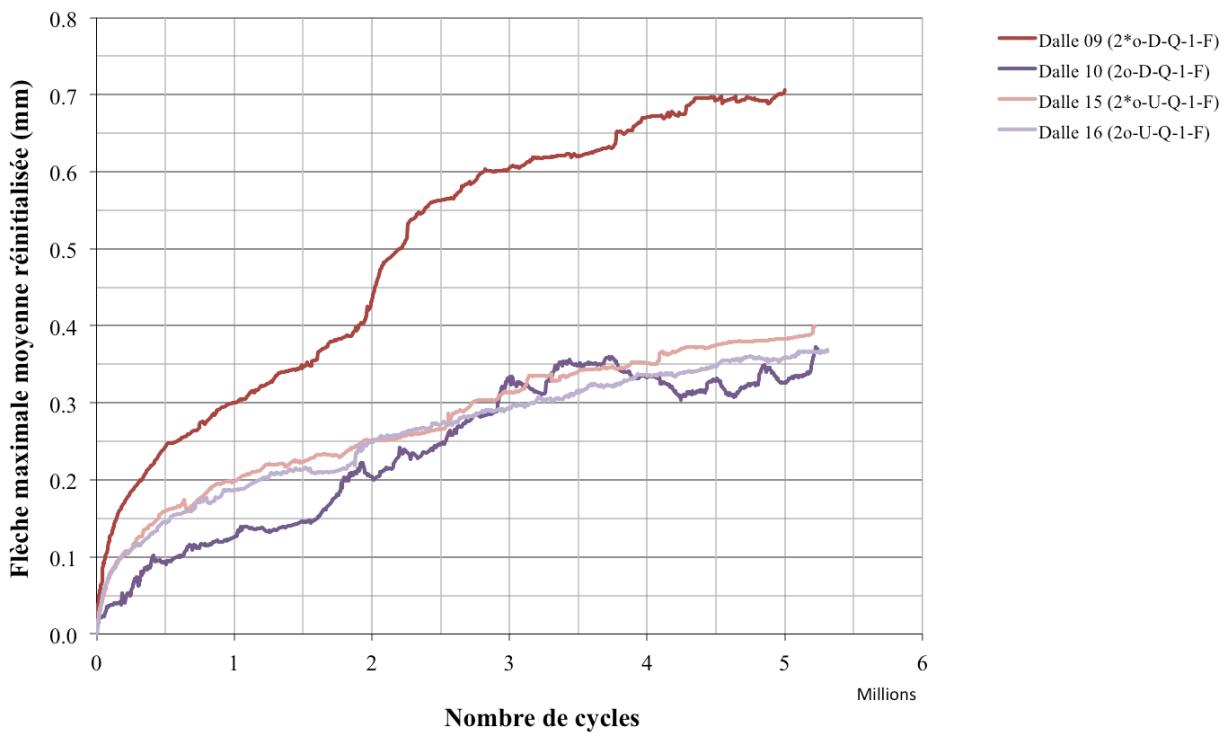


Figure 4-20 : Comportement en fatigue (flèche réinitialisée) – Cure

À la rupture, les charges maximales atteintes sont, à toutes fins pratiques, identiques. En réinitialisant la flèche à un moment de 10 kNm/m, afin d'enlever les flèches dues à la préfissuration et à la fatigue, il est possible de constater sur la figure 4-21 que la première partie linéaire est confondue autant pour les joints transversaux que longitudinaux. Par contre, dès qu'il y a changement de pente, les dalles qui n'ont pas subi de cure humide au niveau du joint sont légèrement moins rigides. Il est également intéressant de constater que malgré que le joint de la dalle 15 (2*o-U-Q-1-F) contenait des boulettes de prémix, sa résistance ultime et son comportement mécanique sont similaires à celle de son homologue avec cure humide (dalle 16 (2o-U-Q-1-F)).

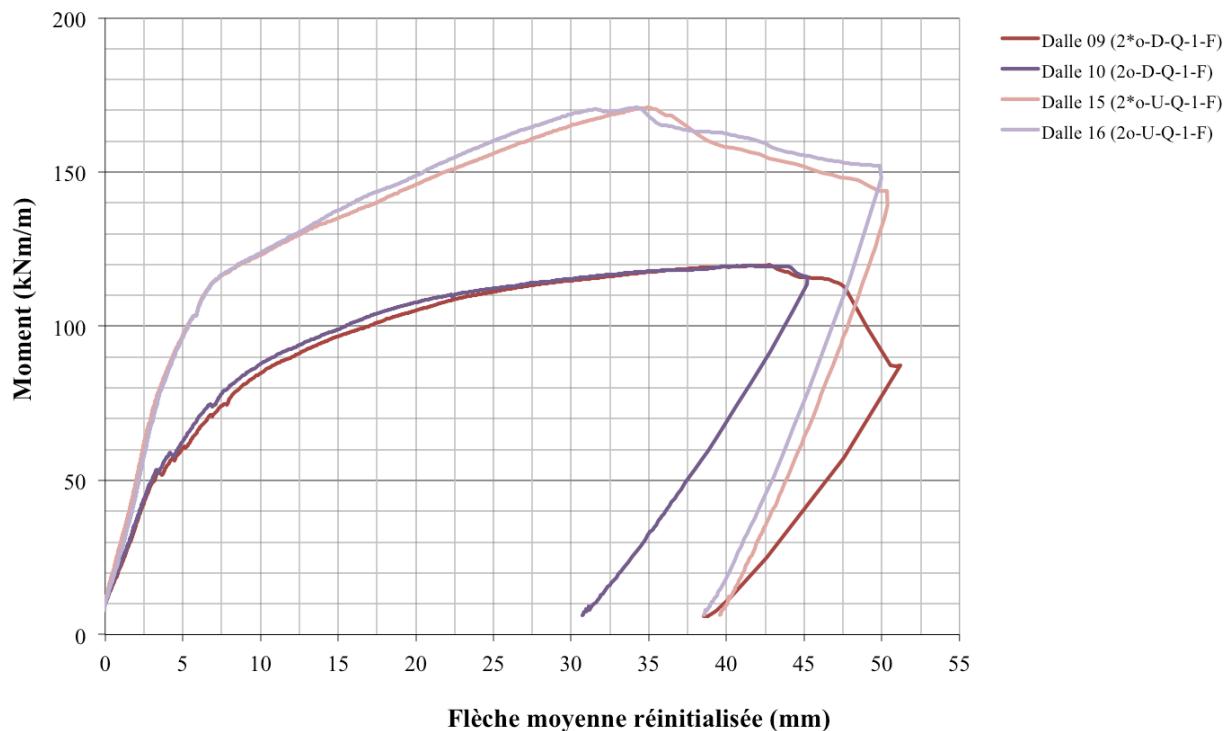


Figure 4-21 : Comportement à la rupture (flèche réinitialisée) – Cure

Même si la résistance ultime et le comportement à la rupture sont pratiquement identiques pour des joints n'ayant pas eu de cure humide, l'état des joints à la rupture est différent. En effet, comme il est possible de le constater sur les carottes prélevées (figure 4-22 et figure 4-23, ainsi que figure 4-24 et figure 4-25), les joints n'ayant pas subi de cure présentent une fissuration plus abondante au niveau du BFUP, autant pour les joints transversaux que longitudinaux. Il est cependant important de mentionner que la flèche maximale atteinte pour le spécimen avec cure (dalle 10 (2o-D-Q-1-F)) était inférieure à celle de la dalle avec cure (dalle 09 (2*o-D-Q-1-F)), ce qui peut expliquer la présence d'une fissuration moindre. Par contre, pour les deux autres dalles représentant le joint longitudinal, la flèche maximale atteinte était similaire. Tel que mentionné à la section 4.3.3.3, le type de cure à l'eau (arrosage journalier ou apport continu d'eau) influence la fissuration. Également, parmi l'ensemble des spécimens testés avec un joint en BFUP, c'est la dalle 09 (2*o-D-Q-1-F) qui a présenté le plus de fissures de retrait dans le joint. Ainsi, l'absence de cure a un réel impact sur la fissuration du BFUP au jeune âge.



Flèche maximale : 54.8 mm

**Figure 4-22 : Carottes de joints transversaux – Sans cure – Dalle 09 (2*o-D-Q-1-F) – Après
rupture [SE]**



Flèche maximale : 48.2 mm

**Figure 4-23 : Carottes de joints transversaux – Avec cure – Dalle 10 (2o-D-Q-1-F) – Après
rupture [SE]**



Flèche maximale : 52.5 mm

Figure 4-24 : Carottes de joints longitudinaux – Sans cure – Dalle 15 (2*o-U-Q-1-F) – Après rupture [NO]



Flèche maximale : 52.4 mm

Figure 4-25 : Carottes de joints longitudinaux – Avec cure – Dalle 16 (2o-U-Q-1-F) – Après rupture [SO]

Bref, au niveau de la fissuration avant les essais mécaniques, l'absence de cure provoque davantage de fissures dans le joint, ce qui est nuisible pour la durabilité des éléments. Le type de cure humide joue un rôle sur ce type de fissuration. Cela est vrai, bien que la présence ou l'absence d'une cure humide sur le comportement mécanique des joints ne semble pas influencer significativement le comportement en pré-fissuration et en fatigue. Les charges ultimes sont également similaires. À l'ultime, la carotte provenant du joint longitudinal sans cure humide est plus fissurée que son homologue avec cure humide.

4.3.2.3 Effet de la fatigue comparativement à une dalle non endommagée

Lors de la phase de fatigue, il est possible de voir que la flèche (figure 4-13) et les ouvertures de fissures augmentent au fur et à mesure de la progression du nombre de cycles. Cette augmentation de flèche varie d'un spécimen à l'autre d'environ, en moyenne, 0.05 mm/million de cycles à 0.14 mm/million de cycles.

Malgré cette tendance, la résistance ultime des dalles ayant subi des cycles de fatigue n'est pas affectée (figure 4-26). En effet, les charges ultimes sont approximativement les mêmes. La dalle ayant un joint conventionnel en béton ordinaire testée en fatigue (dalle 02 (0o-D-C-3-F)) présente même un surcroît de résistance par rapport à son homologue testé uniquement de façon statique (dalle 01 (0o-D-C-3-S)). Il serait étonnant que l'endommagement causé par la fatigue améliore la résistance. D'ailleurs, à la rupture, le spécimen testé de façon statique uniquement a une résistance moindre que tous les autres spécimens de joints longitudinaux non-carottés. Ce spécimen a donc une pathologie propre. Après une revue des causes possibles, il est à supposer qu'un manque de compaction au niveau du béton du joint est survenu. Cela a pu réduire soit l'ancre des barres et/ou créer une zone de faiblesse au niveau du bloc de compression. Le béton utilisé étant autoplaçant, aucune vibration interne n'a été effectuée. Seuls des coups de marteau mou ont été donnés sur les coffrages et sur la dalle à proximité du joint. Qui plus est, lors de la coulée des joints, les spécimens étaient alignés côté-à-côte. La dalle 02 (0o-D-C-3-F) était à l'une des extrémités, permettant une meilleure vibration externe sur l'une des faces. Par contre, la dalle 01 (0o-D-C-3-S) était prise en sandwich entre deux autres spécimens, ne laissant aucune surface latérale disponible à la vibration directe. Ceci peut expliquer la moins bonne performance de l'une de ces deux dalles.

En comparant le comportement des différents spécimens à la rupture en réinitialisant les flèches (figure 4-27), il appert que la rigidité des spécimens testés préalablement en fatigue est plus élevée que celle des spécimens sains.

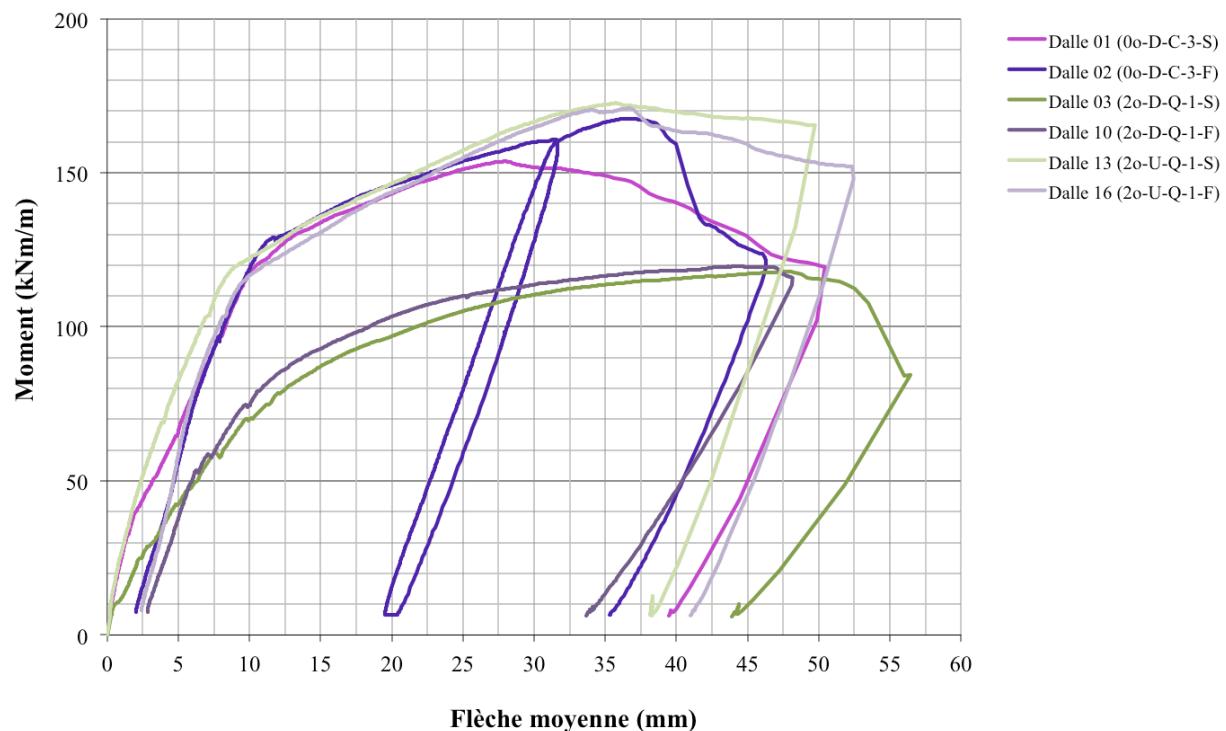


Figure 4-26 : Comportement à la rupture – Fatigue

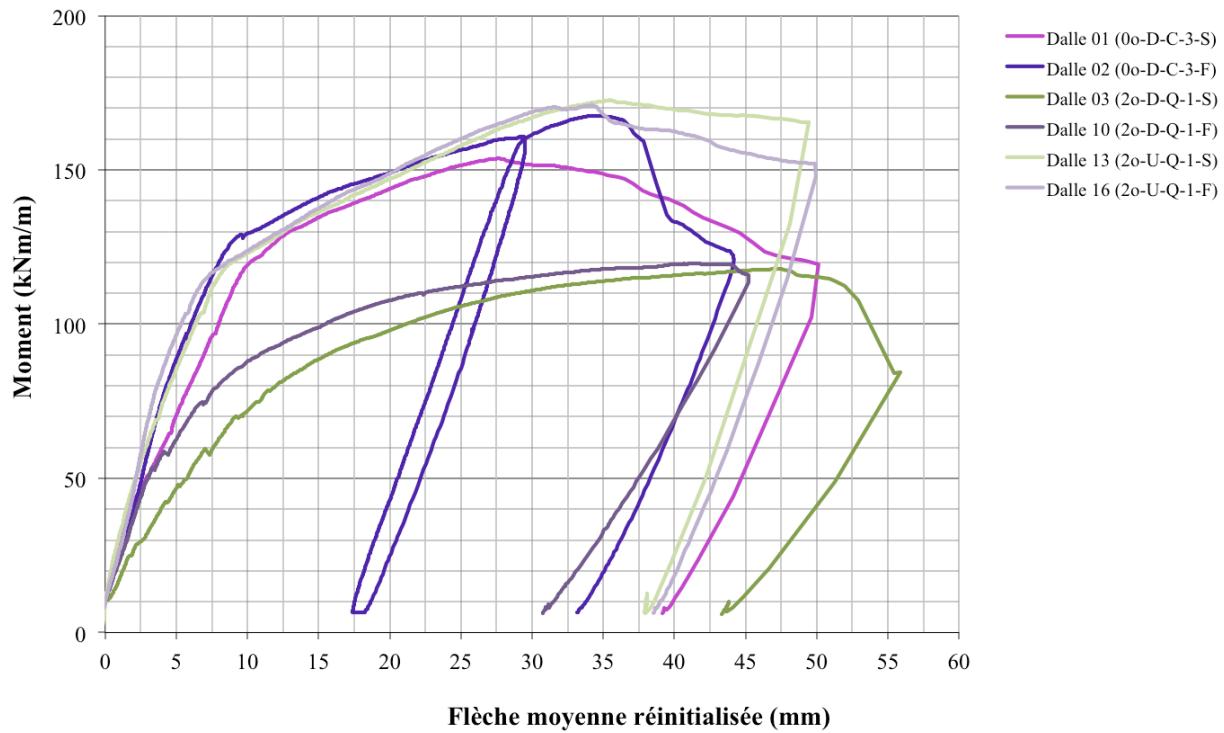


Figure 4-27 : Comportement à la rupture (flèche réinitialisée) – Fatigue

Bref, les 5 millions de cycles de fatigue, générant des contraintes variant de 60 à 185 MPa dans les armatures du lit inférieur, n'affectent pas la résistance ultime des spécimens ayant un joint en BFUP, qu'il soit transversal ou longitudinal. Par contre, la flèche et les ouvertures de fissures augmentent sous une charge cyclique constante tout au long de la phase de fatigue. Cette augmentation de flèche est de l'ordre de 0.1 mm/million de cycles.

4.3.2.4 Pourcentage de fibres dans le matériau du joint, BFUP 2% ou BFUP 3%

Aucune conclusion ne peut être tirée quant au type de BFUP utilisé lors de la pré-fissuration (figure 4-28). En effet, l'effet est inverse pour les joints longitudinaux et transversaux. Pour l'un, la flèche est plus grande et pour l'autre, plus petite.

Concernant la phase de fatigue, aucune tendance ne peut être dégagée de la figure 4-29. Parmi les spécimens présentés, ceux dont les joints sont en BFUP 3% subissent à la fois les déformations les plus faibles et les plus élevées (courbes extrêmes).

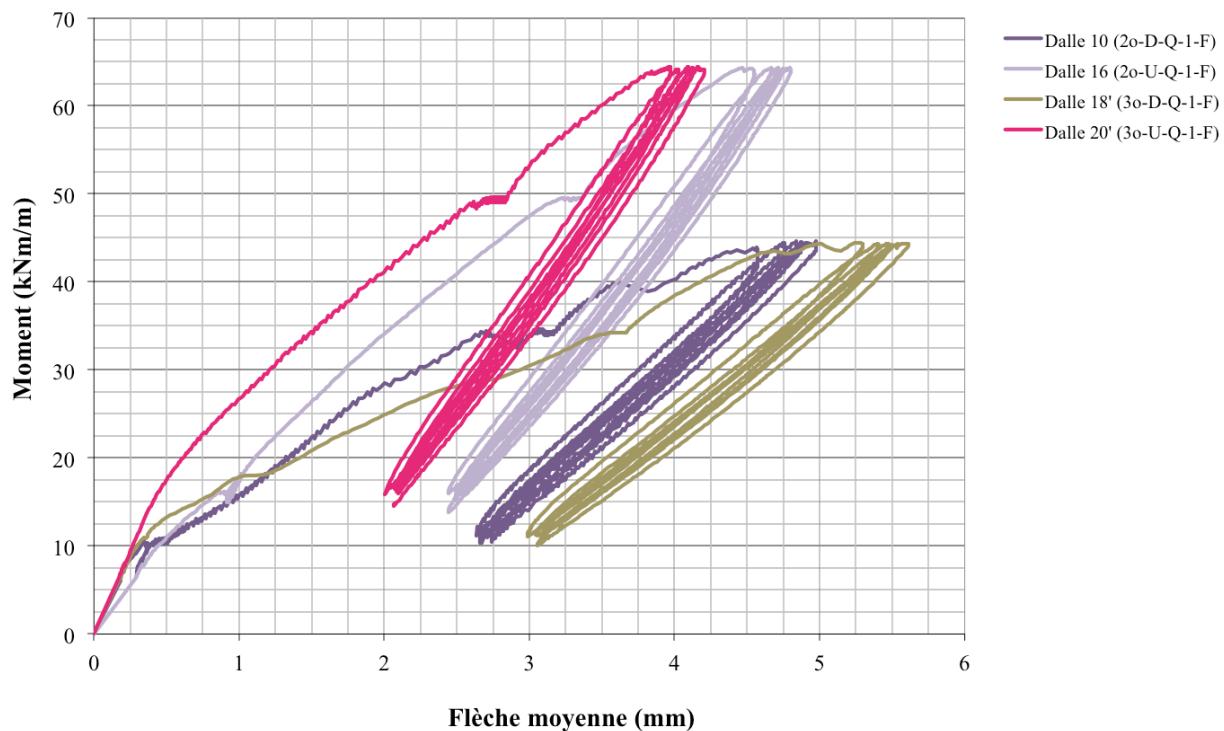


Figure 4-28 : Comportement en pré-fissuration – BFUP

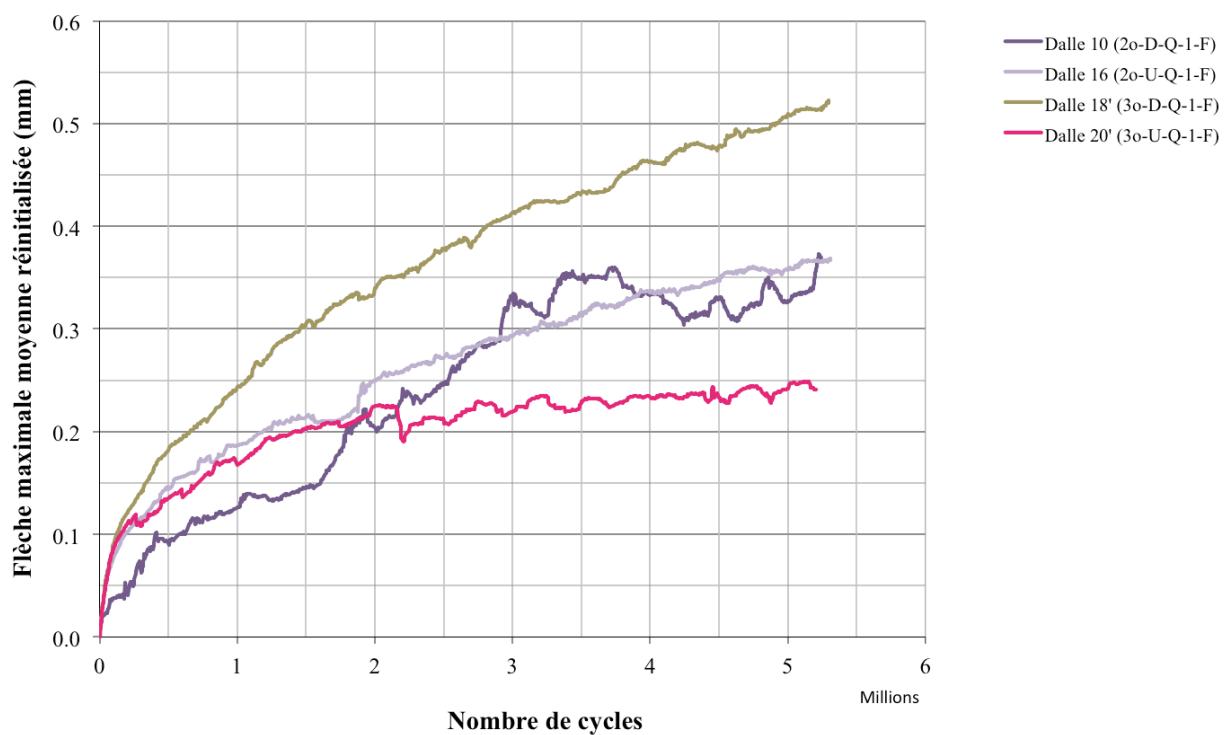


Figure 4-29 : Comportement en fatigue (flèche réinitialisée) – BFUP

À l'ultime, les résultats sont très similaires pour les dalles avec joints en BFUP 2% et 3%, tel que le montre la figure 4-30. Les dalles représentant un joint transversal testées de façon statique uniquement ont un comportement quasi identique dans la phase linéaire. Les charges à la rupture sont également très proches les unes des autres. Ceci s'explique par le fait que la rupture finale n'est pas contrôlée par le joint, mais plutôt par l'interface dalle-joint ou par la fibre comprimée de la dalle. Le comportement post-pic est comparable pour les deux types de BFUP. Pour ce qui est des joints longitudinaux, le joint en BFUP 3% a une charge à la rupture légèrement inférieure de 3.4% à celle de son homologue en BFUP 2%, ce qui est dans l'ordre de grandeur de la variabilité intrinsèque des spécimens. Les deux courbes solitaires, correspondant à la dalle 18' (3o-D-Q-1-F) et à la dalle 20' (3o-U-Q-1-F), ont été carottées avant le chargement ultime et ont, par conséquent, une résistance moindre.

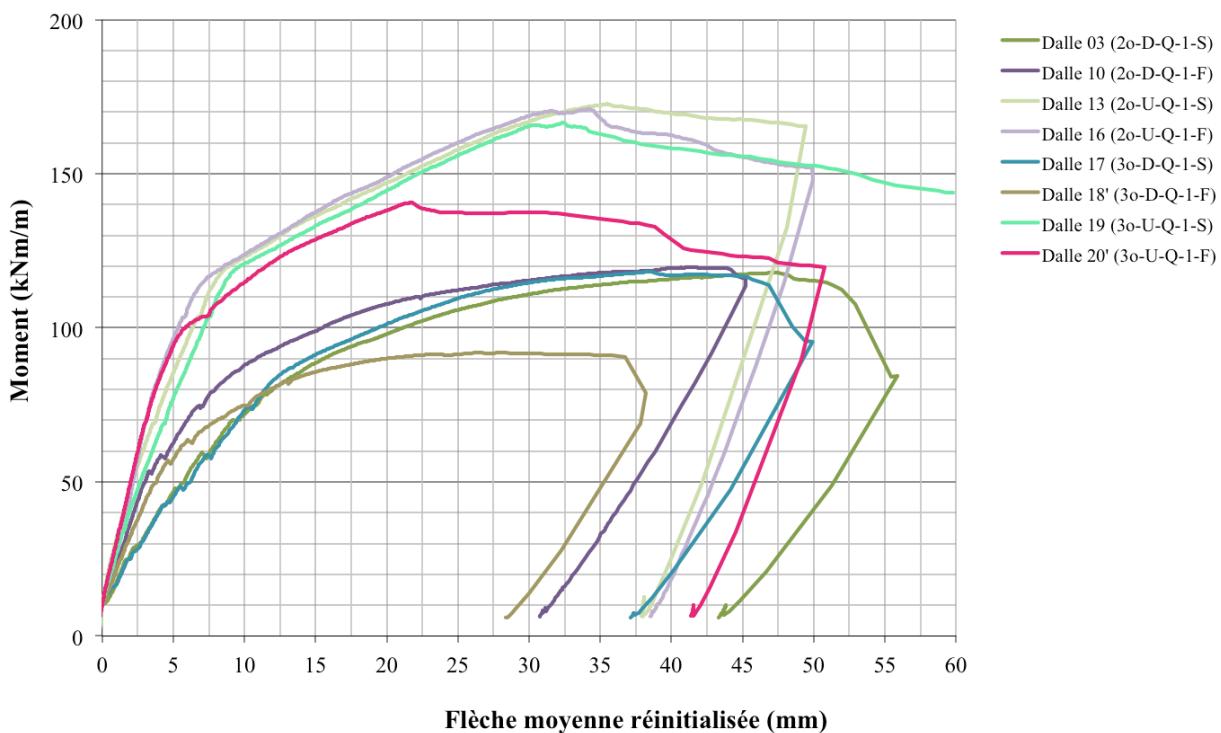


Figure 4-30 : Comportement à la rupture (flèche réinitialisée) – BFUP

En observant les différentes carottes prélevées après la rupture des spécimens, il est possible de constater que les joints en BFUP 3% ont moins fissuré que leurs homologues en BFUP 2%. Ce constat est fait autant pour les joints transversaux (figure 4-31 et figure 4-32) que pour les joints longitudinaux (figure 4-33 et figure 4-34). Le traçage des fissures lors des essais témoigne

également de ce fait (figure 4-35). Ainsi, la présence d'une plus grande quantité de fibres contribue à réduire la quantité de fissures visibles.



Flèche maximale : 56.5 mm

**Figure 4-31 : Carottes de joints transversaux – BFUP – Dalle 03 (2o-D-Q-1-S) – Après
rupture [NE]**



Flèche maximale : 50.3 mm

**Figure 4-32 : Carottes de joints transversaux – BFUP – Dalle 17 (3o-D-Q-1-S) – Après
rupture [NE]**



Flèche maximale : 49.7 mm

**Figure 4-33 : Carottes de joints longitudinaux – BFUP – Dalle 13 (2o-U-Q-1-S) – Après
rupture [NE]**



Flèche maximale : 60.1 mm

**Figure 4-34 : Carottes de joints longitudinaux – BFUP – Dalle 19 (3o-U-Q-1-S) – Après
rupture [tireté NE]**

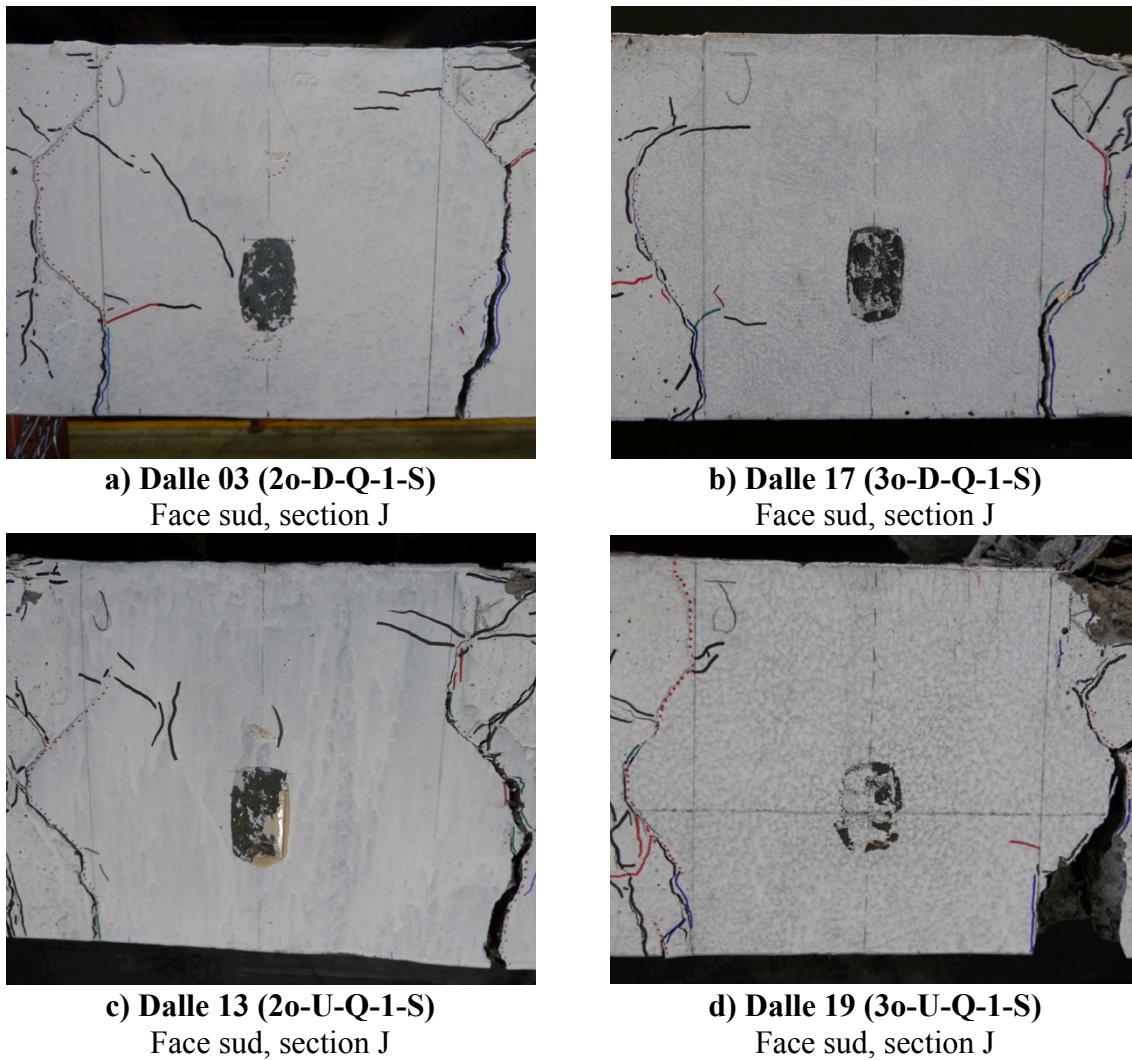


Figure 4-35 : Fissuration des joints – BFUP

Bref, pour des dalles préfabriquées en béton ordinaire, le pourcentage de fibres (2% et 3%) pour le BFUP du joint n'a pas d'impact sur le comportement mécanique que ce soit pour les phases de pré-fissuration, de fatigue ou à la rupture. Ceci s'explique par le fait que la détérioration se produit dans les éléments de moindre résistance des spécimens, c'est-à-dire le béton de la dalle et l'interface dalle-joint. Le joint en BFUP étant beaucoup plus performant, il se dégrade donc beaucoup moins que ces éléments. Les charges ultimes sont également équivalentes. Seule la dalle en BFUP 3% représentant un joint longitudinal (dalle 19 (3o-U-Q-1-S)) a un peu moins bien performé, mais pas significativement. Au niveau de la fissuration à l'ultime, les joints en BFUP 3% présentent moins de fissures que ceux en BFUP 2%.

4.3.2.5 Disposition des armatures au niveau du joint, barres chevauchées collées ou en quinconce

La disposition des armatures au niveau du joint (barres en quinconce ou collées) change le comportement de la dalle en pré-fissuration. En effet, les barres collées diminuent la rigidité initiale et augmentent la flèche du spécimen, tel que montré à la figure 4-36. La dalle 12' (2o-D-C-1-F) ayant des barres collées est d'ailleurs le spécimen qui a présenté la rigidité initiale la plus faible et la flèche résiduelle la plus grande (figure 4-10) parmi l'ensemble des dalles testées.

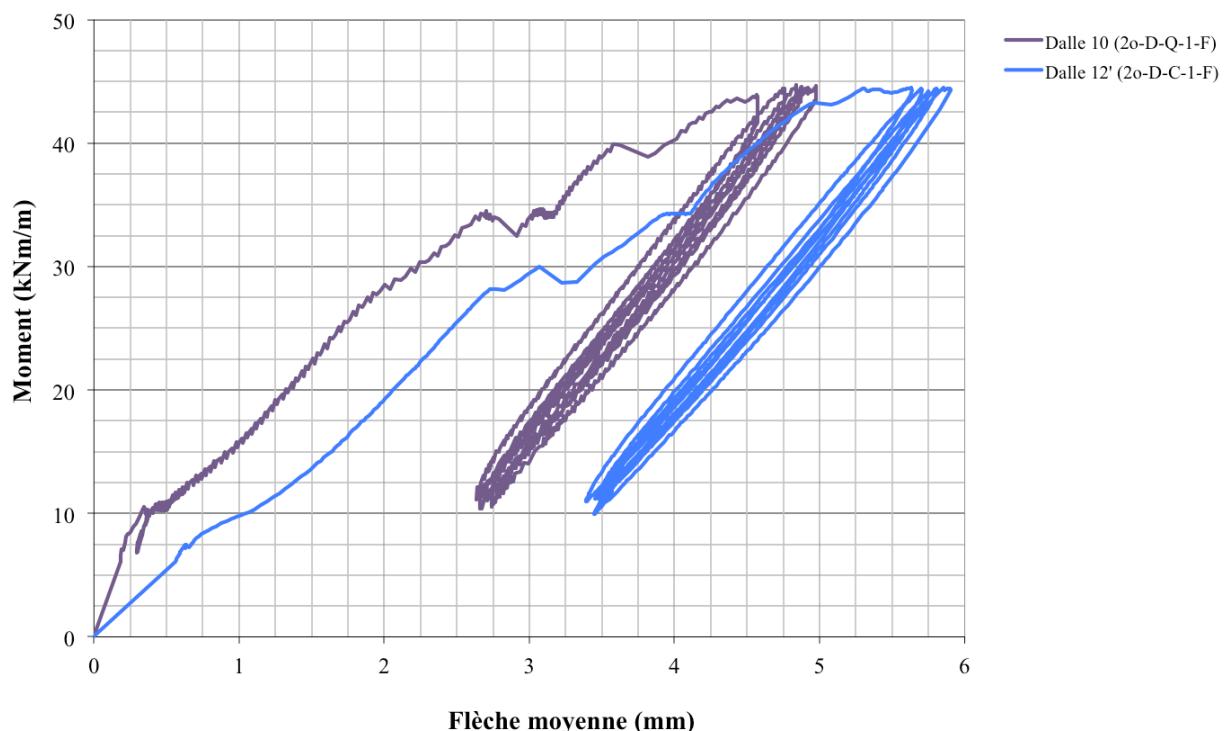


Figure 4-36 : Comportement en pré-fissuration – Disposition

En fatigue, la tendance du comportement des dalles est similaire, quoique la dalle 10 (2o-D-Q-1-F), dont les armatures sont disposées en quinconce, a subi de plus ou moins grandes variations de flèche comparativement à la dalle dont les barres sont collées (figure 4-37). Afin de montrer d'autres dalles dont le comportement en fatigue ne subit pas de telles variations, la dalle 04' (2o-D-Q-0-F) et la dalle 14 (2o-U-Q-0-F) ont été ajoutées au graphique. Il est à noter que cette dernière a des barres en U, mais un comportement presque identique à la dalle aux barres droites collées.

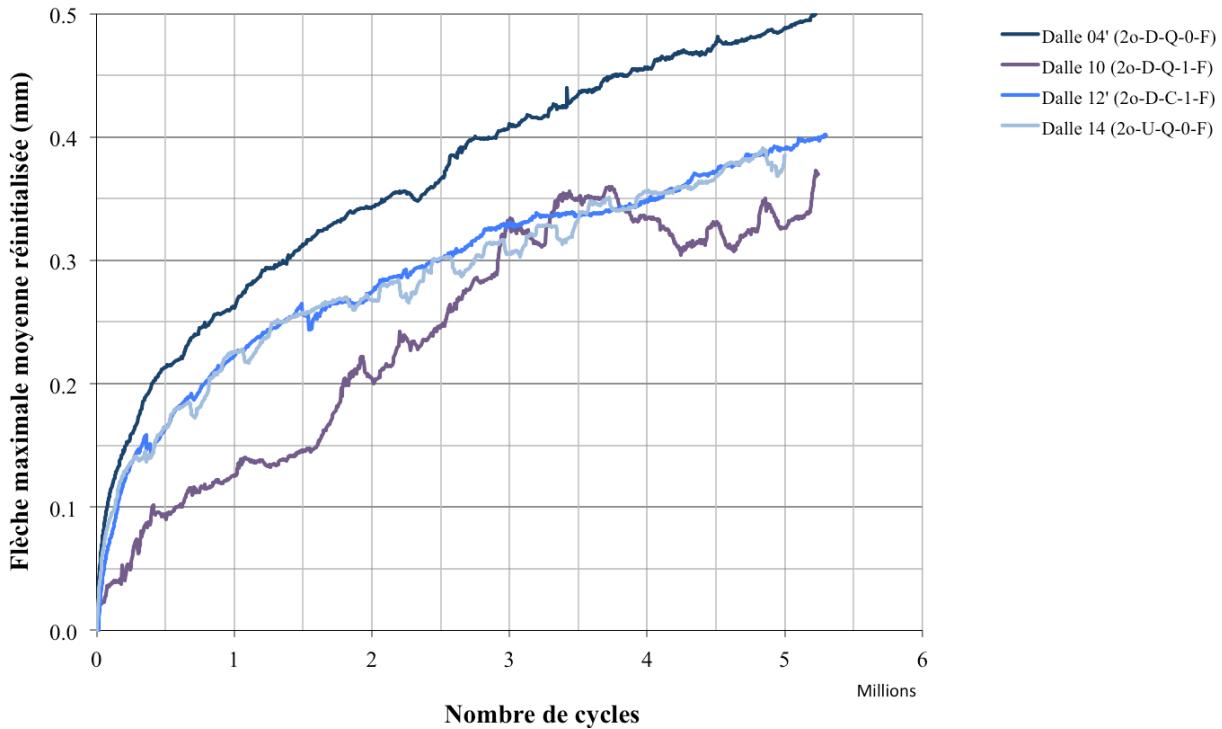


Figure 4-37 : Comportement en fatigue (flèche réinitialisée) – Disposition

Pour la rupture, étant donné que la dalle 12' (2o-D-C-1-F) a été carottée avant rupture, cette dernière a été comparée avec une autre dalle ayant subi le même sort. Ainsi, la comparaison montrée à la figure 4-38 a été faite avec la dalle 04' (2o-D-Q-0-F). Au final, le comportement de ces deux dalles est quasi identique.

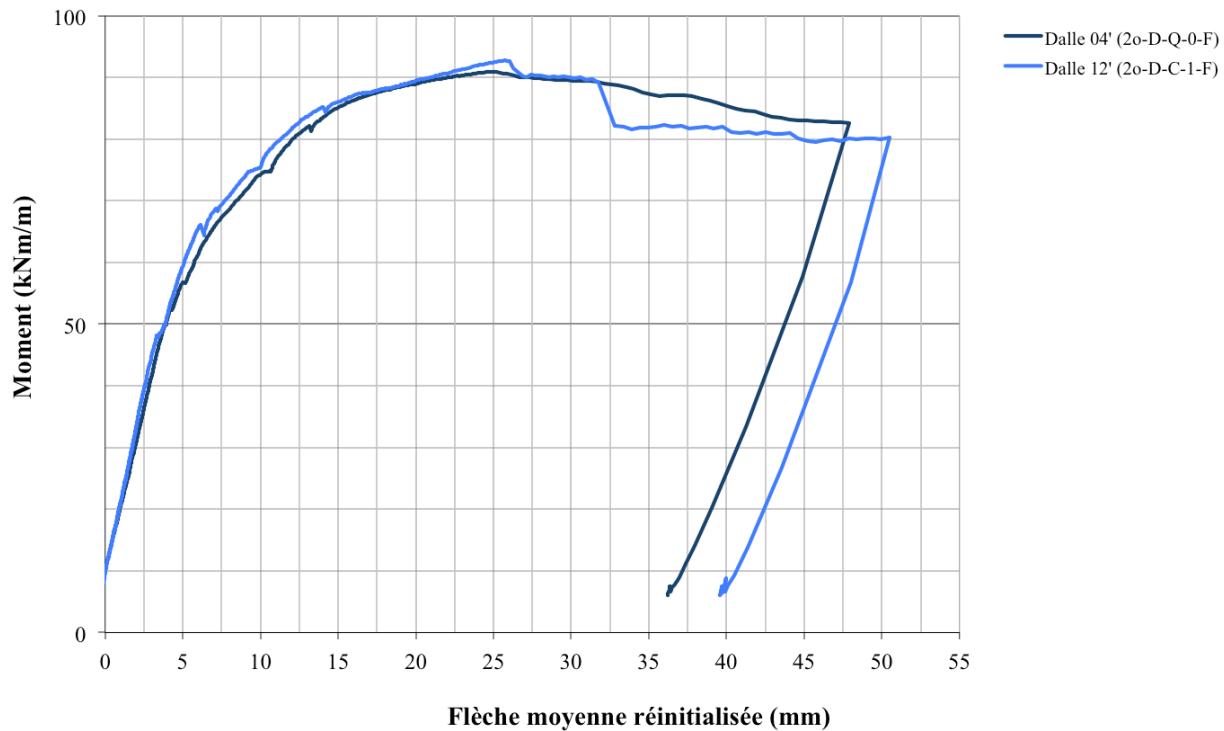


Figure 4-38 : Comportement à la rupture (flèche réinitialisée) – Disposition

Bref, les joints dont les armatures sont collées offrent une rigidité plus faible en pré-fissuration qu'un joint dont les barres sont en quinconce. Par contre, ces deux types de joint offrent un comportement similaire en fatigue et à la rupture.

4.3.2.6 Type de béton utilisé pour les dalles préfabriquées, BFHP ou BHP

La présence de fibres dans le béton des dalles occasionne une différence flagrante dans chacune des phases du protocole expérimental. D'abord, visuellement, le patron de fissuration dans les spécimens est différent, selon qu'il s'agisse de dalles en béton ordinaire ou de dalles en BFHP (figure 4-39 et figure 4-40). Tel que vu à la section 2.1.1, la présence de fibres diminue la largeur des fissures, mais accroît son nombre. Puisque les fissures sont repérées à l'œil nu, il est probable que l'ensemble de toutes les fissures ne soit pas représenté pour les dalles en BFHP. En pré-fissuration, la flèche moyenne des dalles en BFHP est nettement inférieure à celle des dalles en béton ordinaire (figure 4-41).



a) Dalle 10 (2o-D-Q-1-F) face sud



b) Dalle 21 (2f-D-Q-1-F) face sud

Figure 4-39 : Fissuration des spécimens de joints transversaux



a) Dalle 16 (2o-U-Q-1-F) face sud



b) Dalle 22' (2f-U-Q-1-F) face sud

Figure 4-40 : Fissuration des spécimens de joints longitudinaux

Il en est de même en fatigue. Les flèches et leur amplitude lors des cycles sont également réduites en présence de fibres dans les dalles (figure 4-11 et figure 4-12). La détérioration sentie au niveau de la flèche est cependant très similaire, qu'il s'agisse d'une dalle en BFHP ou d'une dalle en béton ordinaire, quoique légèrement inférieure pour la dalle en BFHP représentant un joint longitudinal (figure 4-42). Ceci signifie que la grande partie de l'endommagement ne survient pas dans la dalle. Elle ne survient pas non plus dans le joint, tel qu'observé à la section 4.3.2.4. Ainsi, cette détérioration se produit au niveau des interfaces dalle-joint. En effet, lors de tous les essais, de la fissuration au niveau des interfaces s'est produite, soit dans un des deux matériaux (dalle ou joint) ou soit directement sur le joint froid. Les graphiques d'ouvertures des interfaces dalle-joint présentés aux annexes E, F et G témoignent de ces résultats.

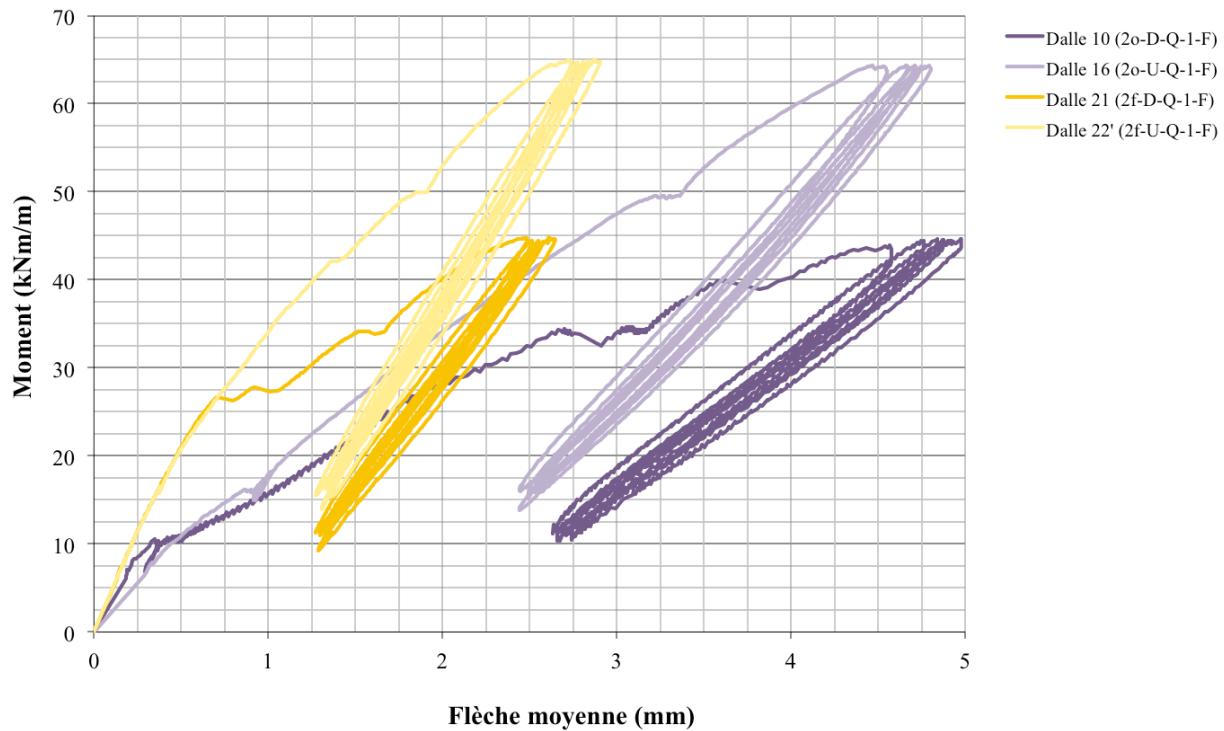


Figure 4-41 : Comportement en pré-fissuration – BFHP

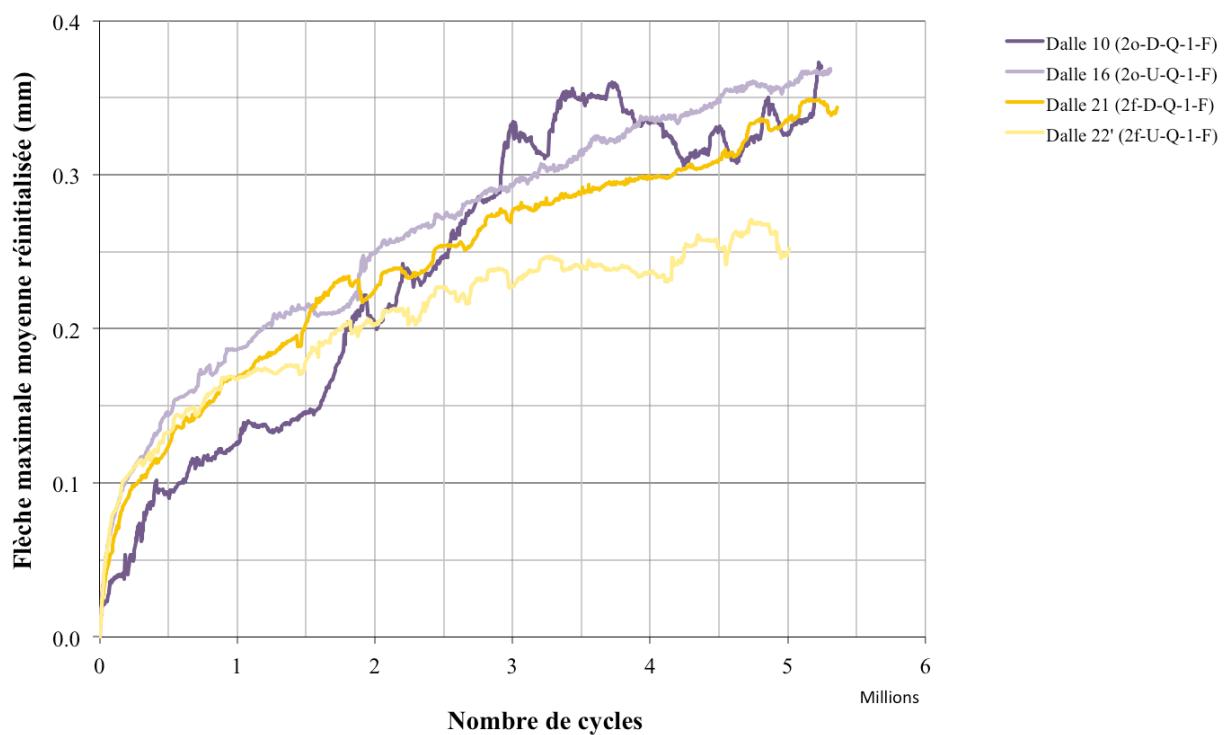


Figure 4-42 : Comportement en fatigue (flèche réinitialisée) – BFHP

À la rupture, étant donné que la dalle 16 (2o-U-Q-1-F) n'a pas été carottée avant la rupture, la dalle homologue en BFUP 3% (dalle 20' (3o-U-Q-1-F)) servira de base comparative à la dalle 22' (2f-U-Q-1-F). Cette comparaison est valable étant donné que le pourcentage de fibres dans le BFUP du joint n'a pas d'impact sur le comportement à la rupture des dalles. Ainsi, les courbes des dalles en BFHP suivent le même profil de courbe (figure 4-43). Par contre, la rigidité initiale des dalles en BFHP est légèrement supérieure et la résistance pour une même flèche sont nettement supérieures par rapport aux dalles en béton ordinaire. De plus, tel qu'observé pour les joints longitudinaux, le spécimen en BFHP (dalle 22' (2f-U-Q-1-F)) offre un très long plateau plastique (ductilité), ce qui n'est pas le cas du spécimen en béton ordinaire (dalle 20' (3o-U-Q-1-F)).

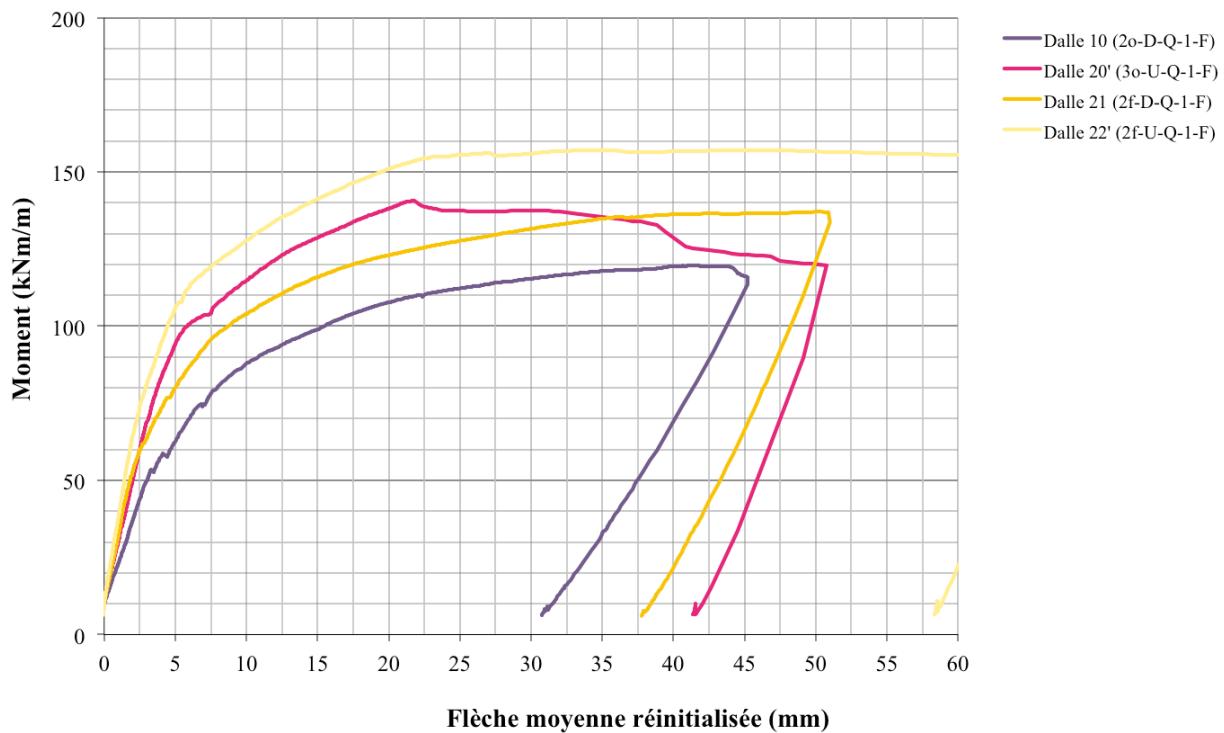


Figure 4-43 : Comportement à la rupture (flèche réinitialisée) – BFHP

Tout au long des différentes phases, les ouvertures de fissures ont été mesurées en continu. Les capteurs d'ouverture de fissures dans la partie dalle mesurent sur une plage d'environ 200 mm, alors que ceux d'ouverture des interfaces dalle-joint prennent les mesures sur approximativement 40 mm. Un capteur peut donc intercepter plus d'une fissure (visible à l'œil nu ou non). Le tableau 4-6 présente une synthèse des ouvertures maximales mesurées pour la phase de pré-

fissuration et de fatigue. Il est intéressant de remarquer que les ouvertures totales des fissures (ouverture des interfaces dalle-joint non considérée) sont de 2 à 3 fois moindres dans les spécimens en BFHP que dans les spécimens en béton ordinaire. Encore une fois, la présence de fibres contrôle la fissuration, ce qui a pour conséquence de rigidifier le spécimen. Étant donné des ouvertures de fissures plus faibles, une meilleure durabilité à long terme des éléments en BFHP est à prévoir.

Tableau 4-6 : Ouverture de fissures maximales – BFHP

Spécimen	Nom	Section critique	Pré-fissuration		Fatigue	
			Ouverture maximale	mm	Section critique	Ouverture maximale
-	-	-			-	
10	2o-D-Q-1-F	H	0.29		H	0.32
16	2o-U-Q-1-F	H	0.19		H	0.20
21	2f-D-Q-1-F	L	0.09		H	0.09
22'	2f-U-Q-1-F	L	0.10		H	0.10

Bref, l'utilisation des fibres dans les dalles diminue les flèches en pré-fissuration, diminue les flèches et leur amplitude en fatigue et augmente considérablement la résistance des spécimens à la rupture. Les fibres procurent également un plateau ductile lors de la rupture des joints longitudinaux. Une longévité accrue des dalles est à prévoir avec ce type de béton. Par contre, l'utilisation de dalles en BFHP accroît la détérioration des joints en BFUP 2% à l'état limite ultime, ceci s'explique par le fait que les joints sont sollicités davantage par la plus grande capacité de la dalle en BFHP.

4.3.2.7 Type de joint, longitudinal (barres en U) ou transversal (barres droites)

Pour la pré-fissuration (figure 4-44), deux groupes distincts sont formés. Les spécimens de joints longitudinaux forment des hystérésis de plus grande amplitude verticalement que ceux des joints transversaux. Cette différence s'explique par l'espacement moindre des barres d'armature dans les spécimens de joints longitudinaux. Ainsi, un plus grand moment est requis afin de solliciter de la même façon les armatures.

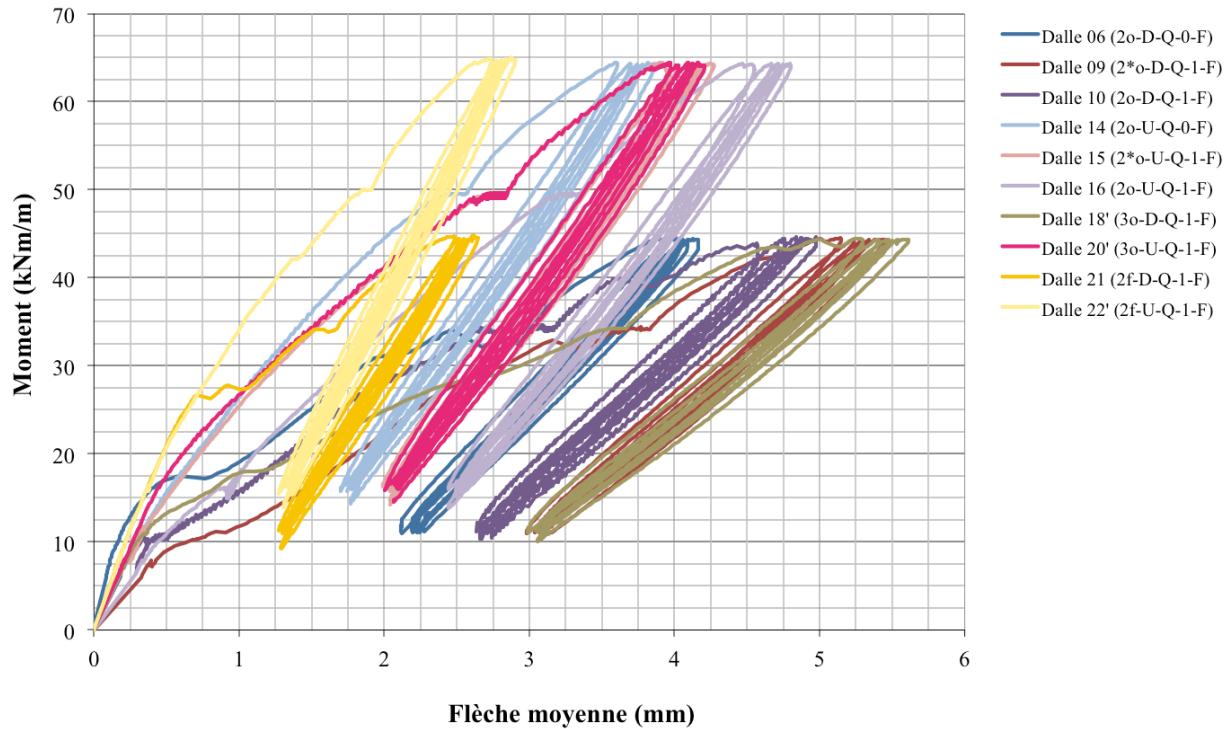


Figure 4-44 : Comportement en pré-fissuration – Type de joint

À la rupture, les joints longitudinaux ont un comportement différent de celui des joints transversaux, tel que représenté à la figure 4-45. En effet, les joints longitudinaux ont un comportement bilinéaire avant l'ultime, distinguable par un changement de pente brusque aux alentours de 115 kNm/m. Les joints transversaux, quant à eux, ont une phase linéaire, suivie d'une phase parabolique. Le changement de phase se fait très graduellement. En calculant le moment requis pour plastifier les armatures à l'aide de l'équation mentionnée dans Massicotte (2017a) (réécrite en (Éq. K.1) à l'annexe K), une valeur d'approximativement 114 kNm/m pour les joints longitudinaux et 79 kNm/m pour ceux transversaux est obtenue en moyenne. Ces valeurs varient quelque peu d'un spécimen à l'autre. Les calculs ont été faits en utilisant les valeurs expérimentales des essais sur armatures (f_y) et cylindres de béton à 28 jours (f'_c et E_c).

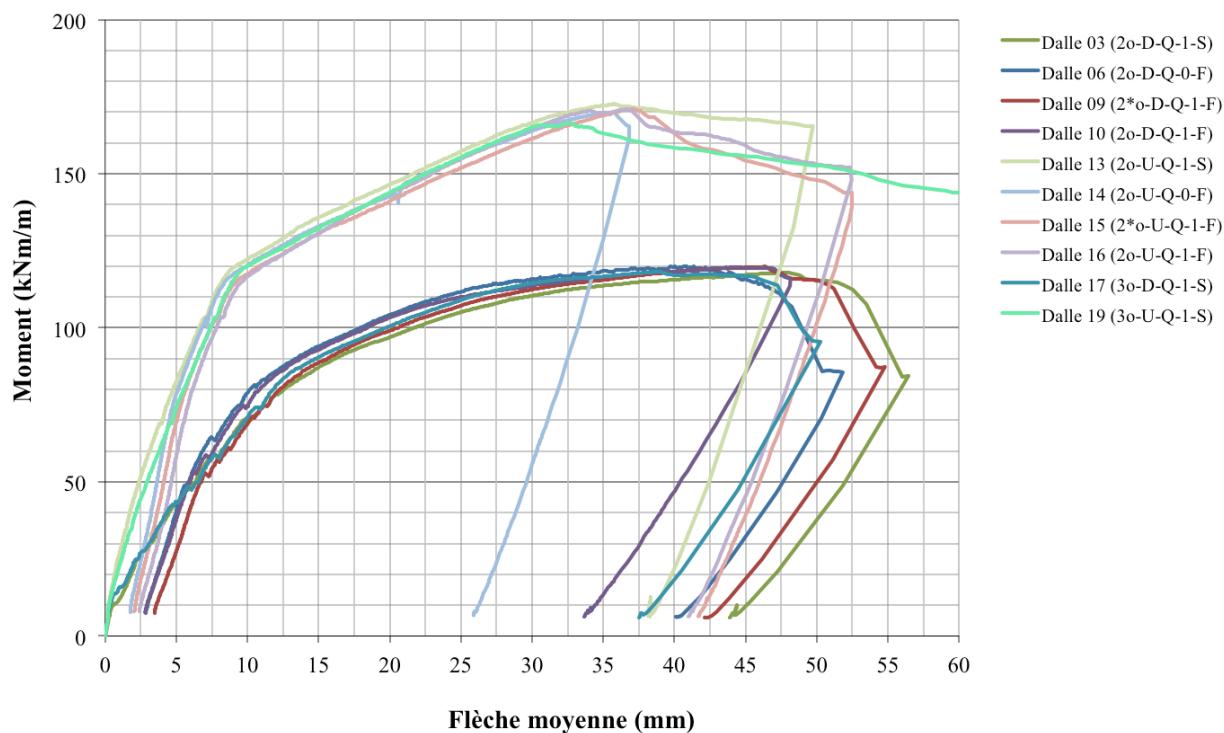


Figure 4-45 : Comportement à la rupture – Type de joint

Des analyses ont été effectuées à l'aide du logiciel d'analyse sectionnelle AIS (Analyse Inélastique des Sections) développé à Polytechnique (Massicotte, Conciatori, Bédard, & Braike, 2014). Ces analyses avaient pour but de différencier le comportement des deux types de joints, soit longitudinal et transversal. Les propriétés géométriques et les paramètres des matériaux ont été entrés dans le logiciel. La résistance à la compression du béton a été calculée à 155 jours (échéance approximative du béton au moment des essais) selon l'équation de l'ACI Committee 209 (2008), présentée précédemment, en considérant les résultats des essais du béton en compression à 28 jours.

La figure 4-46 présente l'évolution de l'ouverture des fissures en fonction du moment flexionnel. Sur cette figure, un total de quatre courbes y est présenté. Les deux courbes du haut (verte et orange) représentent un joint longitudinal et celles du bas (bleue et rouge) représentent un joint transversal. Les données d'entrée pour les courbes qui ont une résistance moindre (verte et bleue) n'ont pas été modifiées, c'est-à-dire que les valeurs d'entrée utilisées sont celles obtenues expérimentalement. À l'inverse, les données des courbes qui se prolongent (orange et rouge) ont subi quelques modifications. Ainsi, la déformation à la rupture du béton obtenue lors de ces

essais a également été ajustée à 5000 microdéformations (au lieu de 2416 microdéformations) pour les analyses afin de tenir compte de l'effet flexionnel lors des essais sur dalles. Également, la résistance en traction du béton est considérée nulle pour ces quatre analyses étant donné la présence de joints froids.

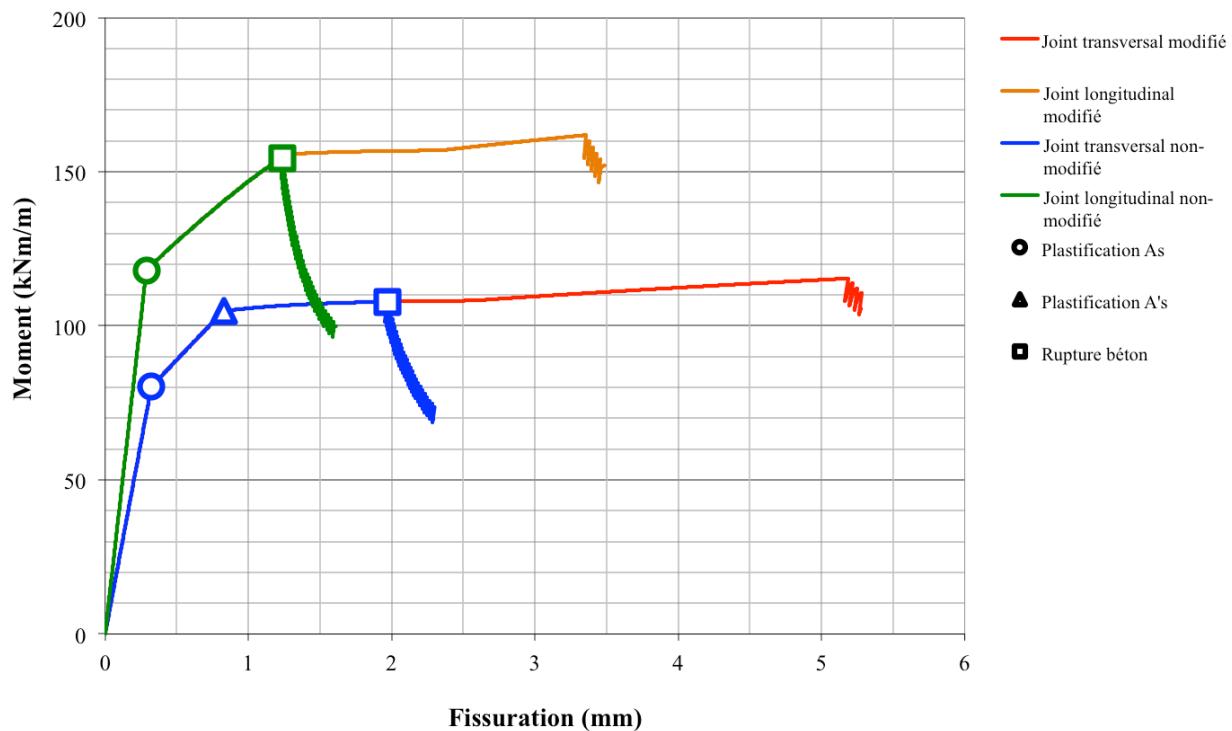


Figure 4-46 : Courbes AIS

Les moments ultimes obtenus avec les analyses AIS pour les deux types de joints se situent entre la valeur théorique et celle expérimentale (tableau 4-7). Les valeurs avec les données non modifiées se rapprochent plutôt des valeurs théoriques, alors que les données modifiées se rapprochent plutôt des valeurs expérimentales. Bien que les résistances obtenues divergent quelque peu de la valeur du laboratoire, les causes reliées aux différents changements de pentes ont été répertoriées à l'aide des courbes non-modifiées. Pour les deux types de joints, des associations peuvent être faites avec les résultats d'ouverture de fissures fournis par AIS et les courbes de flèches expérimentales. Pour le joint longitudinal, la courbe d'AIS se divise en deux droites, tout comme ce qu'il a été obtenu expérimentalement pour la flèche. Le changement de pente est provoqué par la plastification du lit d'armature inférieur (○). À l'ultime, c'est la

déformation au niveau de la fibre supérieure de la dalle qui atteint la limite maximale du béton (□). Concernant le joint transversal, un comportement tri-linéaire est observé numériquement. Tout comme pour l'autre type de joint, la première inflexion et la cause de la rupture sont les mêmes. Par contre, dû à la quantité moindre d'armature dans la dalle, la plastification du lit d'armatures supérieur implique un second changement de pente (△). Par contre, expérimentalement, le comportement observé est courbe au lieu d'avoir des segments de droite. Étant donné que les joints n'ont pas été modélisés, la cause de cette différence est peut-être liée à la forme du joint. Afin de vérifier cette hypothèse et de valider le comportement expérimental des spécimens, des analyses par éléments finis sont requises, ce qui dépasse toutefois la portée de ce projet.

Tableau 4-7 : Moment résistant d'un joint transversal et longitudinal – AIS

Provenance	Joint transversal		Joint longitudinal	
	Dalle 03 (2o-D-Q-1-S)		Dalle 13 (2o-U-Q-1-S)	
	Moment résistant kNm/m	Écart -	Moment résistant kNm/m	Écart -
Théorie	106	0%	148	0%
AIS (non-modifié)	108	1%	154	4%
AIS (modifié)	115	8%	162	9%
Expérimental	118	11%	173	16%

Le tableau 4-8 a été construit de manière à pouvoir comparer toutes les dalles ayant un joint en BFUP entre-elles, puisque la disposition des aciers d'armature est différente (nombre de barres, hauteur des lits et forme au niveau de l'ancrage des barres). En guise de référence, la dalle sans joint (dalle 23 (/o-D-P-0-F)) y figure également. Le moment ultime expérimental de chaque spécimen a été divisé par le nombre de barres effectives, c'est-à-dire le nombre de barres intactes présentes dans la dalle à l'ultime afin d'uniformiser les valeurs d'aires d'armatures (A_s et A'_s). Les spécimens carottés se retrouvent avec une barre en moins. Par la suite, un facteur correctif a été calculé afin de ramener sur une même base les valeurs des hauteurs des lits d'armatures (d et d'). Le moment des joints longitudinaux a été converti en moment équivalent d'un joint transversal en se référant aux hauteurs des lits d'armatures en divisant le terme (d et d') de la dalle à celui d'une dalle de joint transversal. Il est à mentionner que la géométrie de tous les

joints longitudinaux est identique entre eux. Il en est de même pour les joints transversaux. Deux hypothèses différentes ont été testées. Les équations mentionnées subséquemment sont présentées à l'annexe K. La première néglige les armatures du lit supérieur (Éq. K.3), alors que la seconde suppose que ces armatures sont plastifiées en traction (Éq. K.4), tel qu'il est le cas lors du calcul du moment résistant théorique des dalles avec joint en BFUP. Par contre, pour la dalle sans joint, les équations renseignent que ces armatures sont plutôt élastique à l'ultime. Cependant, étant donné que les termes en fonction de d et d' de l'équation pour cet état ne sont pas isolables, que les paramètres du béton interviennent et que les valeurs théoriques de résistance pour A'_s élastiques et A'_s plastifiées en traction sont pratiquement identiques (138 kNm/m vs 142 kNm/m), seul l'état de plastification en traction sera considéré. Ainsi, l'erreur commise sera minime. Afin de réduire les paramètres d'entrée des équations, l'hypothèse donnée en (Éq. K.2) a été faite.

Tableau 4-8 : Moment ultime harmonisé des spécimens – Type de joint

Spécimen	Nom	M_{ult}	Nombre de barres efficaces	M_{ult} harmonisé		
				M_{ult}/barre	Sans A'_s	A'_s plastifiée en traction
#	-	kNm/m	barres	kNm/m/barre	kNm/m/barre	kNm/m/barre
03	2o-D-Q-1-S	117.9	4	29.5	29.5	29.5
04'	2o-D-Q-0-F	91.0	3	30.3	30.3	30.3
06	2o-D-Q-0-F	120.1	4	30.0	30.0	30.0
09	2*o-D-Q-1-F	119.8	4	30.0	30.0	30.0
10	2o-D-Q-1-F	119.7	4	29.9	29.9	29.9
11	2o-D-Q-2-F	121.6	4	30.4	30.4	30.4
12'	2o-D-C-1-F	92.7	3	30.9	30.9	30.9
13	2o-U-Q-1-S	172.6	5	34.5	31.4	34.8
14	2o-U-Q-0-F	169.9	5	34.0	30.9	34.2
15	2*o-U-Q-1-F	171.0	5	34.2	31.1	34.4
16	2o-U-Q-1-F	170.9	5	34.2	31.1	34.4
17	3o-D-Q-1-S	118.1	4	29.5	29.5	29.5
18'	3o-D-Q-1-F	92.0	3	30.7	30.7	30.7
19	3o-U-Q-1-S	166.7	5	33.3	30.4	33.6
20'	3o-U-Q-1-F	140.6	4	35.2	32.0	35.4
21	2f-D-Q-1-F	137.1	4	34.3	34.3	34.3
22'	2f-U-Q-1-F	157.1	4	39.3	35.8	39.5
23	/o-D-P-0-F	169.1	5	33.8	30.8	34.1

Le tableau 4-9 renseigne sur les facteurs de pondérations utilisés et le tableau 4-10 présente les résultats moyens pour chacun des types de joint. À la lumière de ces valeurs, il est possible de conclure que les barres en U apportent un gain, par rapport aux barres droites, de l'ordre de 3% (variabilité plus élevée) si seulement l'armature du lit inférieur est considérée, et de l'ordre de 14% en considérant les deux lits d'armature. Bien que l'ancrage soit meilleur avec des barres en U, ces valeurs sont à considérer avec un certain recul. D'abord, la détérioration se produit principalement dans la partie dalle et à l'interface dalle-joint. Aucun glissement des barres d'armature n'a été constaté, ce qui signifie que l'ancrage des barres droites est adéquat. De plus, bien que des calculs voulant ramener les positions des lits d'armatures à un même endroit aient été réalisés, une hypothèse a été posée afin d'annuler l'effet des types de béton utilisés. Par contre, cette sur résistance est peut-être bien réelle. Elle pourrait être causée par la position de la clé de cisaillement. Des essais supplémentaires seraient requis afin de vérifier l'effet de la forme des barres chevauchées (en U et droites) et de la forme des joints. Afin de limiter les variables en jeu, les distances d et d' devront être égales pour tous les spécimens.

Tableau 4-9 : Facteurs de pondération pour harmonisation – Type de joint

Béton dalle	Béton dalle	Sans A's	A's plastifiée en traction
BO 50 MPa	Transversal (D)	1.000	1.000
	Longitudinal (U)	0.911	1.007
BFHP 70 MPa	Transversal (D)	1.000	1.000
	Longitudinal (U)	0.911	1.007

Tableau 4-10 : Moments ultimes harmonisés moyens – Type de joint

Béton dalle	Type de joint	M _{ult} harmonisé moyen	
		Sans A's	A's plastifiée en traction
-	-	kNm/m/barre	kNm/m/barre
BO 50 MPa	Transversal (D)	30.1	+3.4%
	Longitudinal (U)	31.2	34.5
BFHP 70 MPa	Transversal (D)	34.3	+4.3%
	Longitudinal (U)	35.8	39.5

Bref, les joints longitudinaux apporteraient un léger surcroît de résistance par rapport aux spécimens joints transversaux. Des essais supplémentaires seraient par contre requis afin de valider ce paramètre.

4.3.2.8 Nombre de barres parallèles au joint

Concernant la pré-fissuration, plus il y a de barres parallèles au joint, plus la flèche est grande pour un même moment, tel que présenté à la figure 4-47. Malgré le fait qu'il existe une certaine variabilité pour deux spécimens identiques, il semble que cette observation soit justifiée. En effet, cette constatation est faite autant pour les joints transversaux que pour les longitudinaux, et s'avère vérifique également avec le nombre de barres, sans exception.

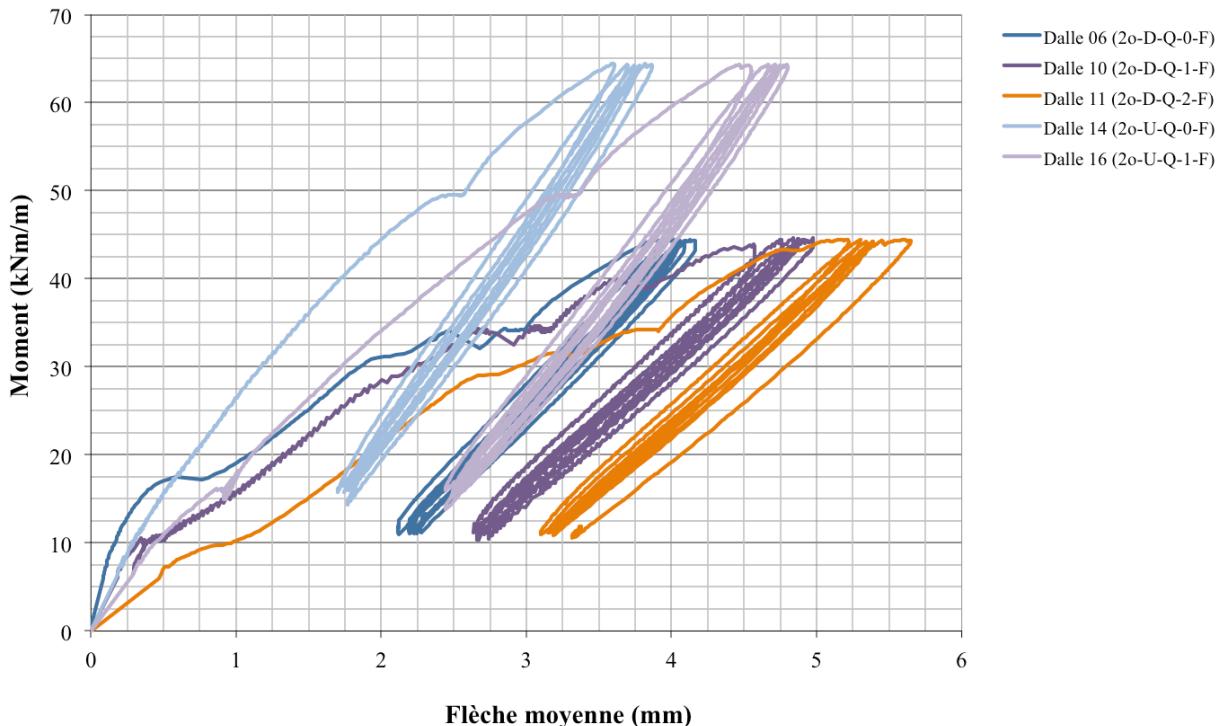


Figure 4-47 : Comportement en pré-fissuration – Barres parallèles au joint

Pour ce qui est de la rupture (figure 4-48), il semble que plus il y a de barres parallèles au joint, plus la rigidité du spécimen décroît, quoique très légèrement. Les résistances sont par contre approximativement toutes les mêmes pour chaque type de joint.

Ces observations pourraient s'expliquer par le fait que la présence des barres d'armatures crée une zone de discontinuité dans la matrice du joint, causant ainsi une légère diminution de la rigidité au niveau du joint. Par contre, les joints en BFUP étant beaucoup plus résistants que les dalles en béton ordinaire, il paraît peu probable que les barres parallèles au joint aient pu modifier le comportement des spécimens.

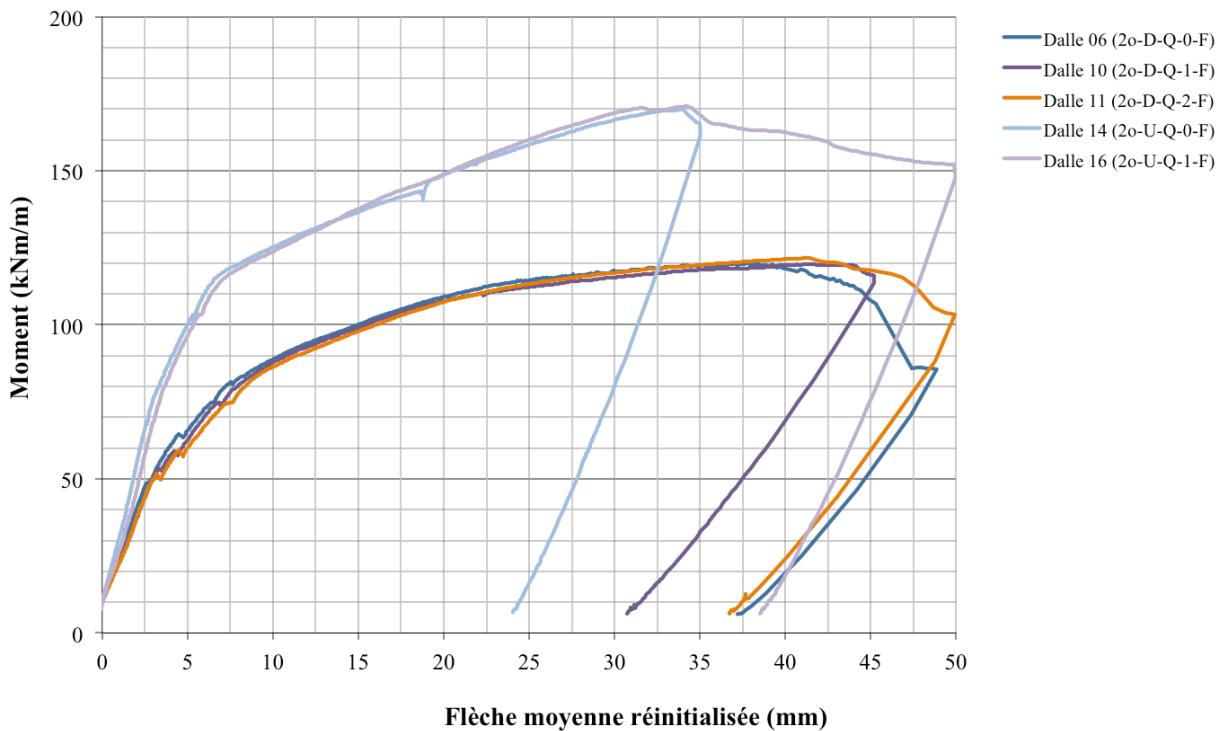


Figure 4-48 : Comportement à la rupture (flèche réinitialisée) – Barres parallèles au joint

Bref, le nombre de barres parallèles au joint semble jouer sur la flèche résiduelle causée par la pré-fissuration, ainsi que sur la rigidité initiale du spécimen lors de la rupture. En effet, plus le nombre de barres augmente, plus la flèche augmente lors de la pré-fissuration et plus la rigidité décroît à la rupture. Également, tel que mentionné à la section 3.2.4, ces barres servent à reprendre les efforts de flexion dans la direction perpendiculaire à celle étudiée. Lors qu'elles sont au nombre de deux par lit, elles permettent de réduire considérablement la fissuration de retrait dans le BFUP du joint (voir section 4.3.3.3).

4.3.2.9 Présence d'un joint en BFUP

Tel que mentionné précédemment, la dalle sans joint (dalle 23 (/o-D-P-0-F)) a une rigidité initiale en pré-fissuration plus grande que tous les autres spécimens possédant un joint, qu'ils soient en BFUP ou en béton ordinaire (figure 4-10 et figure 4-49). Ceci peut s'expliquer par l'absence d'interface dalle-joint qui cause une zone de plus faible résistance. L'amplitude des 5 cycles de pré-fissuration de la dalle sans joint est plus faible étant donné que le protocole d'essai lors de la fissuration était légèrement différent de celui des autres dalles. La dalle avec joint en BFUP (dalle 14 (2o-U-Q-0-F)) a une flèche lors des cycles de pré-fissuration légèrement inférieure pour un même moment. Cette différente aurait probablement été plus marquée si les cycles avaient été faits avec une même amplitude pour ces deux spécimens.

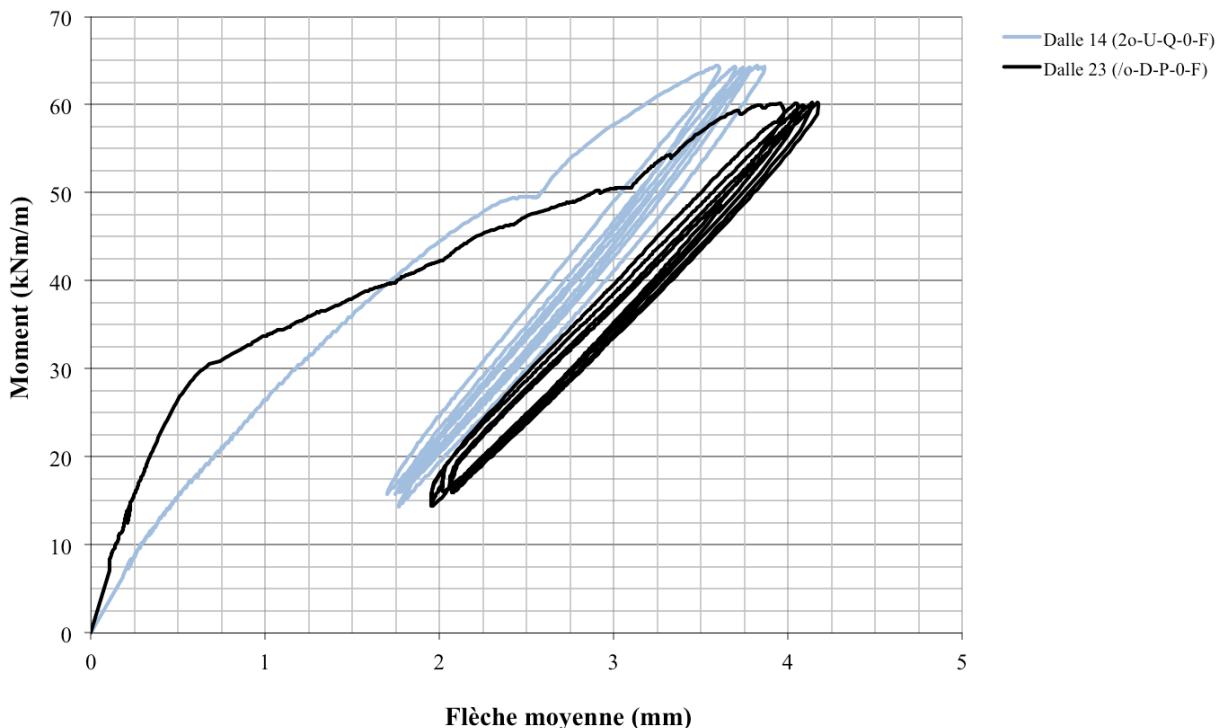


Figure 4-49 : Comportement en pré-fissuration – Joint BFUP

La flèche maximale réinitialisée lors des cycles de fatigue (figure 4-50) de la dalle comportant un joint en BFUP est moindre d'environ 0.5 mm tout au long de cette phase comparativement à la dalle continue, ce qui n'est pas négligeable. Par contre, tel que mentionné précédemment, les

problèmes de chargement de la dalle 23 (/o-D-P-0-F) ont peut-être malencontreusement fait augmenter la flèche.

À l'ultime (figure 4-51), le comportement de ces deux dalles est similaire, en plus d'avoir une résistance quasi identique. La dalle avec joint en BFUP est quelque peu plus rigide au début de cette phase.

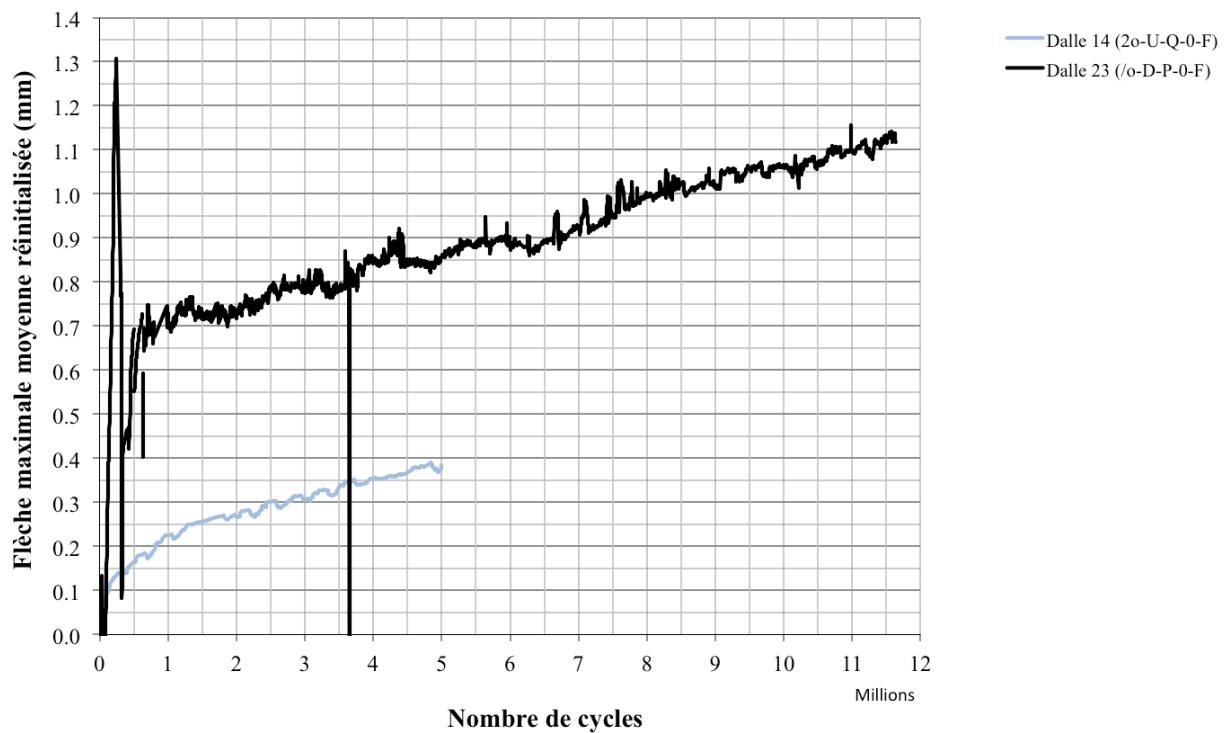


Figure 4-50 : Comportement en fatigue (flèche réinitialisée) – Joint BFUP

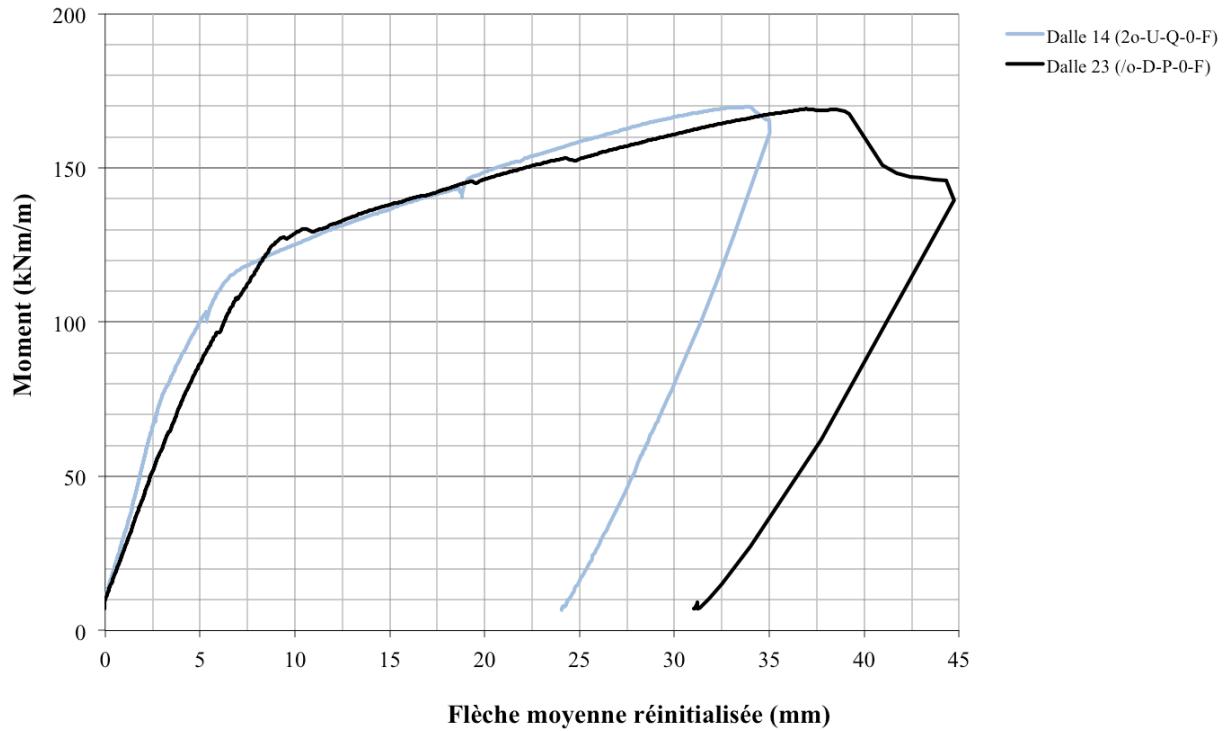


Figure 4-51 : Comportement à la rupture (flèche réinitialisée) – Joint BFUP

Bref, une dalle avec joint en BFUP est aussi performante qu'une dalle sans joint. À la rupture, leur comportement est similaire et leur résistance pratiquement identique.

4.3.2.10 Présence d'un joint conventionnel en béton ordinaire

En pré-fissuration, tel que le présente la figure 4-52, la rigidité initiale de la dalle du joint conventionnel chevauché sur 600 mm (dalle 02 (0o-D-C-3-F)) est similaire à celle la dalle avec joint en BFUP (dalle 14 (2o-U-Q-0-F)). Par contre, lors des cycles, les rigidités et les flèches se rapprochent plutôt de la dalle sans joint (dalle 23 (/o-D-P-0-F)). En effet, si les cycles de pré-fissuration de cette dernière avaient été faits à la même amplitude que pour les autres spécimens, les hystérésis de ces deux dalles auraient probablement été confondues.

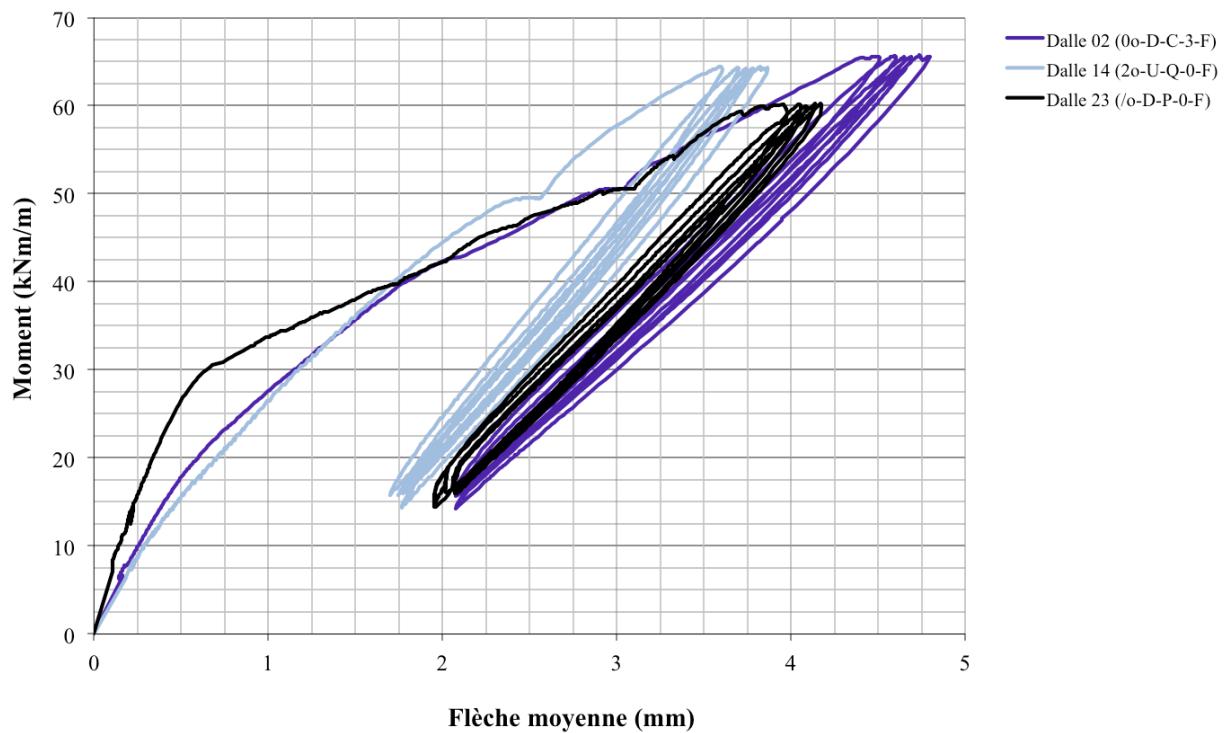


Figure 4-52 : Comportement en pré-fissuration – Joint conventionnel

À la rupture (figure 4-53), les dalles ont un comportement similaire et des résistances du même ordre de grandeur. Exception faite de la dalle du joint conventionnel testée de façon statique (dalle 01 (0o-D-C-3-S)) qui a moins bien performé pour les raisons mentionnées à la section 4.3.2.3. La dalle homologue à cette dernière mais testée de façon cyclique (dalle 02 (0o-D-C-3-F)) a une résistance inférieure de moins de 1% à celle de la dalle continue, ce qui n'est pas significatif.

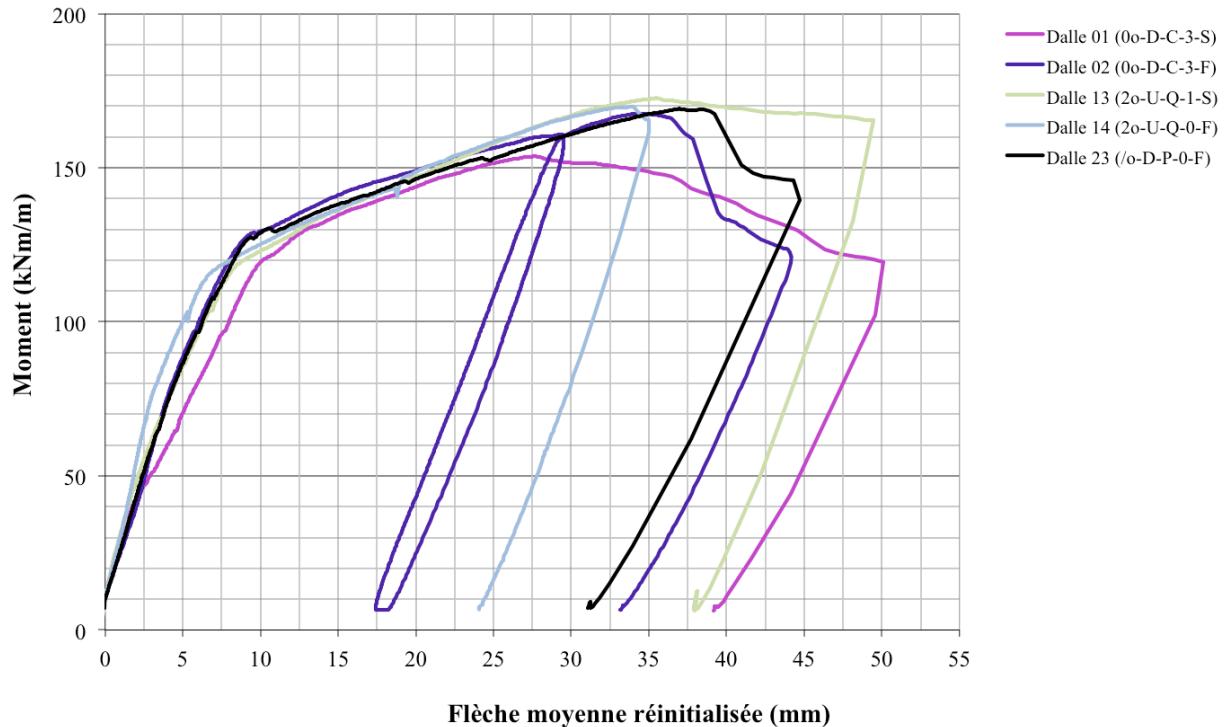


Figure 4-53 : Comportement à la rupture (flèche réinitialisée) – Joint conventionnel

Bref, les spécimens comprenant un joint conventionnel sont aussi résistants que la dalle continue et les spécimens comprenant un joint en BFUP.

4.3.3 Analyse générale des carottes

Tel que spécifié précédemment, des carottes ont été prélevées sur les dalles après rupture et pour certaines dalles juste avant d'effectuer le chargement final. L'ensemble des clichés est présenté à l'annexe I.

4.3.3.1 État de l'interface dalle-joint avant les essais

Des doutes subsistaient quant à l'état de l'interface dalle-joint avant que les spécimens soient testés, c'est-à-dire avant que les spécimens soient installés sur le banc d'essai. Le retrait du béton du joint et la manutention des spécimens pourraient avoir fait fissurer l'interface, ce qui modifierait le comportement des spécimens lors des essais. Afin de vérifier l'état de cette interface, les carottes prélevées ont été observées. La figure 4-54 présente quelques clichés de carottes qui n'ont pas fissuré au niveau de l'interface dalle-joint après les cycles de fatigue et

après rupture du spécimen. Il est donc évident que même avant les essais il n'y a pas eu de décollement des interfaces, que ce soit pour du BFUP 2% ou 3%.

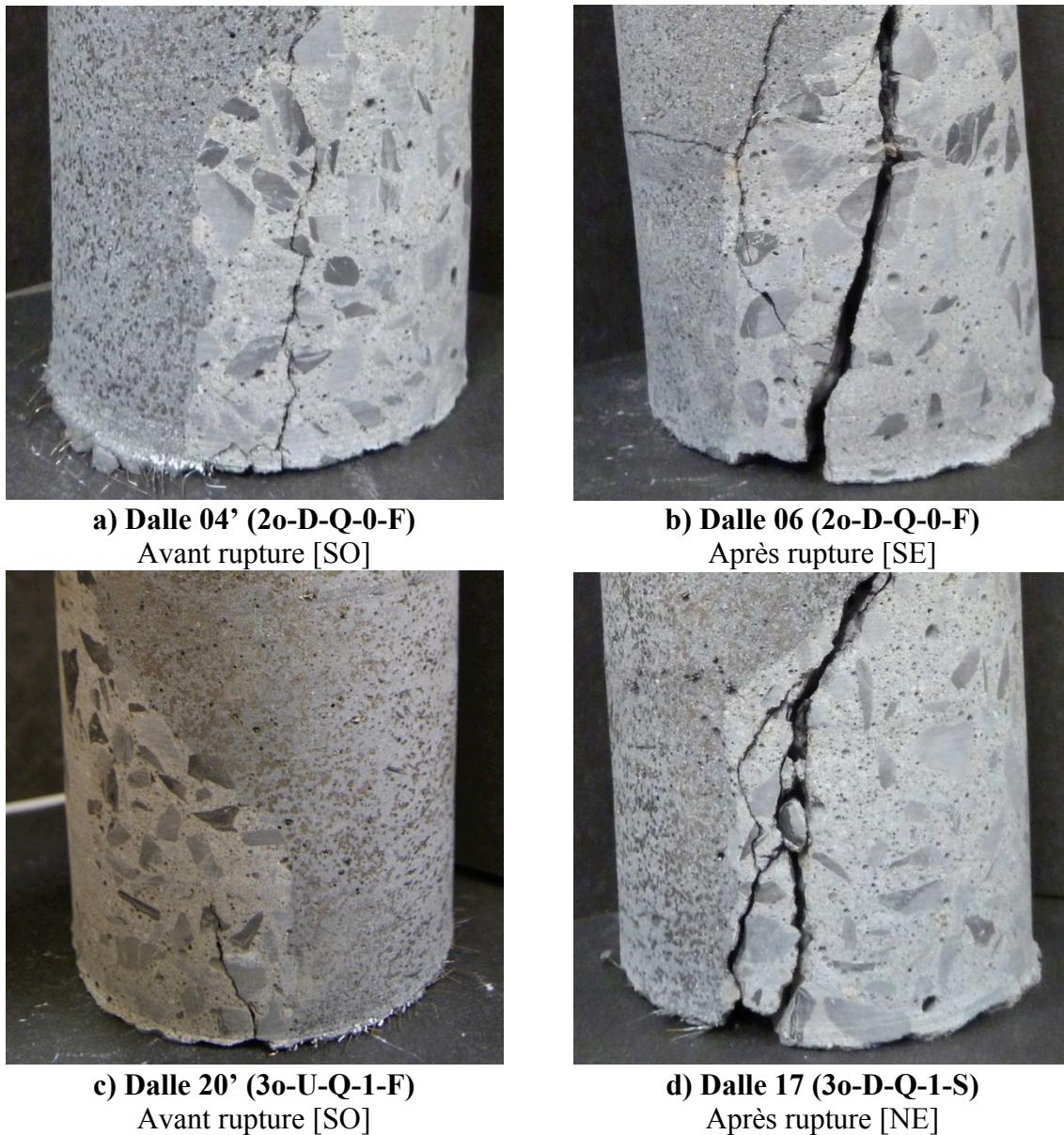


Figure 4-54 : État de l'interface dalle-joint

4.3.3.2 État de l'interface dalle-joint après la rupture du spécimen

Bien que pour certains spécimens l'interface reste intacte après rupture, tel que vu précédemment, il n'est pas rare de constater que de la fissuration se produit directement à l'interface dalle-joint lors du chargement à la rupture. Quelques exemples sont présentés à la figure 4-55.

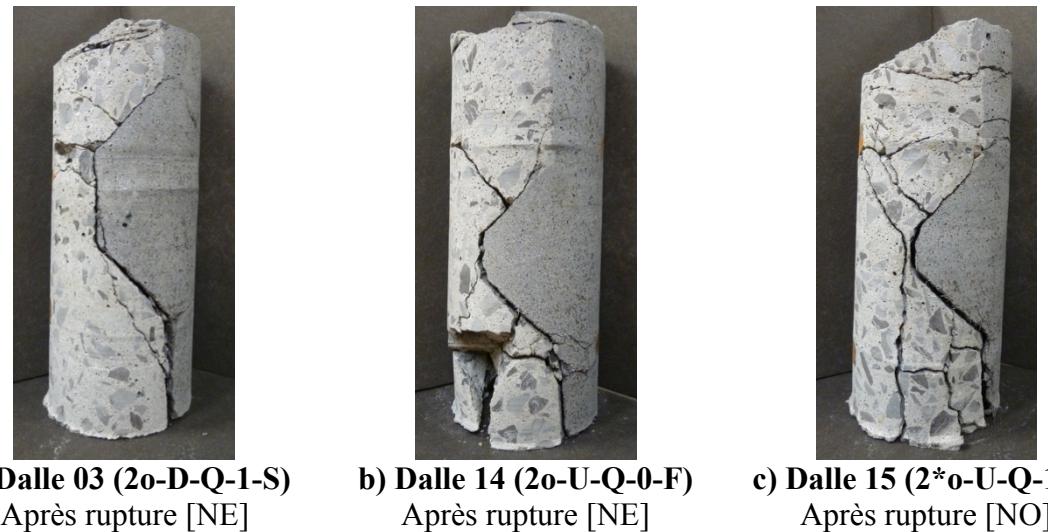


Figure 4-55 : Fissuration de l'interface dalle-joint sur carottes

4.3.3.3 Fissuration de retrait

Sur certaines carottes, il est possible de remarquer la présence d'une fissure verticale dans le BFUP aux environs des barres d'armatures (figure 4-56), perpendiculaire au joint, tous types de cure confondus (sans cure, cure humide et cure à l'eau). Cette fissuration également visible en surface, est due au retrait restreint du BFUP dans l'axe du joint. La dalle 16 (2o-U-Q-1-F) est un bon exemple. La reproduction numérique de la fissuration de cette dalle est présentée à la figure 4-58. Le code de couleur utilisé pour représenter les différentes phases et paliers est identifié à la figure 4-57. En observant attentivement l'état du joint avant les essais, des fissures perpendiculaires au sens long du joint sont présentes à quelques endroits. Ces fissures sont identifiées en jaune sous le terme « Initial ». Les cercles bleus indiquent l'emplacement des carottes prélevées et les croix en turquoise l'emplacement des plots de capteurs d'ouverture de fissures. Sur cette figure, il est possible de remarquer que de la fissuration initiale est présente dans le cercle de la carotte, près de la barre d'armature qui crée une faiblesse dans le béton pour cette direction d'efforts. Un agrandissement (figure 4-59b) permet de constater que la fissure verticale présente dans le trou laissé par la carotte (figure 4-59a) se poursuit également sur la surface supérieure de la dalle.

Bien que les barres parallèles au joint soient orientées favorablement à ce type de fissuration, la présence d'une de ces barres par lit ne semble pas modifier la fissuration. En effet, les dalles en béton ordinaire avec joint en BFUP 2% ont de 1 à 5 fissures visibles sur la surface inférieure

avant les essais, alors que les dalles en BFHP avec joint en BFUP2 % n'en n'ont pas et ce, lorsqu'il y a une ou aucune barre au joint. Il est donc à se questionner sur l'impact de la cure humide des joints (arrosage journalier pour les joints de dalles en béton ordinaire ou apport d'eau continu pour joints de dalles en BFHP) (voir section 4.3.2.2) et sur les efforts générés dans les spécimens lors de la manutention. Le spécimen ayant 2 barres parallèles au joint par lit n'a présenté aucune fissure initiale visible à l'œil nu. Quant aux spécimens avec joints en BFUP 3%, ceux-ci n'ont pas eu de ce type de fissuration.



a) Dalle 04' (2o-D-Q-0-F)
Après rupture [NO]



b) Dalle 10 (2o-D-Q-1-F)
Après rupture [SE]



c) Dalle 14 (2o-U-Q-0-F)
Après rupture [NE]



d) Dalle 15 (2*o-U-Q-1-F)
Après rupture [NO]



e) Dalle 16 (2o-U-Q-1-F)
Après rupture [SO]



f) Dalle 20' (3o-U-Q-1-F)
Avant rupture [SO]

Figure 4-56 : Fissuration verticale dans le BFUP sur carottes

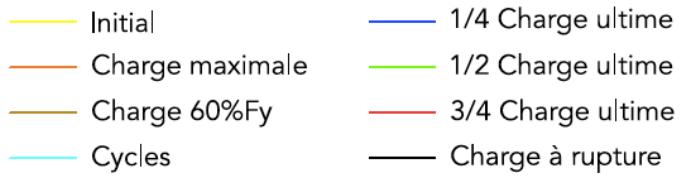


Figure 4-57 : Légende de la fissuration

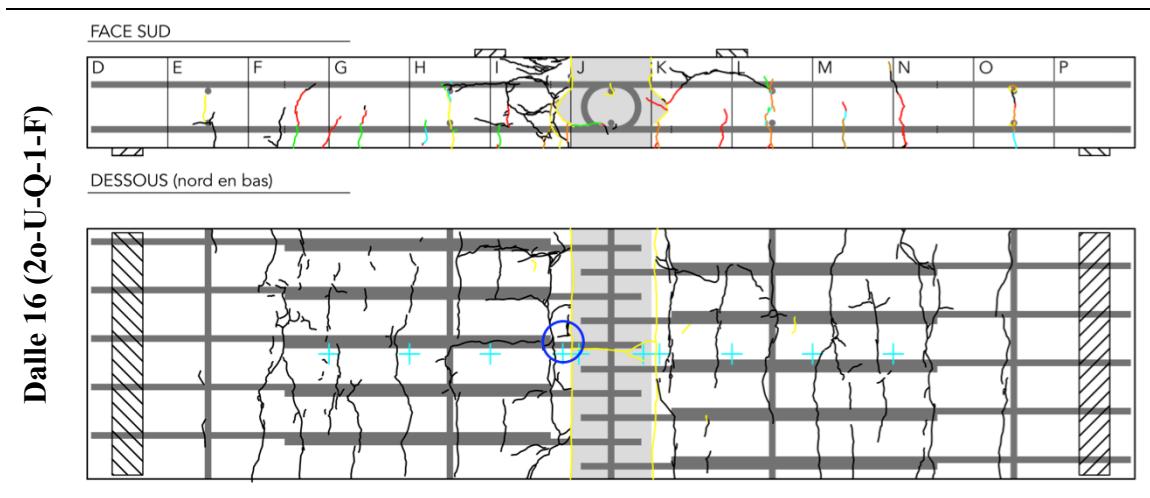


Figure 4-58 : Reproduction numérique de la dalle 16 (2o-U-Q-1-F)



Figure 4-59 : Fissuration de retrait dans le BFUP – Dalle 16 (2o-U-Q-1-F)

4.3.3.4 Fissuration de fendage

Des fissures de fendage sont également présentes sur certaines carottes au niveau du BFUP. Cette fissuration se produit parfois au niveau du lit inférieur et/ou supérieur (figure 4-60).

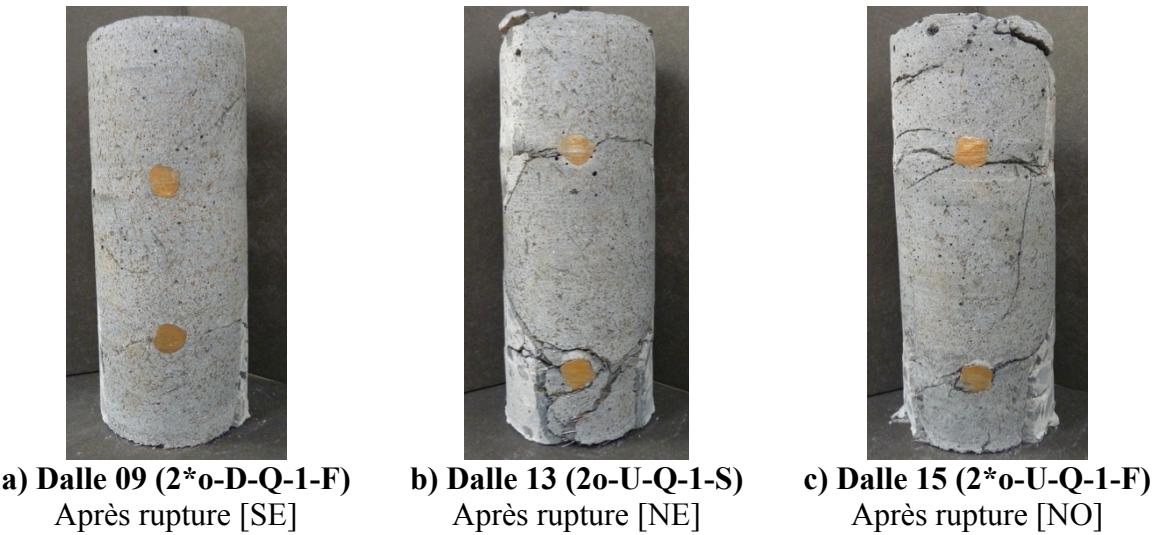


Figure 4-60 : Fissuration de fendage sur carottes

4.3.3.5 Cônes d'arrachement

Des cônes d'arrachement dans le béton se sont produits autour de la barre d'armature du lit inférieur pour quelques spécimens (figure 4-61).

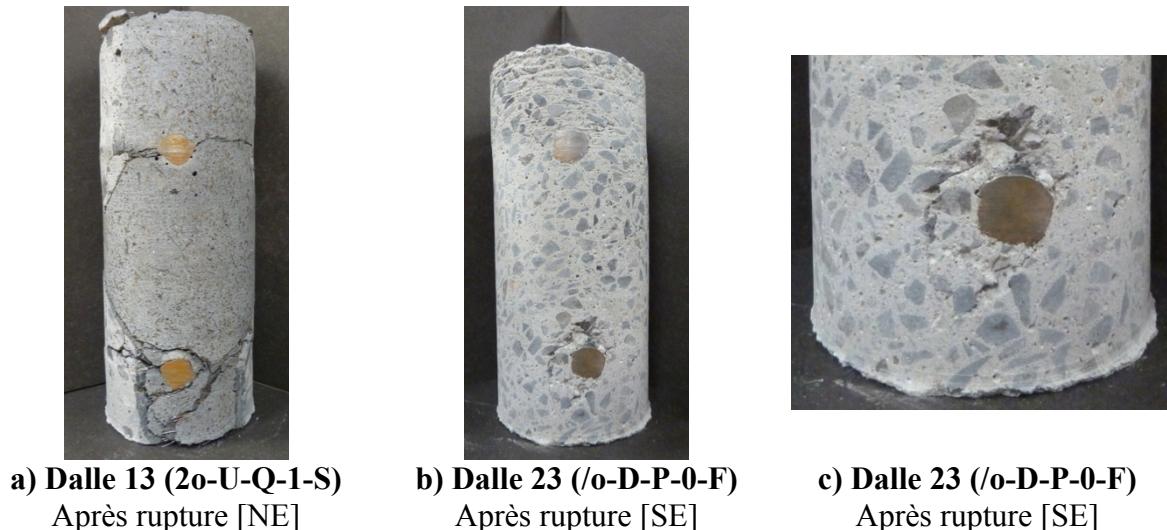


Figure 4-61 : Cône d'arrachement autour de la barre du lit inférieur sur carottes

4.3.3.6 Sommaire

L'examen des carottes prélevées avant les essais à la rupture a montré que l'interface dalle-joint des spécimens n'était pas fissurée. L'analyse des carottes prélevées après les essais à la rupture et

des patrons de fissuration sur la surface inférieure des joints après à la rupture, montre qu'une cure à l'eau dont l'apport est continu, l'usage de BFUP 3% et la présence de 2 barres parallèles au joint par lit réduisent, chacun d'eux, presqu'à néant la fissuration initiale dû au retrait dans les joint des spécimens.

CHAPITRE 5 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

5.1 Retour sur les objectifs

Les critères de conception des joints en BFUP recommandés par la FHWA (2014) sont basés sur un nombre limité d'essais de joints situés entre les poutres (Graybeal, Benjamin A., 2010). L'amplitude des contraintes de fatigue imposée aux spécimens de cette étude est difficile à évaluer étant donné que la charge appliquée est non-uniforme. De plus, les longueurs de chevauchement des armatures des spécimens testés diffèrent des recommandations du FHWA pour ces joints. Ainsi, une étude supplémentaire s'est avérée nécessaire afin d'établir les critères de conception pour les joints situés entre les poutres dans des zones de moment positif et soumis à des chargements de fatigue dite élastique auxquels sont associés un très grand nombre de cycles de faible amplitude.

Ce projet visait donc à fournir au Ministère les informations expérimentales manquantes pour la conception de joints en BFUP utilisant des matériaux et configurations propres aux applications visées pour les ouvrages du Ministère, et ce, pour les sollicitations propres aux règles de conception utilisées au Canada.

L'objectif général de ce projet de recherche était d'établir les critères de conception des joints en BFUP entre des éléments de dalles préfabriquées situés entre les poutres et sollicités en moments positifs afin de rencontrer des performances en fatigue supérieures ou égales à celle obtenues avec des méthodes et matériaux de construction conventionnels.

Les objectifs spécifiques du projet de recherche étaient de :

- déterminer la configuration de joint la plus économique qui satisfait les exigences de conception aux états limites de fatigue et ultime ;
- déterminer le mode de rupture des joints en fonction de leur configuration ;
- vérifier l'impact d'une cure écourtée sur la capacité des joints en BFUP ;
- déterminer le pourcentage de fibres requis dans le BFUP du joint ;
- vérifier le comportement en fatigue et à l'ultime des barres collées au niveau du joint ;
- déterminer l'apport structural de dalles en béton renforcé de fibres métalliques ;

- déterminer les différences entre des barres chevauchées droites et des barres en U ;
- déterminer l'impact de la présence de barres parallèles au joint dans le joint ;
- vérifier la capacité en fatigue d'une dalle en béton conventionnel sans joint ;
- vérifier la capacité en fatigue des joints longitudinaux réalisés avec du béton conventionnel et des armatures chevauchées sur 600 mm.

5.2 Conclusions

Les critères de conception des joints en BFUP entre les poutres en zone de moment positif recommandés par la FHWA (2014) sont basés sur un nombre limité d'essais (Graybeal, Benjamin A., 2010). L'amplitude des contraintes de fatigue imposée aux spécimens de cette étude est difficile à évaluer étant donné que la charge appliquée est non-uniforme. De plus, les longueurs de chevauchement des armatures des spécimens testés diffèrent des recommandations du FHWA. Ainsi, une étude supplémentaire s'est avérée nécessaire afin d'établir les critères de conception pour les joints situés entre les poutres.

La campagne expérimentale sur spécimens de dalles, réalisée dans le cadre du présent projet, permet de conclure que :

- un chevauchement de $10d_b$ dans les joints en BFUP permet de résister à des contraintes de fatigue d'une amplitude de 125 MPa ;
- une cure à l'eau dont l'apport est continu permet de réduire la fissuration au jeune âge du BFUP par rapport à une cure où les joints sont arrosés de façon journalière et conservés humide ;
- une cure à l'eau dont l'apport est continu, le BFUP 3% et la présence de 2 barres parallèles au joint par lit réduisent, chacun d'eux, presqu'à néant la fissuration initiale due au retrait dans le joint des spécimens ;
- l'absence de cure humide provoque beaucoup plus de fissures de retrait dans le joint, ce qui est nuisible pour la durabilité des éléments ;
- l'absence de cure humide ne semble pas influencer significativement le comportement mécanique en pré-fissuration, en fatigue et à l'ultime ;

- malgré le fait que des spécimens soient identiques et testés de la même façon, leur comportement en pré-fissuration et en fatigue peut varier ;
- la résistance ultime des spécimens ayant un joint en BFUP (transversal et longitudinal) n'est pas affectée par les 5 millions de cycles de fatigue générant des contraintes variant de 60 à 185 MPa (variation de contrainte de 125 MPa) dans les armatures du lit inférieur ;
- la flèche et les ouvertures de fissures augmentent sous une charge cyclique constante tout au long de la phase de fatigue, de l'ordre de 0.1 mm/million de cycles pour la flèche ;
- le pourcentage de fibres (2% et 3%) pour le BFUP du joint avec des dalles préfabriquées en béton ordinaire n'a pas d'impact sur le comportement mécanique des phases de pré-fissuration, de fatigue et à la rupture. Ceci est relié au fait que l'endommagement de la dalle se concentre dans la dalle ou à l'interface dalle-joint ;
- les joints en BFUP 3 % présentent moins de fissures que ceux en BFUP 2% à l'état limite ultime, mais cela n'affecte pas la résistance. Ceci s'explique par le fait que la rupture finale n'est pas contrôlée par le joint, mais plutôt par l'interface dalle-joint ou par la fibre comprimée de la dalle ;
- les joints dont les armatures sont collées et les joints dont les barres sont en quinconce ont un comportement similaire en fatigue et à la rupture ;
- l'utilisation de dalles en BFHP diminue les flèches en pré-fissuration, diminue les flèches et leur amplitude en fatigue et augmente considérablement la résistance des spécimens à la rupture ;
- l'utilisation de dalles en BFHP accroît la détérioration des joints en BFUP 2% à l'état limite ultime, ceci s'explique par le fait que les joints sont sollicités davantage par la plus grande capacité de la dalle en BFHP ;
- l'utilisation de dalles en BFHP, dont l'armature n'est pas réduite, permet de diminuer la dégradation de la flèche en fatigue en plus d'augmenter la résistance ultime ;
- les joints longitudinaux apporteraient un léger surcroît de résistance par rapport aux joints transversaux (des études complémentaires sont nécessaires) ;

- les dalles avec joint en BFUP sont aussi performantes à la rupture qu'une dalle ayant un joint en béton ordinaire dont les barres sont chevauchées sur 600 mm et aussi performantes qu'une dalle sans joint avec des armatures continues.

5.3 Recommandations sur l'utilisation des joints en BFUP

Suite à ce projet de recherche portant sur le comportement de joints en BFUP entre dalles préfabriquées de ponts, il est recommandé de :

- utiliser du BFUP 2% et une longueur de chevauchement de $10d_b$ pour les joints longitudinaux entre les poutres et les joints transversaux ;
- utiliser du BFUP contenant plus de 2% de fibres avec des longueurs de chevauchement inférieures à $10d_b$ pour une variation de contraintes dans les barres d'armatures de 125 MPa ;
- effectuer une cure humide dont l'apport en eau est continu pendant 7 jours après la coulée, à partir de la prise du BFUP ;
- utiliser des dalles préfabriquées en BFHP afin d'accroître la durabilité des ouvrages.

5.4 Recommandations pour les projets futurs

5.4.1 Essais matériaux

Suite aux essais matériaux réalisés dans le cadre de ce projet, quelques recommandations sont proposées :

- inclure dans les normes une technique de coulée pour les spécimens en bétons renforcés de fibres afin de pouvoir comparer les résultats adéquatement pour un même type de spécimen ;
- réviser la géométrie du spécimen, le coffrage, le montage expérimental, ainsi que le traitement des résultats de l'essai en traction directe sur os développé à Polytechnique.

5.4.2 Essais sur dalles

Puisque la recherche est en continuelle progression, il existe encore plusieurs sujets qui restent à être étudiés relativement aux joints en BFUP entre les dalles préfabriquées de ponts dont :

- l'étude des joints en BFUP 3% avec des dalles en BRF, puisqu'une grande détérioration des joints à l'ultime a été constatée avec ce type de dalle et du BFUP 2% ;
- l'étude de la forme des joints, ainsi que l'interface dalle-joint, afin de limiter l'ouverture de ces interfaces ;
- la vérification de la limite de l'écart de contraintes admissible en fatigue dans les armatures pour les éléments en béton armé, afin de vérifier si l'exigence imposée par la norme est toujours d'actualité ;
- l'étude du comportement des joints au poinçonnement afin de s'assurer de leur résistance ;
- l'étude de l'effet de la torsion sur un croisement de joints transversaux et longitudinaux, ainsi que l'effet des différentes phases de coulées qui peuvent créer des joints froids dans les joints en BFUP.

BIBLIOGRAPHIE

- AASHTO. (1931). *Standard Specifications for Highway Bridges and Incidental Structures*.
- AASHTO. (1935). *Standard Specifications for Highway Bridges - second edition*.
- AASHTO. (1941). *Standard Specifications for Highway Bridges - third edition*.
- AASHTO. (1944). *Standard Specifications for Highway Bridges - fourth edition*.
- AASHTO. (1949). *Standard Specifications for Highway Bridges - fifth edition*.
- AASHTO. (1953). *Standard Specifications for Highway Bridges - sixth edition*.
- AASHTO. (1957). *Standard Specifications for Highway Bridges - seventh edition*.
- AASHTO. (1961). *Standard Specifications for Highway Bridges - eighth edition*.
- AASHTO. (1965). *Standard Specifications for Highway Bridges - ninth edition*.
- AASHTO. (1969). *Standard Specifications for Highway Bridges - tenth edition*.
- AASHTO. (1973). *Standard Specifications for Highway Bridges - eleventh edition*.
- AASHTO. (1977). *Standard Specifications for Highway Bridges - twelfth edition*.
- AASHTO. (1989). *Standard Specifications for Highway Bridges - fourteenth edition*.
- AASHTO. (1992). *Standard Specifications for Highway Bridges - fifteenth edition*.
- AASHTO. (1996). *Standard Specifications for Highway Bridges - sixteenth edition*.
- AASHTO. (2002). *Standard Specifications for Highway Bridges - 17th edition*.
- AASHTO. (2012). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*.
- ACI. (1980). *ACI Manual of concrete practice - Part 1 - 1980*.
- ACI. (2016). *50 ans de progrès dans le domaine du béton - Projets marquants*.
- ACI Committee 209. (2008). *209.2R-08 Guide for Modeling and Calculating Shrinkage and Creep in Hardened Concrete*. Detroit.
- ACI Committee 215. (1974). Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading. *ACI Journal*, 71(3), 97-121.
- ACI Committee 408. (2003). *ACI 408R-03 Bond and Development of Straight Reinforcing Bars in Tension*.
- ACI-ASCE Committee 408. (2012). *Report on Bond of Steel Reinforcing Bars Under Cyclic Loads* (Rapport n° ACI 408.2R-12).
- AFGC. (2013). *Bétons fibrés à ultra-hautes performances - Recommandations 2013*.
- ASTM C1550-12a. (2012). *Standard Test Method for Flexural Toughness of Fiber Reinforced Concrete (Using Centrally Loaded Round Panel)*.
- ASTM E8/E8M-16a. (2016). *Standard Test Methods for Tension Testing of Metallic Materials*.
- Balazs, G. L. (1991). Fatigue of Bond. *ACI Materials Journal*, 88(6), 620-629.

- Balazs, G. L. (1998). Bond under Repeated Loading. *ACI Special Publication*, 125-144.
- Beaulieu, D., Picard, A., Tremblay, R., Grondin, G., & Massicotte, B. (2008). *Calcul des charpentes d'acier - Tome 1*.
- Beaurivage, F. (2009). *Étude de l'influence des paramètres structuraux sur les lois de comportement des bétons fibrés pour la conception des structures*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal).
- Bélanger, A. (2000). *Conception de dalles de ponts avec armature réduite et béton de fibres d'acier*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal).
- Bergeron, F. (2013). *Développement d'une dalle de pont préfabriquée nervurée en béton de fibres métalliques*. (Mémoire de maîtrise, Université de Sherbrooke).
- Boucher-Proulx, G. (2008). *Réhabilitation sismique des piliers de ponts rectangulaires à l'aide de chemises en BRF et en BFUP*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal).
- Brühwiler, E. (2016). *Construire en BFUP – facile, fiable, passionnant*. École Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- CEN. (2005). *Test method for metallic fibered concrete - Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual)*.
- Charron, J.-P. (2016a). *Bétons de fibres courants vers le Bétons de fibres ultra performants (CIV6505 - Technologie du béton)*. Polytechnique Montréal.
- Charron, J.-P. (2016b). *Microstructure du béton et ajouts minéraux (CIV6505 - Technologie du béton)*. Polytechnique Montréal.
- Charron, J.-P., Damry, R., Desmettre, C., & Massicotte, B. (2013). *Utilisation structurale des BFUP pour les parapets préfabriqués*. École Polytechnique de Montréal.
- Charron, J.-P., & Desmettre, C. (2013). *Intérêt de l'utilisation des bétons renforcés de fibres pour la construction d'ouvrages d'art durables*. Polytechnique Montréal.
- Cheung, A. K. F., & Leung, C. K. Y. (2011). Effective Joining of Pre-cast Concrete Slabs with Self-compacting HSFRCC. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 9(1), 41-49.
- CSA. (2009). *Méthodes d'essai et pratiques normalisées pour le béton*.
- CSA-S6. (1966). *CSA-S6 Design of Highway Bridges*.
- CSA-S6. (1974). *Norme ACNOR S6-1974 Conception des Ponts Routes*.
- CSA-S6. (1978). *CAN3-S6-M78 Design of Highway Bridges*.
- CSA-S6. (1988). *CAN/CSA-S6-88 Calcul des ponts-routes*.
- CSA-S6. (2000a). *CAN/CSA-S6-00 Code canadien sur le calcul des ponts routiers*.
- CSA-S6. (2000b). *S6.1-00 Commentary on CAN/CSA-S6-00, Canadian Highway Bridge Design Code*.
- CSA-S6. (2006a). *CAN/CSA-S6-06 Code canadien sur le calcul des ponts routiers*.

- CSA-S6. (2006b). S6.1-06 Commentary on CAN/CSA-S6-06, Canadian Highway Bridge Design Code.
- CSA-S6. (2014). *CAN/CSA-S6-14 Code canadien sur le calcul des ponts routiers*.
- Dagenais, M.-A. (2014). *Réhabilitation sismique des joints de chevauchement de piles de ponts par chemisage en béton fibré à ultra-haute performance*. (Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal).
- de Montaignac de Chauvance, R. (2011). *Analyse du comportement d'éléments fléchis en béton renforcé de fibres métalliques: du matériau à la structure*. (Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal).
- Delsol, S. (2012). *Évaluation du coefficient d'orientation dans les bétons renforcés de fibres métalliques*. (Mémoire de maîtrise, Polytechnique Montréal).
- Denarié, E. (2004). *Bétons Fibrés à Ultra-hautes Performances (BFUP) - Fondements, propriétés et applicaitons structurales*. Lausanne: École Polytechnique fédérale de Lausanne.
- Doiron, G. (2012). *Béton fibré à ultra-hautes performances (BFUP) et les ouvrages d'art en Amérique du Nord*
- Faggio, L. (2014). *Conception des semelles de poutres précontraintes en T en BRF avec joints en BFUP*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal).
- Fehling, E., Schmidt, M., Walraven, J., Leutbecher, T., & Frohlich, S. (2014). *Ultra-High Performance Concrete UHPC : Fundamentals, Design, Examples*.
- Fei, J., & Darwin, D. (1999). *Fatigue of high relative rib area reinforcing bars*. University of Kansas.
- FHWA. (2010). *Field-Cast UHPC Connections for Modular Bridge Deck Elements (TechBrief: FHWA-HRT-11-022)*.
- FHWA. (2012). *Ultra-High Performance Concrete Composite Connections for Precast Concrete Bridge Decks (TechBrief: FHWA-HRT-12-042)*.
- FHWA. (2014). *Design and Construction of Field-Cast UHPC Connections (TechNote: FHWA-HRT-14-084)*.
- Garneau, J.-F. (2015). *Réhabilitation sismique des piles murs de pont rectangulaires par chemisage en béton fibré à ultra-haute performance*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal).
- Gascon, M. (2016). *Étude du comportement de connecteurs de cisaillement dans du béton fibré à ultra-hautes performances pour la construction de poutres mixtes de ponts*. (École Polytechnique de Montréal).
- Graybeal, Benjamin A. (2010). *Behavior of Field-Cast Ultra-High Performance Concrete Bridge Deck Connections Under Cyclic and Static Structural Loading*.
- Graybeal, B. A. (2011). Fatigue Response in Bridge Deck Connection Composed of Field-Cast Ultra-High-Performance Concrete. *Journal of the Transportation Research Board, Transportation Research Record 2251*, 93-100.

- Hanson, J. M., Somes, N. F., & Helgason, T. (1974). *Investigation of design factors affecting fatigue strength of reinforcing bars - Test program*. Communication présentée à Abeles Symposium: Fatigue of Concrete, SP-41, American Concrete institute, Detroit, Michigan.
- Harryson, P., & Gylltoft, K. (2001). High Performance Joints Between Prefabricated Traffic Slab Elements for Industrial Bridge Construction. *Bridge Materials*, 253-264.
- Hartwell, D. R. (2011). *Laboratory testing of Ultra High Performance Concrete deck joints for use in accelerated bridge construction*. (Graduate Theses and Dissertations, Iowa State University).
- Helgason, T., M. Hanson, J., F. Somes, N., Corley, W. G., & Hognestand, E. (1976). *Fatigue strength of high-yield reinforcing bars (NCHRP report 164)*.
- Hon, A., Taplin, G., & Al-Mahaidi, R. S. (2005). Strength of Reinforced Concrete Bridge Decks Under Compressive Membrane Action. *ACI Structural Journal*, 102(3), 393-401.
- Jolicoeur, O. (2016). *Efficacité de la réhabilitation sismique des piles de pont rectangulaires ar chemisage en BFUP considérant la résistance à l'effort tranchant*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal).
- Lachance, F. (2015). *Développement de dalles préfabriquées conçues en bétons fibrés à hautes et ultra-hautes performances pour les ponts*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal).
- Lenschow, R. (1982). *Fatigue of concrete structures*. Communication présentée à Fatigue of Steel and Concrete Structures, IABSE Colloquium, Lausanne, Suisse.
- Lessard, M.-C. (2009). *Conception de pré-dalles en bétons innovants pour les ponts*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal).
- Massicotte, B. (2017a). *Calcul des structures en béton armé - Concepts de base* (3^e éd.). Éditions da Vinci, Laval.
- Massicotte, B. (2017b). *Structural use of fibre reinforced concrete - Mechanics and design. Draft* (1^e éd.). Éditions da Vinci, Laval.
- Massicotte, B., Conciatori, D., Bédard, S., & Braike, S. (2014). *Analyse Inélastique des Sections V3.1*.
- Massicotte, B., Faggio, L., Cordoni, N., Nour, A., & Conciatori, D. (2014). *Design and construction of SFRC bridge decks: Building on past experiences and recent developments*. Communication présentée à FRC 2014 Joint ACI-fib International Workshop - Fibre-reinforced concrete: From design to structural applications, Montréal (p. 419-434).
- Massicotte, B., Gascon, M., Tremblay, V., & Verger-Leboeuf, S. (2017). *Utilisation des dalles pleines préfabriquées en BRF pour la construction et la réparation d'ouvrages d'art*. École Polytechnique de Montréal.
- Matériaux King et compagnie. (2016). *UP-F3 Poly*.
- Matériaux King et compagnie. (2017). *UP-F2 Poly*.
- Maya, L. F., & Albajar, L. (2012). *Beam-Column Connections for Precast Concrete Frames Using High Performance Fiber Reinforced Cement Composites*.

- Moffatt, K. (2001). *Analyse de dalles de pont avec armature réduite et béton de fibres métalliques.* (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal).
- MTMDT. (2016). *Réfection du pont de Godbout. Devis et Plans.*
- MTMDT. (2017). Fiche synthèse du pont 06896. Tiré de https://www.diffusion.transports.gouv.qc.ca/ords/pes/f?p=122:53:::NO:53:P53_IDE_STR_CT_0001:211382&cs=1A5A404E0CDD51D1BFDBC72DD0D2B596A
- MTQ. (2016). *Cahier des charges et devis généraux – Infrastructures routières – Construction et réparation.*
- Nolet, S., & Massicotte, B. (2002). *Comportement des dalles de pont fortement sollicitées par les surcharges routières en fonction de la rigidité du système structural du tablier.* École Polytechnique de Montréal.
- Perry, V., Dykstra, D., Murray, P., & Rajlic, B. (2010). *Innovative Field Cast UHPC Joints for Precast Bridge Systems - 3-span Live Load Continuous.* Communication présentée à Annual Conference of the Transportation Association of Canada, Halifax, Nova Scotia.
- Perry, V. H., Krisciunas, R., & Stofko, B. (2012). *Mackenzie River Twin Bridges - The largest field-cast UHPC connections project in North America.*
- Perry, V. H., & Royce, M. (2010). *Innovative field-cast UHPC joints for precast bridge decks (side-by-side deck bulb-tees), village of Lyons, New York: design, prototyping, testing and construction.* Communication présentée à 3rd fib International Congress, Washington, États-Unis.
- Perry, V. H., Scalzo, P., & Weiss, G. (2007). *Innovative Field Cast UHPC Joints for Precast Deck Panel Bridge Superstructures - CN Overhead Bridge at Rainy Lake, Ontario.* Communication présentée à Concrete Bridge Conference, États-Unis.
- RILEM. (2001). RILEM TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete: Uni-axial tension test for steel fibre reinforced concrete. *Materials and Structures*, 34, 3-6.
- RILEM. (2002). RILEM TC 162-TDF : Test and design methods for steel fibre reinforced concrete: Bending test. *Materials and Structures*, 35, 579-582.
- Rocha Pinto Portela Nunes, M. (2014). *Fatigue Behaviour of Steel Reinforcement Bars at Very High Number of Cycles.* (Thèse de doctorat, École Polytechnique Fédérale de Lausanne).
- Rossi, P. (1998). *Les bétons de fibres métalliques.* Paris, France: Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées.
- Rteil, A., Soudki, K., & Topper, T. (2011). Mechanics of bond under repeated loading. *Construction and Building Materials*, 2822–2827.
- Serna, P., López, Juan Á., Camacho, E., Coll, H., & Navarro-Gregori, J. (2014). *Footbridge over the Ovejas ravine in Alicante: An economical alternative made only of ultra-highperformance fibre-reinforced concrete (UHPFRC).* Communication présentée à FRC 2014 Joint ACI-fib International Workshop - Fibre-reinforced concrete: From design to structural applications, Montréal.

- SIA. (2015). *Béton fibré ultra-performant (BFUP) - Matériaux, dimensionnement et exécution.* Suisse.
- Thiaw, A. (2014). *Conception et optimisation de parapets préfabriqués avec trottoir intégré en béton renforcé de fibres pour les ponts.* (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal).
- Tremblay, V. (2016). *Comportement en flexion de joints en BFUP entre dalles préfabriquées dans l'axe des poutres.* (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal).
- Verger-Leboeuf, S. (2016). *Développement de joints de connexion en BFUP pour des dalles de pont préfabriquées.* (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal).
- Weisman, M. H. (1969). *Detailed Design and Manufacturing Considerations - Metal Fatigue: Theory and Design:* Wiley.
- Wolfgang Schroeder. (2016). PerspectiveImageCorrection V 2.0.0.0. Tiré de <http://wollli.dyndns.org/PerspectiveImageCorrection/index.htm>
- Zanuy, C., Albajar, L., & de la Fuente, P. (2009). Sectional Analysis of Concrete Structures under Fatigue Loading. *ACI Structural Journal*, 106(5), 667-677.

ANNEXE A – PLANS DES SPÉCIMENS EXPÉRIMENTAUX

<p>50MPa + BFUP2% Joints = 200mm (Joints coulés à: USINE) Chevauchement = 150mm</p> <p>Joints type VD Droites @ 180mm</p> <p>Joints type VU U @ 120mm</p> <p>Exemple: 2o-D-Q-0-S</p> <p>0_: Joint 35MPa 2_: Joint BFUP2% sans cure 2*: Joint BFUP2% sans cure 3_: Joint BFUP3% /_: Aucun joint _o: Dalle sans fibre _f: Dalle en BRF</p> <p>D: Barres Droites U: Barres en U</p> <p>C: Barres Collées P: Barres Prolongées Q: Barres en Quinconce</p> <p>0: 0 barre parallèle au joint 1: 1 barre parallèle au joint 2: 2 barres parallèles au joint 3: 3 barres parallèles au joint</p> <p>S: Essai Statique F: Essai Fatigue</p>	<p>35MPa + 35MPa Joints = 650mm (Joints coulés à: POLY) Chevauchement = 600mm</p> <p>0o-D-C-3-S 0o-D-C-3-F</p>	<p>50MPa + BFUP3% Joints = 200mm (Joints coulés à: POLY) Chevauchement = 150mm</p> <p>Joints type VD Droites @ 180mm</p> <p>Joints type VU U @ 120mm</p> <p>BFHP70MPa + BFUP2% Joints = 200mm (Joints coulés à: POLY) Chevauchement = 150mm</p> <p>Joints type VD Droites @ 180mm</p> <p>Joints type VU U @ 120mm</p> <p>35MPa Sans joint (Dalle coulée à: POLY)</p> <p>Sans joint Droites @ 180mm</p> <p>/o-D-P-0-F</p>
<p>PROJET BENOIT MARLEAU</p> <p>TITRE VUE D'ENSEMBLE DES SPÉCIMENS</p>	<p>DESSINÉ PAR BIM</p> <p>DATE 20/02/2017</p> <p>ÉCHELLE Aucune</p>	<p>APPROUVÉ PAR</p> <p>DESSIN 1/14</p>

RÉVISIONS	DATE	RÉVISIONS	DATE
Spécimens distincts Géométrie des armatures spécimens 0-D-C-0 Définition des coupes Numérotation des pages Trame armatures grises	07/02/2016	Diminution de la largeur des spécimens Simplification des plans Position des ancrages Spécifications cure (cure accélérée) Numérotation des pages	11/04/2016
Ajustement aperçu spécimens 0-D-C-0 Correction définition nomenclature	16/02/2016	Ajout barres parallèles au joint Ajout exigence barres parallèles au joint Spécification des lieux de coulé des joints Ajout numéro de spécimen	12/04/2016
Ajout page spécifications Ajout "NE PAS SOUDER LES BARRES" Numérotation des pages	20/02/2016	Modification exigences cure humide (suite à la rencontre du 26 avril avec BPDR) Spécification type V pour béton 35MPa Ajout 23e spécimen (coulé à Poly) Correction nomenclature Numérotation des pages	04/05/2016
Ajout et modification des spécifications Ajout 2 spécimens 2-D-Q-0 Ajout spécimens ?f-D-Q-0 et ?f-U-Q-0 Correction nomenclature Ancrages pour manutention Ajout "Pour fabrication" Numérotation des pages	07/03/2016	Ajout de cotations pour dalles X-U-Q Ajout numéros de spécimens dans tableaux	07/06/2016
Position des ancrages Correction nomenclature	10/03/2016	Correction erreur type béton dalle 23 (35 MPa)	13/07/2016
Modification des spécifications	11/03/2016	Correction nomenclature BFUP2% pour joints des dalles en BFHP70MPa	20/02/2017
Ajouts spécimens 2*o-D-Q-0 et 2*o-U-Q-0 Modification des spécifications Correction nomenclature Correction ancrages Remplacement BRF50MPa pour BFHP70MPa Numérotation des pages	17/03/2016		

PROJET BENOIT MARLEAU		DESSINÉ PAR BIM	APPROUVÉ PAR .
TITRE	RÉVISIONS	DATE 20/02/2017	DESSIN
		ÉCHELLE -	2/14

SPÉCIFICATIONS

	DALLES		JOINTS		
Béton	35MPa & 50MPa	BFHP70MPa	35MPa	BFUP	BFUP sans cure
Coulée	-		minimum 7 jours après la coulée des dalles		
Vibrer	Oui	Non	Oui	Non	
Cure	Toile imperméable et Cure humide 7 jours et 70% ^o C	Polyéthylène 12 h et Cure humide 7 jours et 70% ^o C	Polyéthylène 24 h et Cure humide 7 jours	Polyéthylène 24 h et Impossibilité d'enfoncer un clou avec un marteau	
Décoffrer	50% ^o C	7 jours et 70% ^o C	3 jours et 70% ^o C		
Déplacer	70% ^o C				

EXIGENCES DIVERSES:

- Température ambiante minimale à l'intérieur de l'usine: 10°C;
- Ne rien cloquer, ni percer, dans les dalles ou les joints;
- Souder les barres d'armatures est interdit;
- Lors de l'assemblage des demi-dalles, la longueur de chevauchement des barres en attente prédomine sur la largeur du joint;
- Pour chacun des lots d'acier d'armature utilisé, 4 échantillons de barres de 600mm de longueur sont demandés. Il est essentiel de pouvoir associer les échantillons de barres aux barres d'armatures des spécimens des dalles;
- Fournir les barres d'armature parallèles au joint, même pour les joints coulés à Polytechnique;
- Autres spécifications sur les plans.

JOINTS:

- Surfaces humidifiées jusqu'à saturation et sèches en surface au moment de couler les joints.

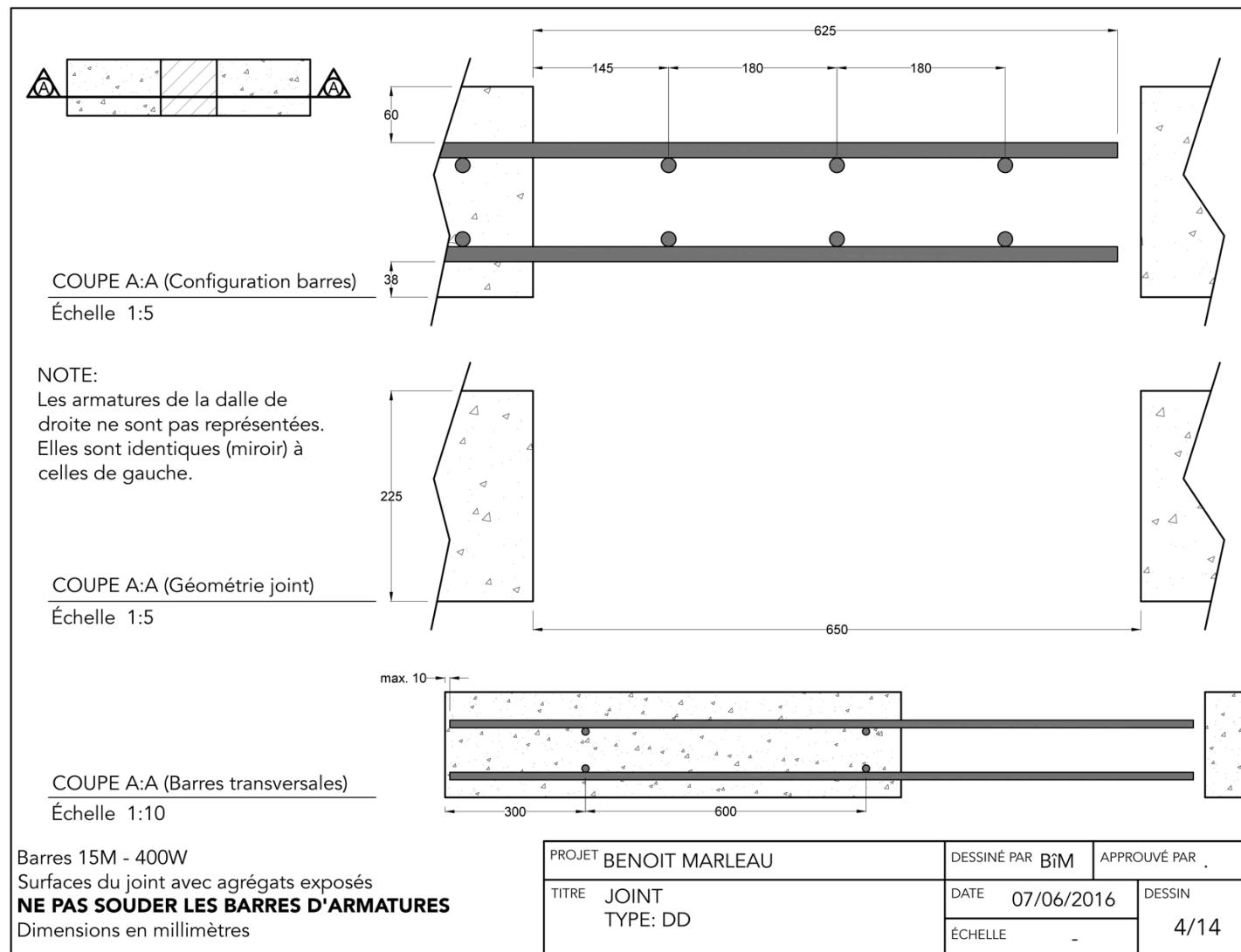
CURE HUMIDE:

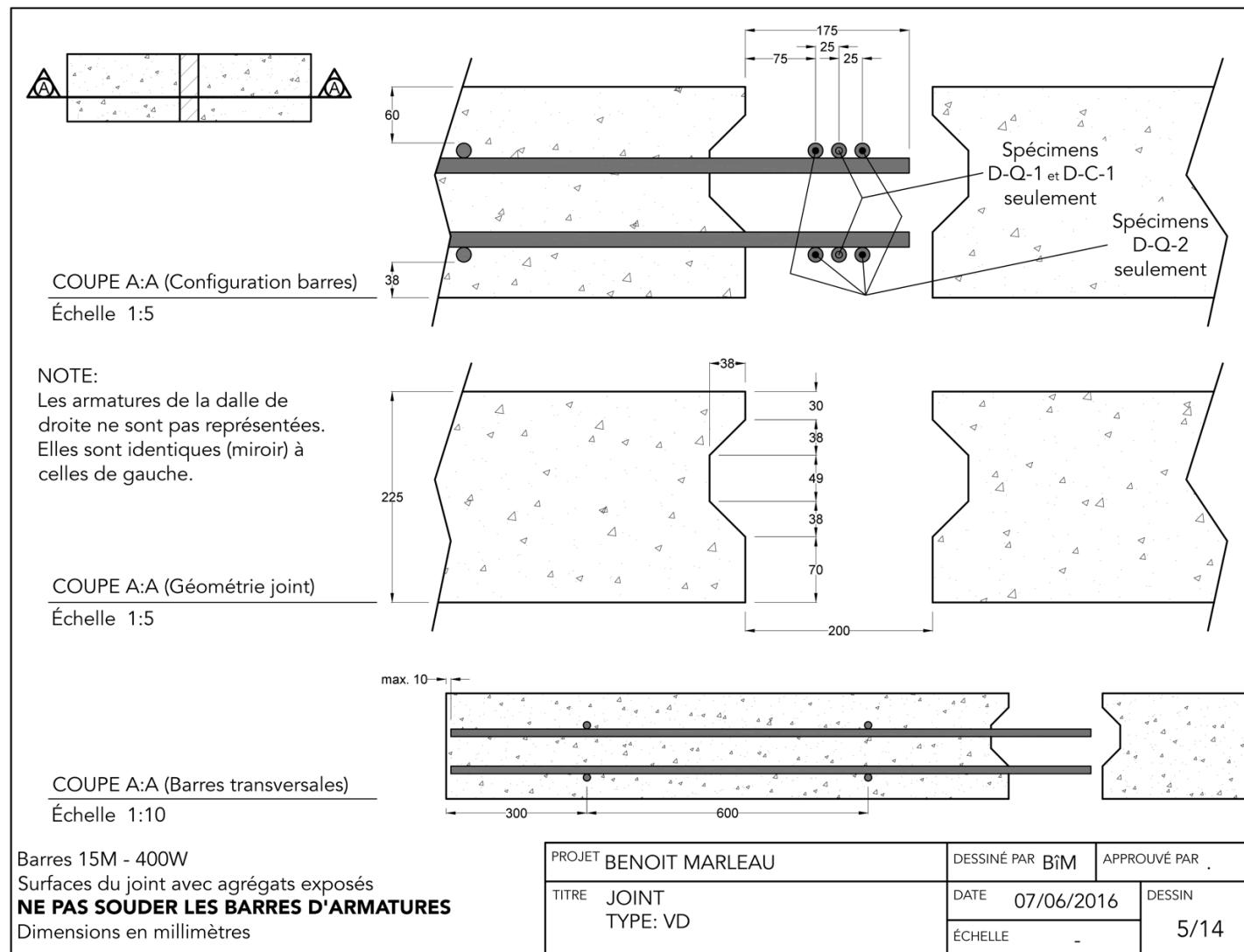
- Une toile imperméable doit recouvrir les dalles du moment où le béton vient d'être coulé jusqu'au décoffrage;
- Après le décoffrage (dalles) ou l'enlèvement du polyéthylène (joints), poser une membrane géotextile imbibée d'eau conservée mouillée au moyen d'un système permettant un apport continu d'eau tout au long de la cure. Recouvrir le tout d'une toile imperméable.

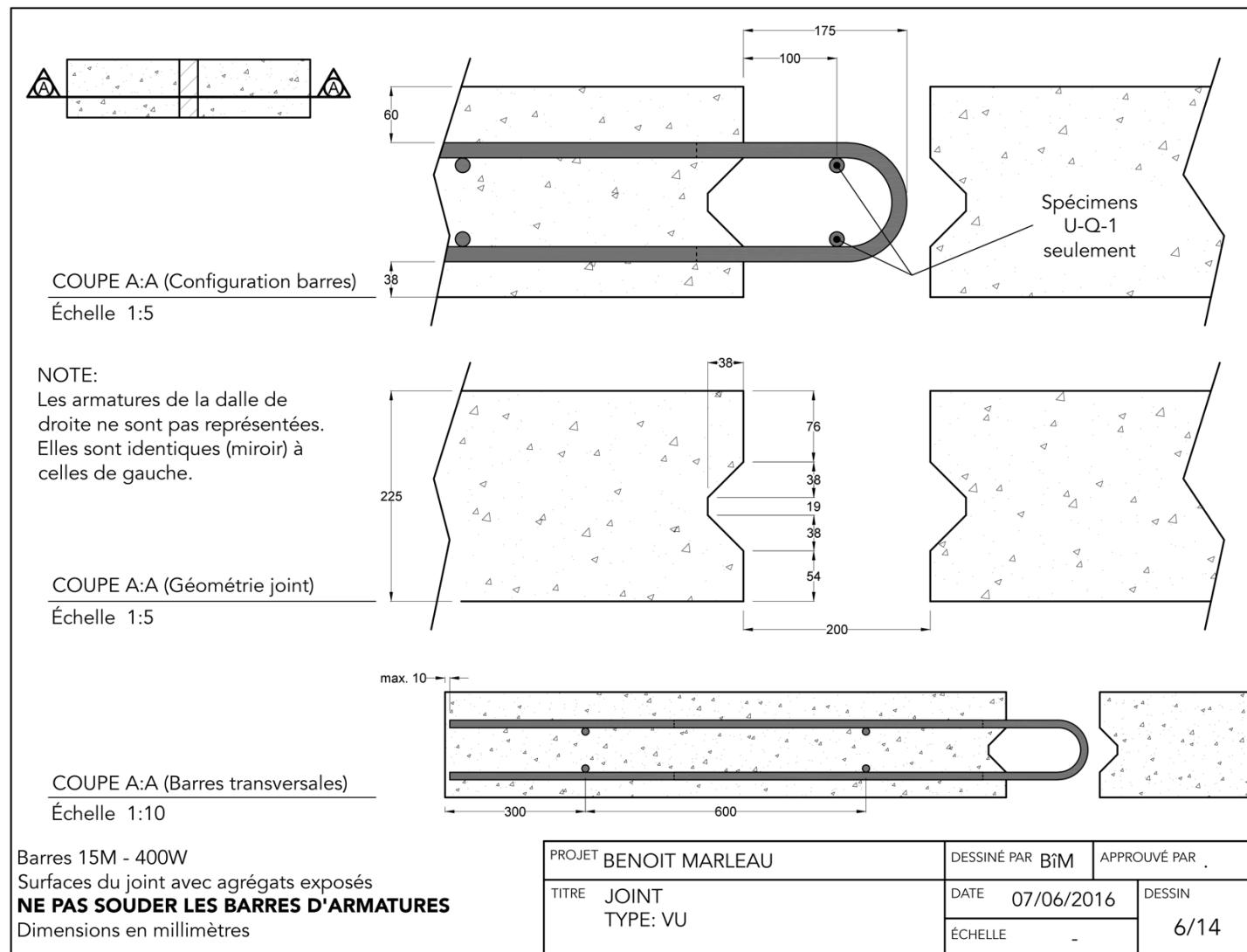
ANCRAGES POUR MANUTENTION (Symbole: ):

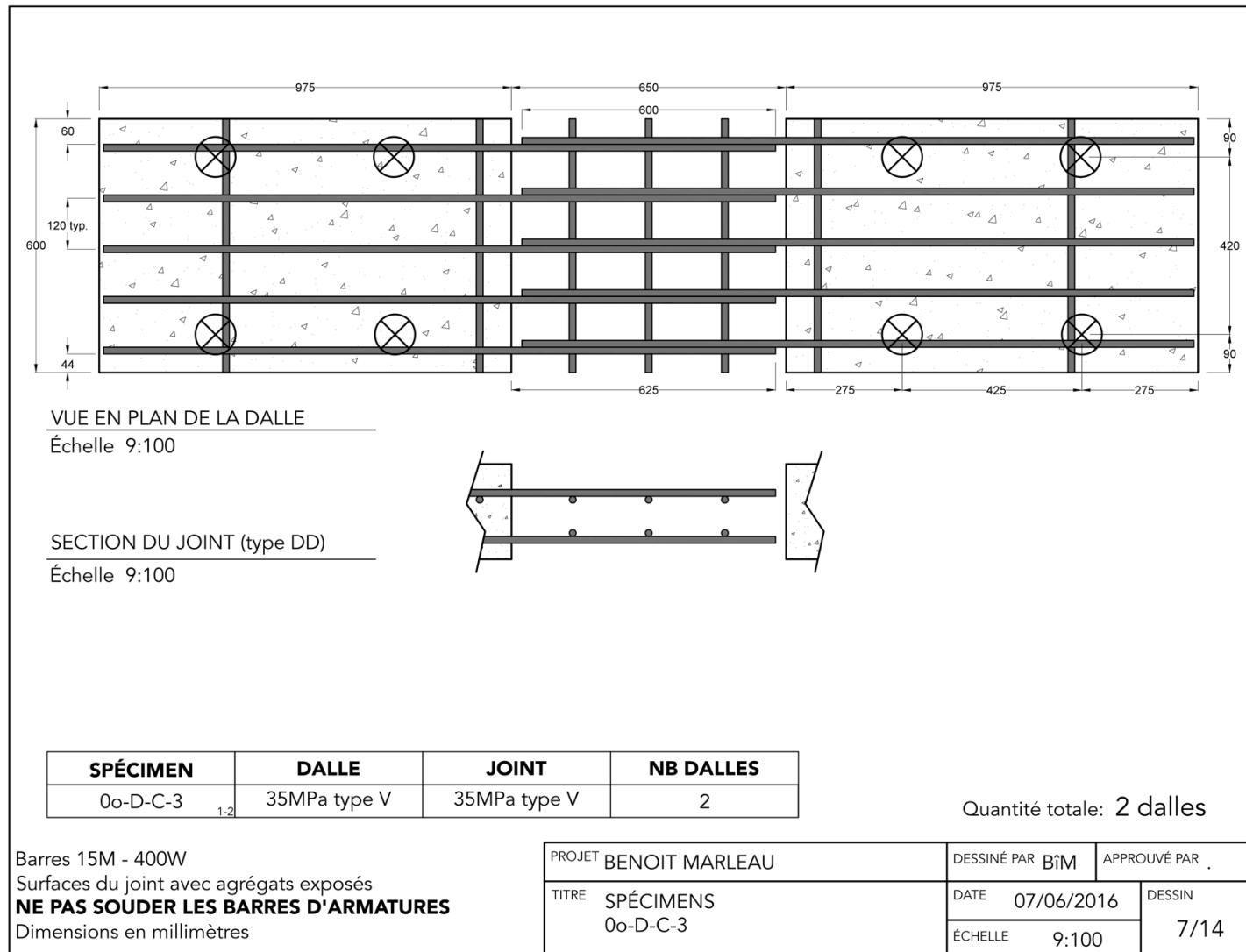
- Symbole petit et pâle (): ancrage facultatif
- Compatibilité avec: P50 swift lift universal lifting eye - 4 Tonnes

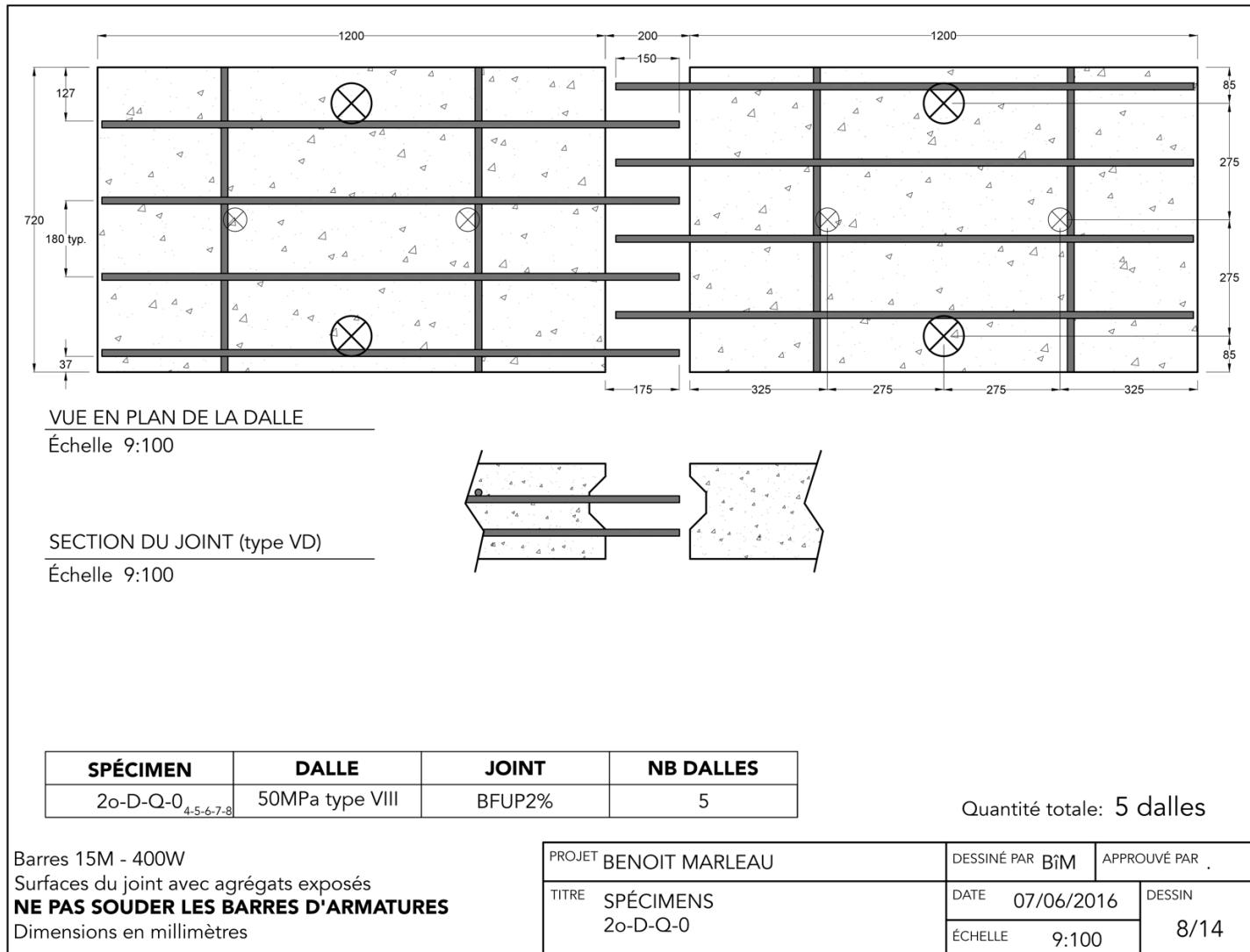
PROJET BENOIT MARLEAU	DESSINÉ PAR BIM	APPROUVÉ PAR .
TITRE SPÉCIFICATIONS	DATE 07/06/2016	DESSIN ÉCHELLE - 3/14

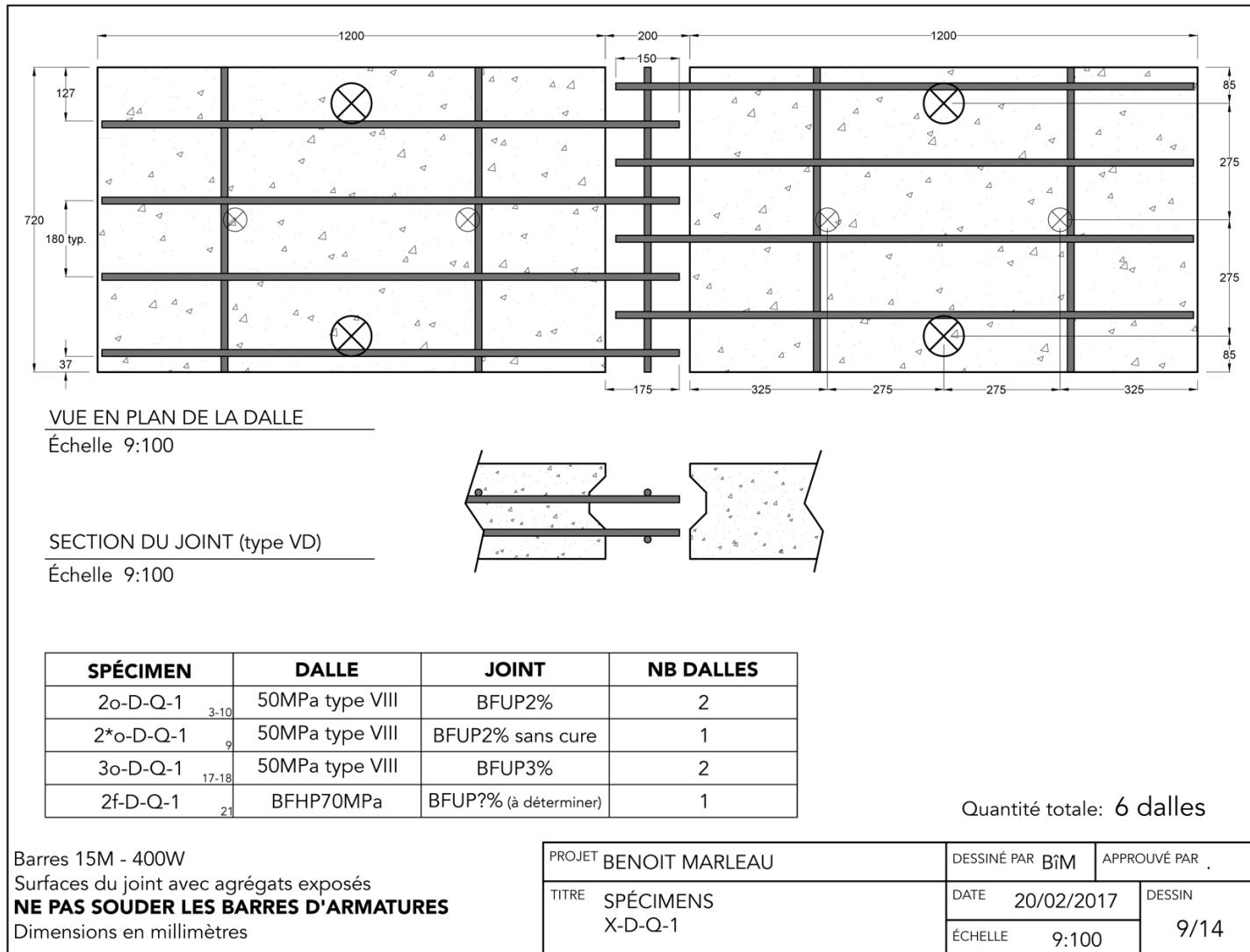


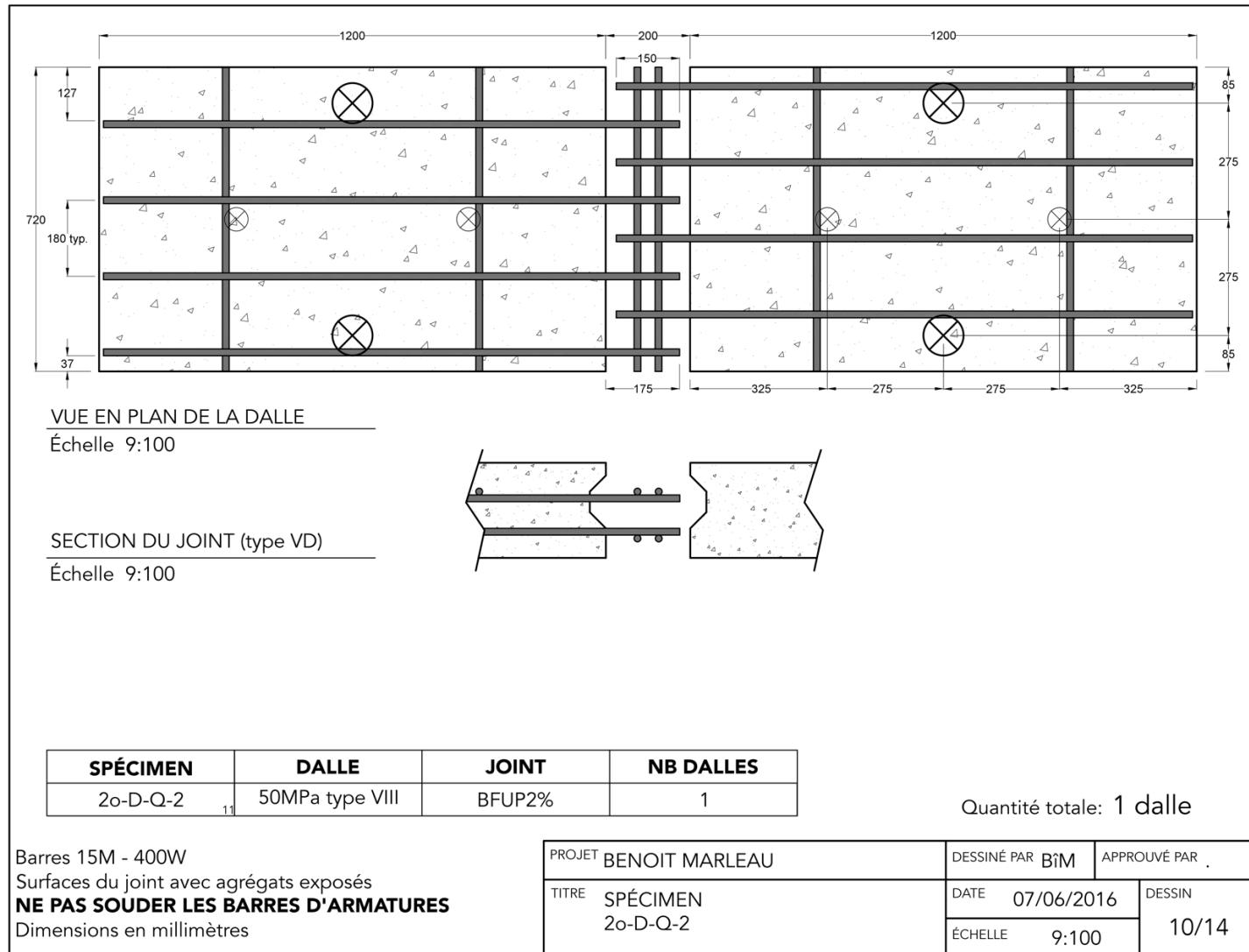


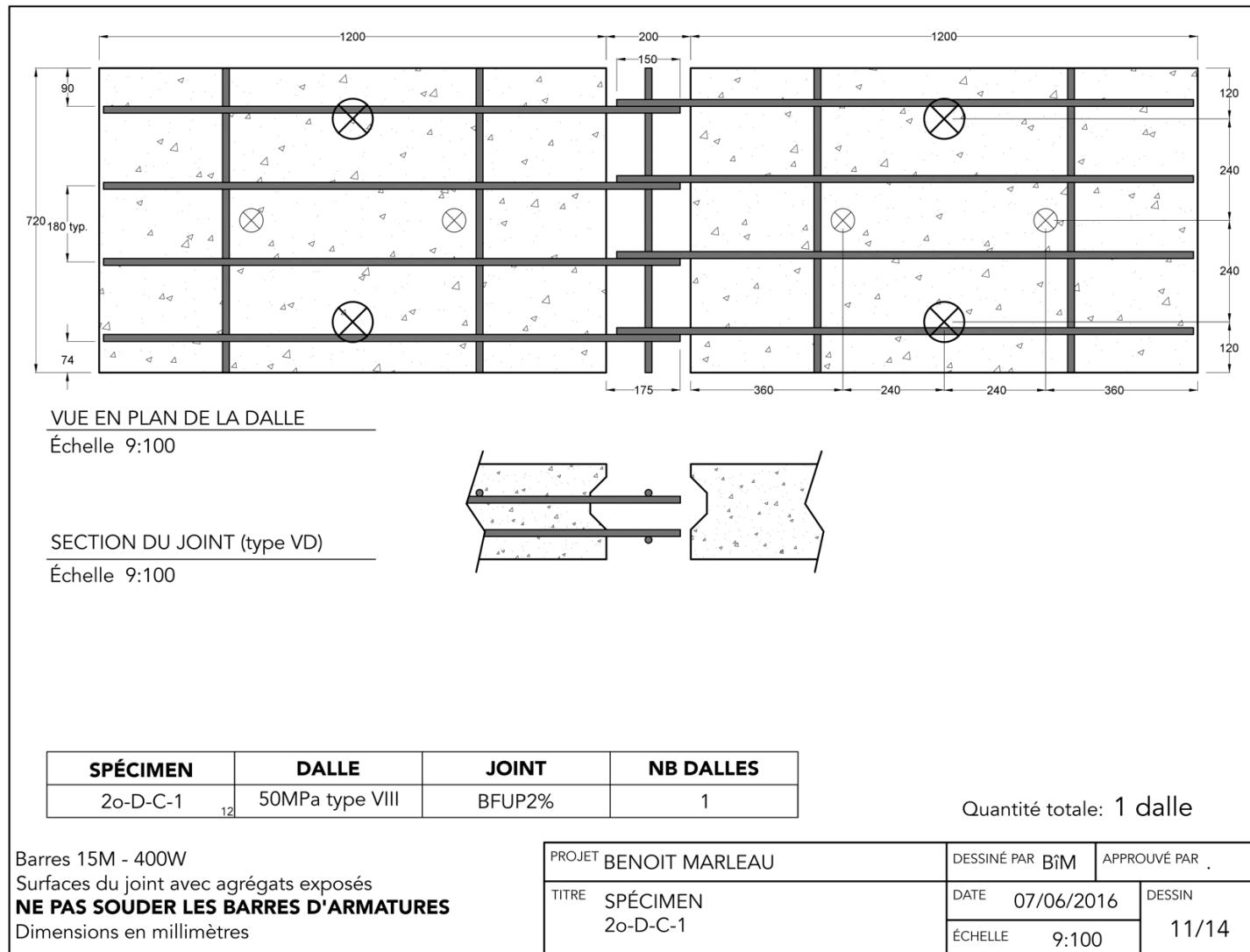


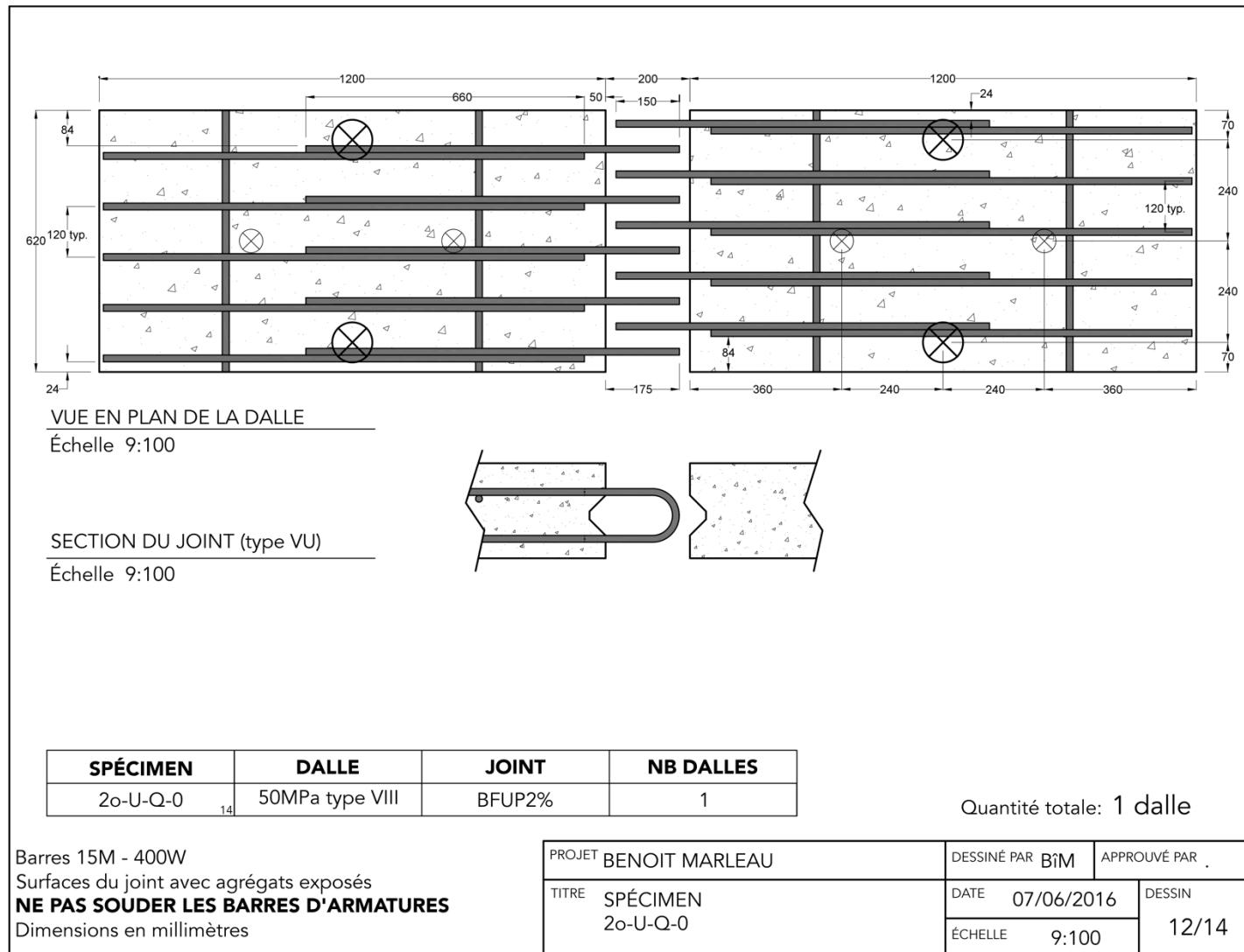


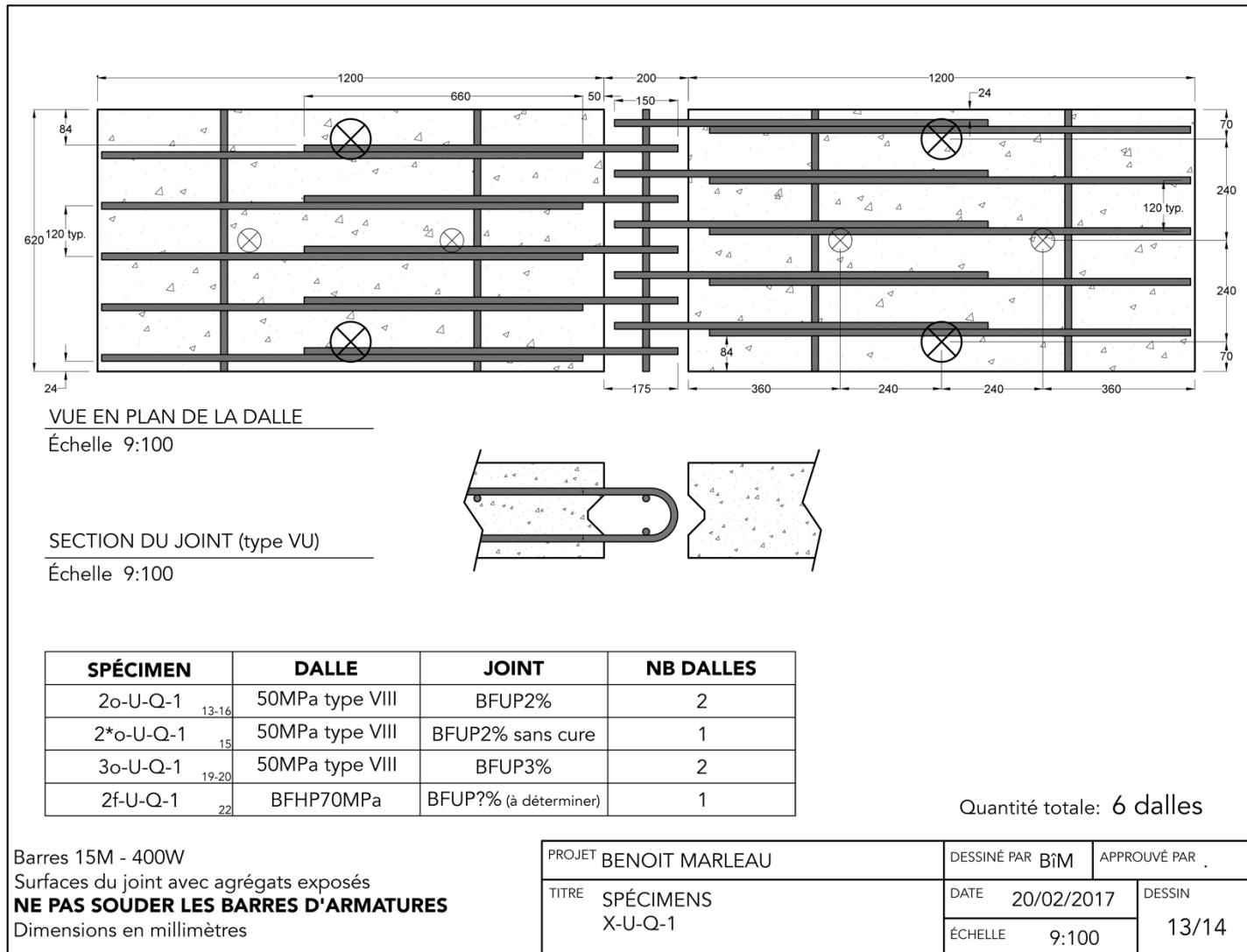


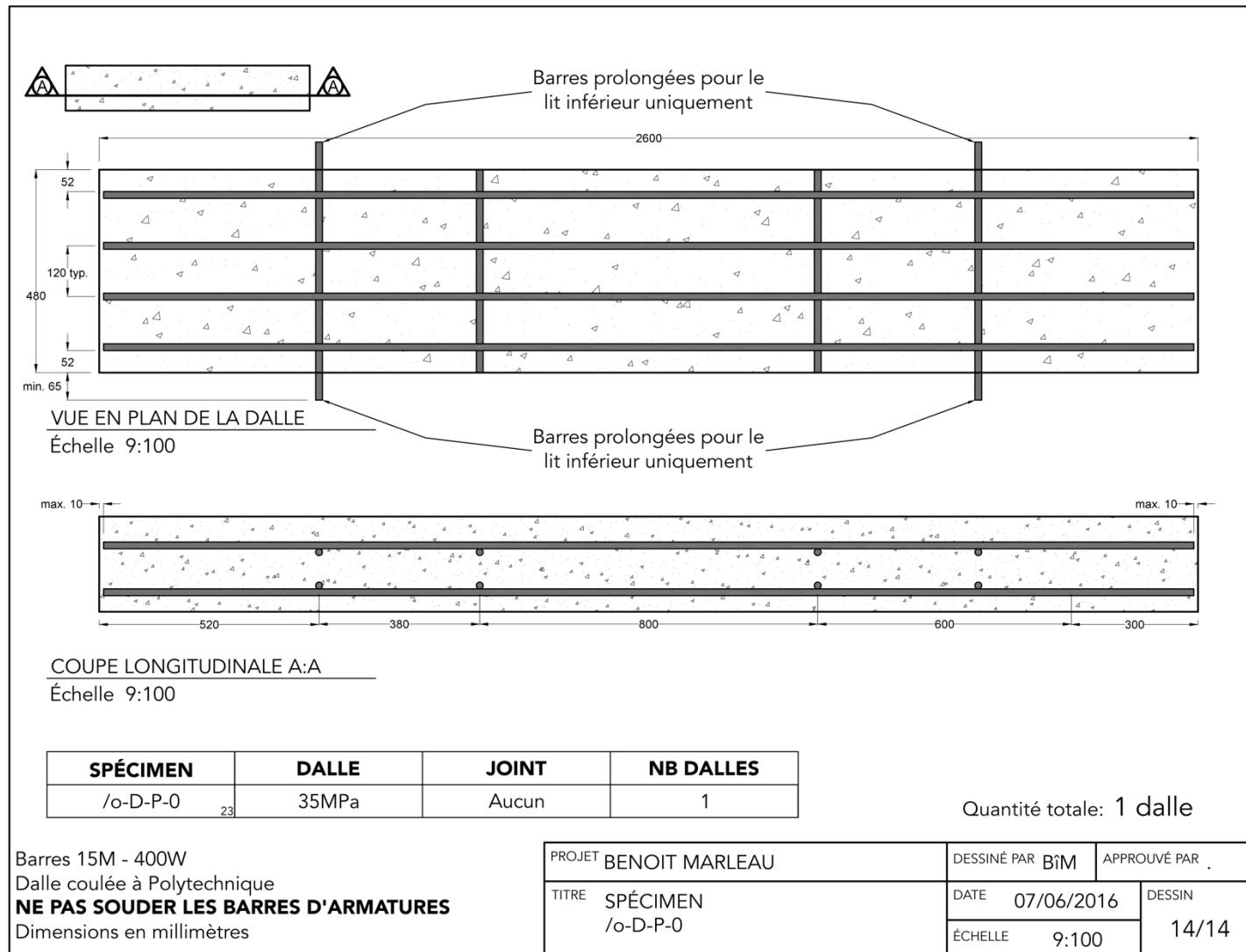






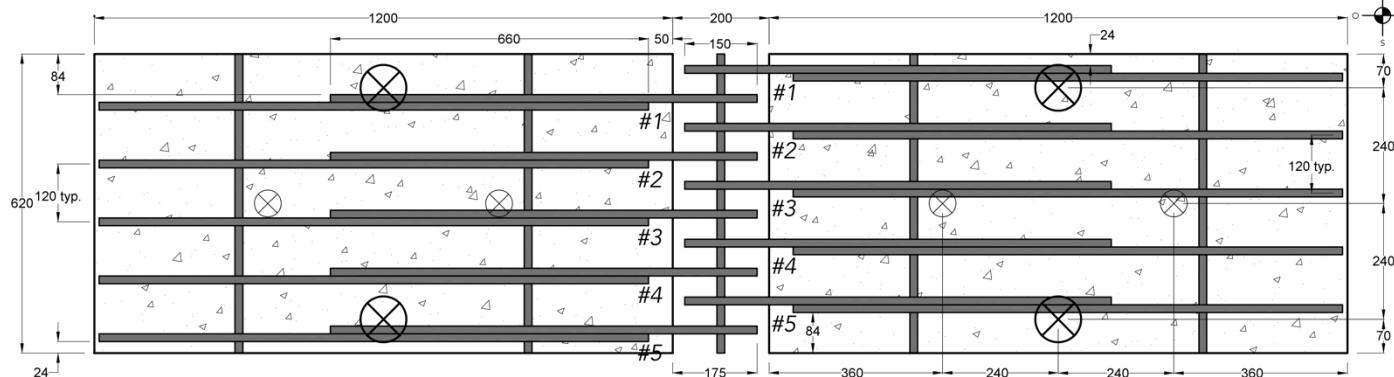






ANNEXE B – PLANS TELS QUE CONSTRUITS

Les dimensions des 23 dalles respectent les tolérances suivantes: Coffrage $\pm 1\text{mm}$, Enrobage $\pm 2\text{mm}$ et Disposition des armatures $\pm 5\text{mm}$. Seules les dimensions présentées sur cette page ne respectent pas ces tolérances. Tous les ancrages ont été légèrement repositionnés.

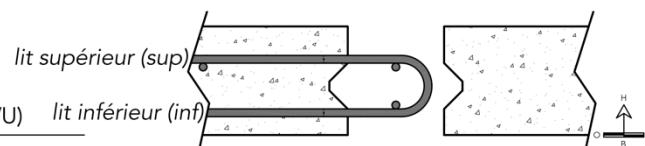


VUE EN PLAN DE LA DALLE

Échelle 9:100

SECTION DU JOINT (type VU)

Échelle 9:100



Les barres droites ont été décalées afin de conserver un chevauchement de 660 mm, puisque le pliage des barres en U était non-symétrique.

Mesures réelles du "50 mm"

Dalle 15-E: #3-inf = 0 mm
 Dalle 15-E: #4-inf = 0 mm
 Dalle 16-O: #1-inf = 9 mm
 Dalle 16-O: #5-inf = 4 mm
 Dalle 19-O: #4-inf = 3 mm
 Dalle 20-O: #1-sup = 14 mm
 Dalle 20-O: #5-sup = 13 mm
 Dalle 20-E: #1-inf = 4 mm
 Dalle 22-E: #4-inf = 16 mm
 Dalle 22-E: #5-inf = 17 mm

Quantité totale: 6 dalles

SPÉCIMEN	DALLE	JOINT	NB DALLES
2o-U-Q-1 13-16	50MPa type VIII	BFUP2%	2
2*o-U-Q-1 15	50MPa type VIII	BFUP2% sans cure	1
3o-U-Q-1 19-20	50MPa type VIII	BFUP3%	2
?f-U-Q-1 22	BFHP70MPa	BFUP?% (à déterminer)	1

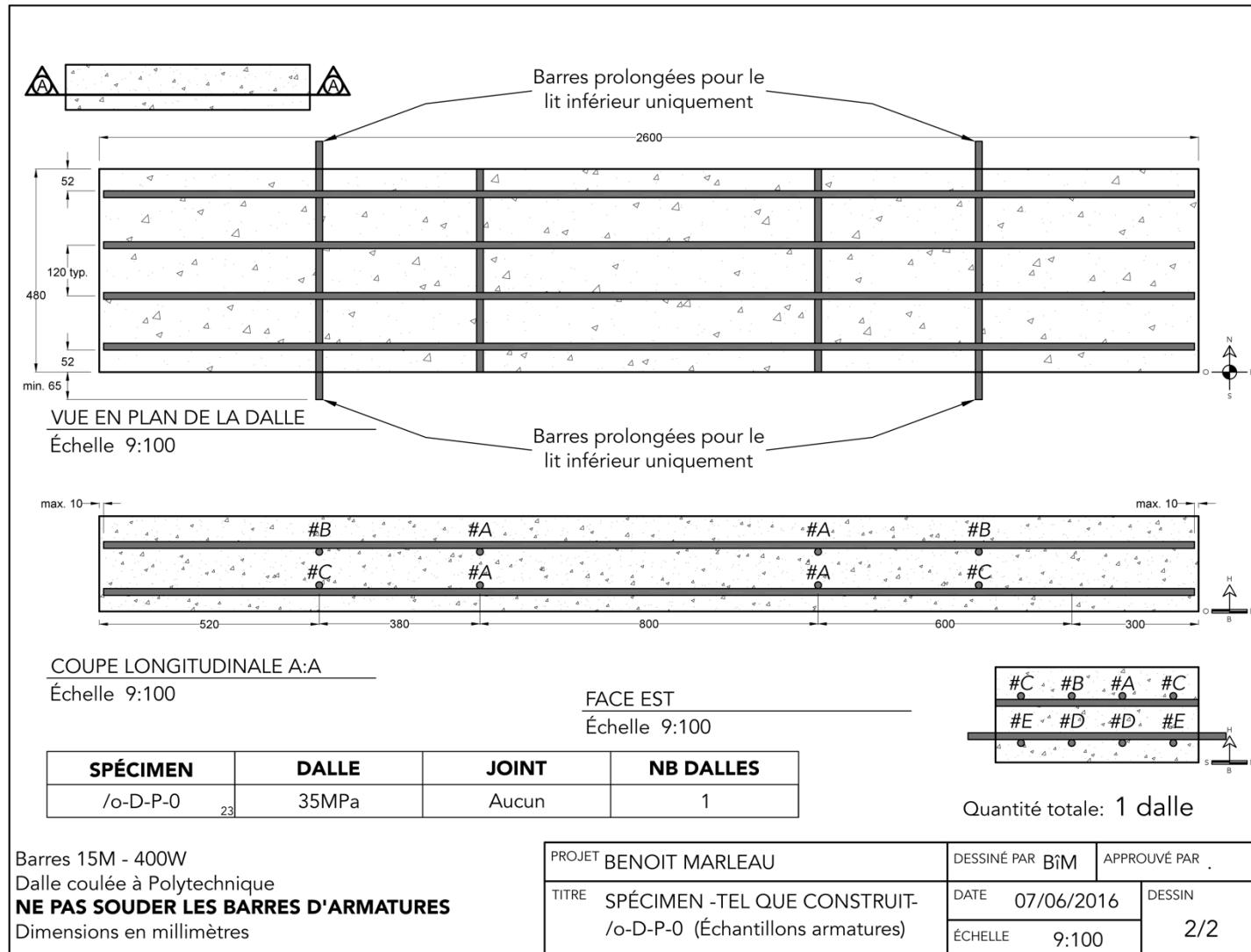
Barres 15M - 400W

Surfaces du joint avec agrégats exposés

NE PAS SOUDER LES BARRES D'ARMATURES

Dimensions en millimètres

PROJET BENOIT MARLEAU		DESSINÉ PAR BIM	APPROUVÉ PAR
TITRE	SPÉCIMENS -TEL QUE CONSTRUIT-		
X-U-Q-1		DATE 13/07/2016	DESSIN 1/2
		ÉCHELLE 9:100	



ANNEXE C – PROTOCOLES EXPÉRIMENTAUX

Groupe de recherche en génie des structures (GRS)
Projet : Benoît Marleau

Protocoles expérimentaux
Révisé le 5 juin 2017

- PROTOCOLES EXPÉRIMENTAUX -

(Spécimen : (#))

Préparation du spécimen

$\approx 2h00 / \text{ dalle}$ (2 personnes)	1. Meuler les coins de la dalle au niveau des joints en BFUP	
	2. Peinturer le spécimen (moitié peinture, moitié eau)	
	3. Tracer l'emplacement des appuis	
	4. Tracer un repère de lignes verticales aux 200 mm sur les faces sud et nord, ainsi qu'au centre du spécimen	
	5. Compléter la « Fiche de mesures du spécimen »	
	6. Identifier les sous-sections (D à P)	
	- 7. Coller les jauge à béton (s'il y a lieu)	
-	8. Vérifier que la distance entre les appuis inférieurs est de 2400 mm	
-	9. Barrer les rouleaux de l'appui inférieur	
-	10. Protéger de plastiques la zone	
-	11. Mettre du duck-tape autour des plaques d'appuis inférieures	
-	12. Approcher la dalle préparée du montage expérimental	
-	13. Soulever la dalle et la positionner proche de son emplacement final	
-	14. Préparer l'Ultracal (500mL = 200 g eau + 750 g Ultracal (pour 2 plaques))	
-	15. Étendre l'Ultracal sur la surface des plaques d'appuis	
-	16. Descendre la dalle en s'assurant de l'alignement appui-plaque-dalle	
-	17. Vider l'huile accumulée dans le vérin (tuyau de retour et bouchons)	
-	18. Faire un coffrage de duck-tape pour les appuis supérieurs	
-	19. Ajuster la distance entre les rouleaux à l'aide du gabarit	
-	20. Soulever et positionner le système de chargement au-dessus de la dalle	
-	21. Préparer l'Ultracal (2000mL = 800 g eau + 3000 g Ultracal (pour 2 plaques))	
-	22. Étendre l'Ultracal sur la surface de la dalle	
-	23. Descendre le système de chargement dans l'Ultracal frais en s'assurant de l'alignement dalle-plaque-système de chargement	
-	24. Accrocher le système de chargement aux chaînes de sécurité	
-	25. Sabler le béton aux endroits où les tiges et cornières des capteurs seront collés afin d'enlever la couche superficielle de laitance	
-	26. Coller les tiges des capteurs sous la dalle et les cornières pour flèche	
-	27. Installer les capteurs d'ouverture de fissure	
-	28. Installer le système de triangulation des flèches sous la dalle	
-	29. Installer les supports sur les cornières en cas de rupture fragile de la dalle	
-	30. Compléter la « Fiche de mesures de l'instrumentation »	
-	31. Compléter la « Fiche de mesures du montage »	
-	32. Installer les potences à flèches dynamiques	
-	33. Passer un jet d'air sur tous les rouleaux	

Vérifications

	1. Redémarrer l'ordinateur	
	2. Vérifier que tous les capteurs sont installés	
	3. Vérifier le système d'acquisition à l'aide d'un multimètre :	
	- Tension (9.95 ± 0.01 volts)	
	- Intensité (pas à vérifier : dépend de l'instrumentation branchée)	
	4. Vérifier le niveau d'huile du pulsateur (remplir au besoin)	
	5. Charger la macro pour réinitialiser les valeurs	
	6. Démarrer le système d'acquisition « A_TesCap » (20 Hz, enregistrement continu) Nommer le fichier ¹ : BM_Dalle##_¤_TesCap_%DateTime%.txt Solliciter physiquement chacun des capteurs et vérifier que le système d'acquisition reçoit les signaux	
	7. Vérifier que la poulie dans le pulsateur est à 250 tr/min et que le pulsateur est en vitesse lente (pour avoir 4.4 Hz)	
	8. Installer la fiche descriptive du spécimen sur le spécimen	

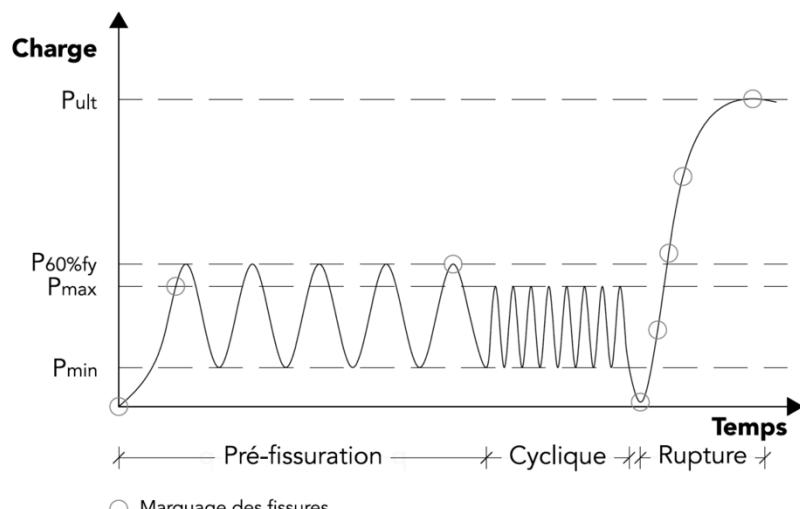


Figure 1 : Représentation des différentes phases du protocole d'essai

¹ ##: Numéro de la dalle; ¤ : Numéro chronologique des phases

Préfissuration (Vérin Amsler 55 kips)

1h30 / dalle »	1.	Tracer les fissures apparentes (lignes pointillées rouges)
	2.	Établir un périmètre de sécurité (rubans)
	3.	Installer une caméra vidéo pour filmer la face sud jusqu'au démarrage de la charge cyclique de P_{min} à P_{max}
	4.	Photographier la dalle à l'état initial
	5.	Sortir le vérin jusqu'à la ligne rouge
	6.	Centrer la cellule de charge sous la tête du vérin
	7.	Faire une capture d'écran avant de faire les zéros Nommer le fichier : BM_Dalle##_Zeros.jpg
	8.	Faire les zéros
	9.	Démarrer le système d'acquisition « B_60pcFy » (20 Hz, enregistrement continu) Nommer le fichier : BM_Dalle##_h_60pcFy_%DateTime%.txt
	10.	Faire le contact avec le vérin (hydrauliquement)
	11.	Précharger le spécimen à 2 kN
	12.	Débarrasser les rouleaux des appuis
	13.	Positionner les rideaux noirs adéquatement
	14.	Continuer le préchargement jusqu'à P_{max} à un taux de 0.5 kN/s
	15.	Tracer les fissures présentes à P_{max} (lignes tiretées noires)
	16.	Continuer le préchargement jusqu'à $P_{60%fy}$ à un taux de 0.5 kN/s
	17.	Décharger jusqu'à P_{min} à un taux de 0.5 kN/s
	18.	Refaire le processus manuellement pour avoir un total de 5 cycles à $P_{60%fy}$
	19.	Tracer les fissures après les 5 cycles à $P_{60%fy}$ (lignes tiretées vertes)
	20.	Décharger jusqu'à P_{min}

Chargement cyclique (Vérin Amsler 55 kips)

20 min / dalle »	1.	Changer l'acquisition pour « C_CycDem » (200 Hz, enregistrement continu) Nommer le fichier : BM_Dalle##_h_CycDem_%DateTime%.txt
	2.	Ajuster la charge cyclique afin d'obtenir les valeurs de P_{min} et de P_{max}
	3.	Lorsque les charges sont stables, changer l'acquisition pour « D_Cycles » (200 Hz, enregistrement de 10 secondes toutes les 10 minutes) Nommer le fichier : BM_Dalle##_h_Cycles.txt
	4.	Pendant toute la durée de l'essai cyclique, réajuster au besoin les charges minimale et maximale afin de les garder constantes
	5.	Enregistrer périodiquement les données

Chargement à rupture (Vérin Amsler 55 kips)

1h15 / dalle	1.	Tracer les nouvelles fissures apparentes (s'il y a lieu) (lignes <u>tiretées rouges</u>)
	2.	S'assurer d'avoir la courbe force-flèche obtenue numériquement (si applicable)
	3.	Installer le trépied et une caméra vidéo pour filmer le côté sud du spécimen
	4.	Allumer les lampes projecteurs au besoin
	5.	Une fois l'essais cyclique terminé (s'il y a lieu), changer l'acquisition pour « E_CycArr » (200 Hz, enregistrement continu) Nommer le fichier : BM_Dalle##_h_CycArr_%DateTime%.txt
	6.	Arrêter la pulsation (s'il y a lieu)
	7.	Décharger le spécimen jusqu'à 2 kN
	8.	Installer le système de triangulation des flèches Accrocher les fils des potentiomètres à cordes sur les crochets des cornières de la dalle S'assurer que les attaches tout au long des fils sont bien tendues et qu'il n'y a rien de coincé Compléter la section « Mesures pour la triangulation des flèches » de la « Fiche de mesures de l'instrumentation » Entrer les valeurs mesurées dans le système d'acquisition
	9.	Changer l'acquisition pour « F_Ruptur » (20 Hz, enregistrement continu) Nommer le fichier : BM_Dalle##_h_Ruptur_%DateTime%.txt
	10.	Positionner les rideaux noirs adéquatement
	11.	Partir la caméra vidéo
	12.	Charger le spécimen par pallier jusqu'à rupture à un taux de 0.1 kN/s : - 1/4 P _{ult} (lignes <u>continues bleues</u>) - 1/2 P _{ult} (lignes <u>continues vertes</u>) - 3/4 P _{ult} (lignes <u>continues rouges</u>) - Rupture (lignes <u>continues noires</u>)
	13.	À chaque pallier (si c'est sécuritaire) : - tracer les fissures (conserver la flèche constante) - photographier le spécimen
	14.	Critères d'arrêt : - flèche excessive (> 50 mm) - capteurs de fissures arrivent en bout de course - fissuration monte trop haut - comportement général de la dalle et du montage

Fin de l'essai

	1.	Décharger le spécimen jusqu'à 2 kN	
	2.	Barrer les rouleaux des appuis	
	3.	Décharger complètement le spécimen	
	4.	Arrêter l'hydraulique	
	5.	Arrêter le système d'acquisition	
	6.	Sauvegarder les données	
	7.	S'assurer que toutes les fissures ont été tracées	
	8.	Photographier la dalle à l'état final	
		- Vues globales	
		- Vues rapprochées	
	9.	Transférer les informations sur le disque dur externe	
		- Données du système d'acquisition	
		- Photos	
		- Vidéos	
	10.	Enlever et ranger l'instrumentation	
	11.	Décoller et ranger les plots et les cornières	
	12.	Protéger l'instrumentation restée au sol	
-	13.	Enlever la dalle et l'entreposer	

- FICHE DE MESURES DU SPÉCIMEN -

(Spécimen : #))

Épaisseur de la dalle

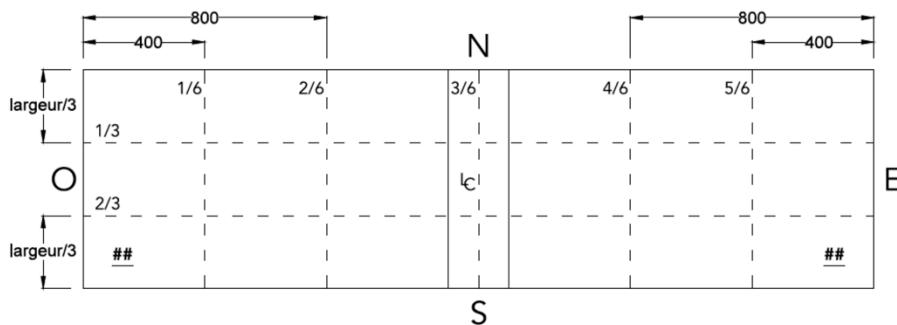
Variable ($h_x/6N$)	Épaisseur côté Nord (mm)	Variable ($h_x/6S$)	Épaisseur côté Sud (mm)
$h_{1/6N}$		$h_{1/6S}$	
$h_{2/6N}$		$h_{2/6S}$	
$h_{3/6N}$		$h_{3/6S}$	
$h_{4/6N}$		$h_{4/6S}$	
$h_{5/6N}$		$h_{5/6S}$	
Variable ($h_x/3O$)	Épaisseur côté Ouest (mm)	Variable ($h_x/3E$)	Épaisseur côté Est (mm)
$h_{1/3O}$		$h_{1/3E}$	
$h_{2/3O}$		$h_{2/3E}$	

Largeur de la dalle

Variable ($l_x/6sup$)	Largeur supérieure (mm)	Variable ($l_x/6inf$)	Largeur inférieure (mm)
$l_{1/6sup}$		$l_{1/6inf}$	
$l_{2/6sup}$		$l_{2/6inf}$	
$l_{3/6sup}$		$l_{3/6inf}$	
$l_{4/6sup}$		$l_{4/6inf}$	
$l_{5/6sup}$		$l_{5/6inf}$	

Longueur de la dalle

Variable ($L_x/3sup$)	Longueur supérieure (mm)	Variable ($L_x/3inf$)	Longueur inférieure (mm)
$L_{1/3sup}$		$L_{1/3inf}$	
$L_{2/3sup}$		$L_{2/3inf}$	



- FICHE DE MESURES DE L'INSTRUMENTATION -

(Spécimen : #))

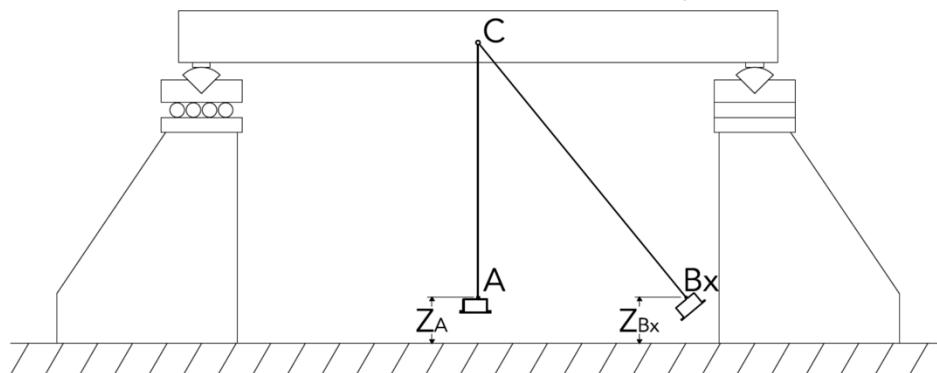
Mesures des capteurs

Variable (d_capteur)	Distance entre plots (mm)	Variable (h_capteur)	Distance entre face inférieure et centre capteur (mm)
d_wG		h_wG	
d_wH		h_wH	
d wl		h wl	
d_oO		h_oO	
d_wJ		h_wJ	
d_oE		h_oE	
d_wK		h_wK	
d_wL		h_wL	
d_wM		h_wM	

Mesures pour la triangulation des flèches

Capteurs NORD		Capteurs SUD	
Variable (nom_2)	Distance (mm)	Variable (nom_1)	Distance (mm)
ABx_2		ABx_1	
AC_2*		AC_1*	
BxC_2*		BxC_1*	
ZA_2		ZA_1	
ZBx_2		ZBx_1	

*Pour les mesures en C, mesurer selon l'extérieur de l'oeillet et ajouter 9 mm



- FICHE DE MESURES DU MONTAGE -

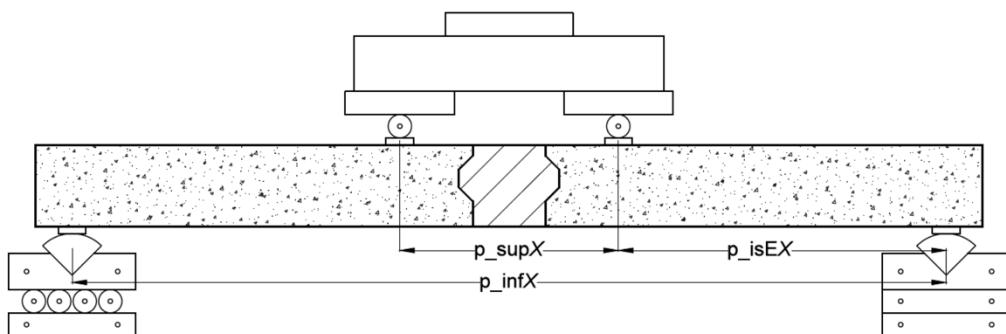
(Spécimen : #))

Mesures du montage

Variable (p_xN)	Mesure côté Nord (mm)	Variable (p_xS)	Mesure côté Sud (mm)
p_infN		p_infS	
p_supN		p_supS	
p_isEN		p_isES	

Mesures du montage (si dalle remise pour chargement à rupture)

Variable (p_xN)	Mesure côté Nord (mm)	Variable (p_xS)	Mesure côté Sud (mm)
p_infN		p_infS	
p_supN		p_supS	
p_isEN		p_isES	



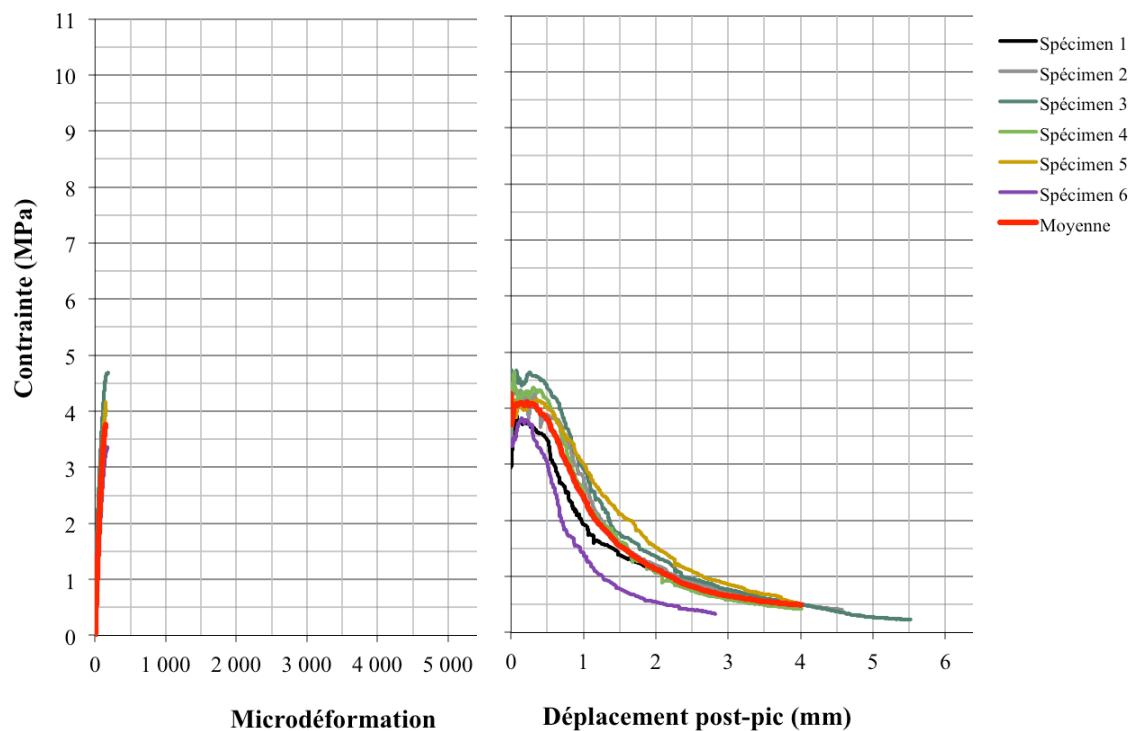
ANNEXE D – COURBES ESSAIS MATERIAUX

Figure D-1 : Comportement en traction directe – Os Bf70u1hd (217 jours)

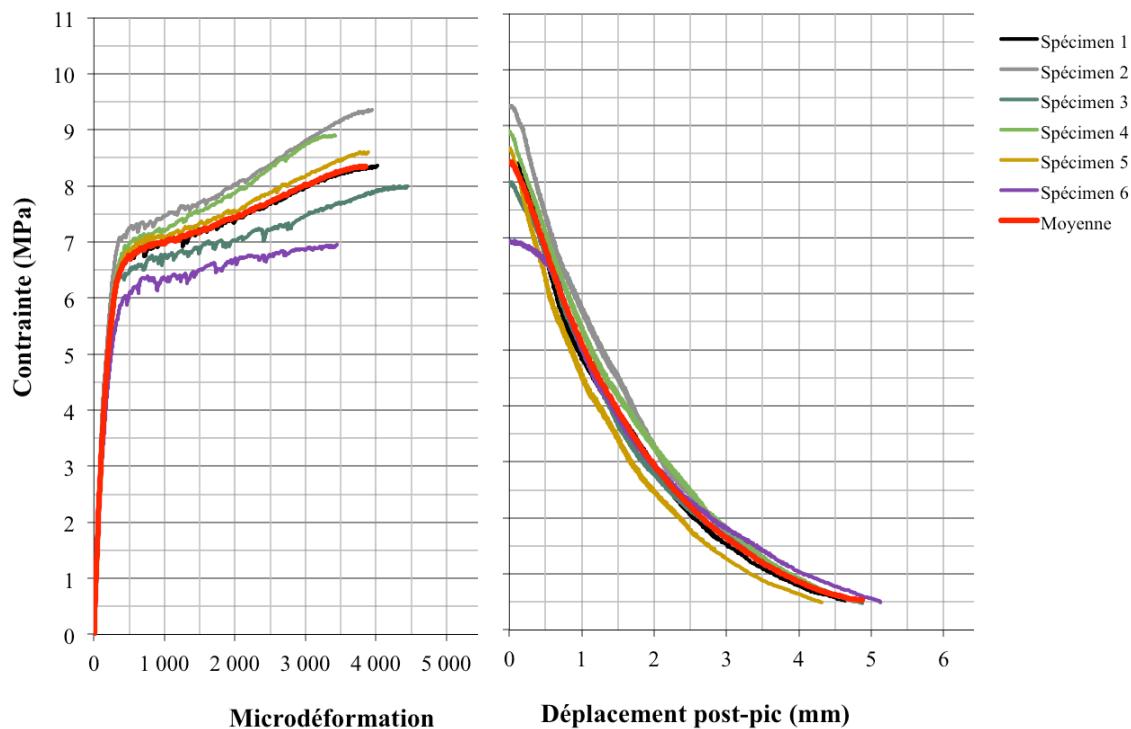


Figure D-2 : Comportement en traction directe – Os Bu2%u1hj (196-197 jours)

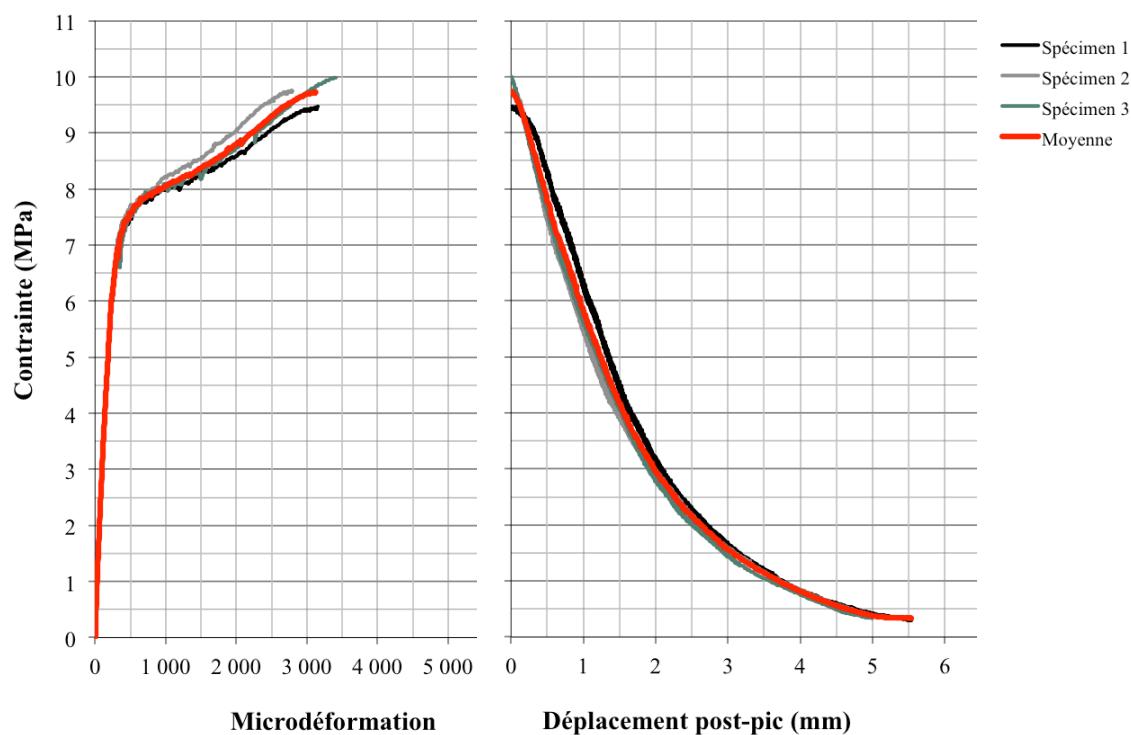


Figure D-3 : Comportement en traction directe – Os Bu3%p1ej (182 jours)

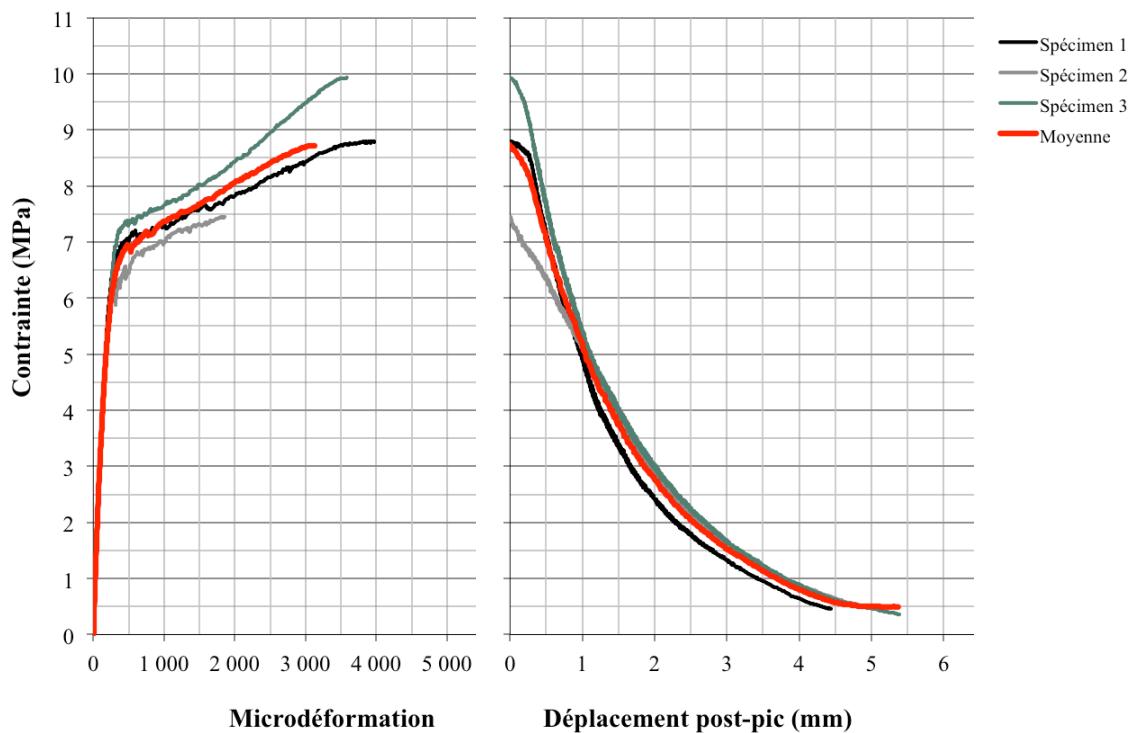


Figure D-4 : Comportement en traction directe – Os Bu3%p3ej (170-182 jours)

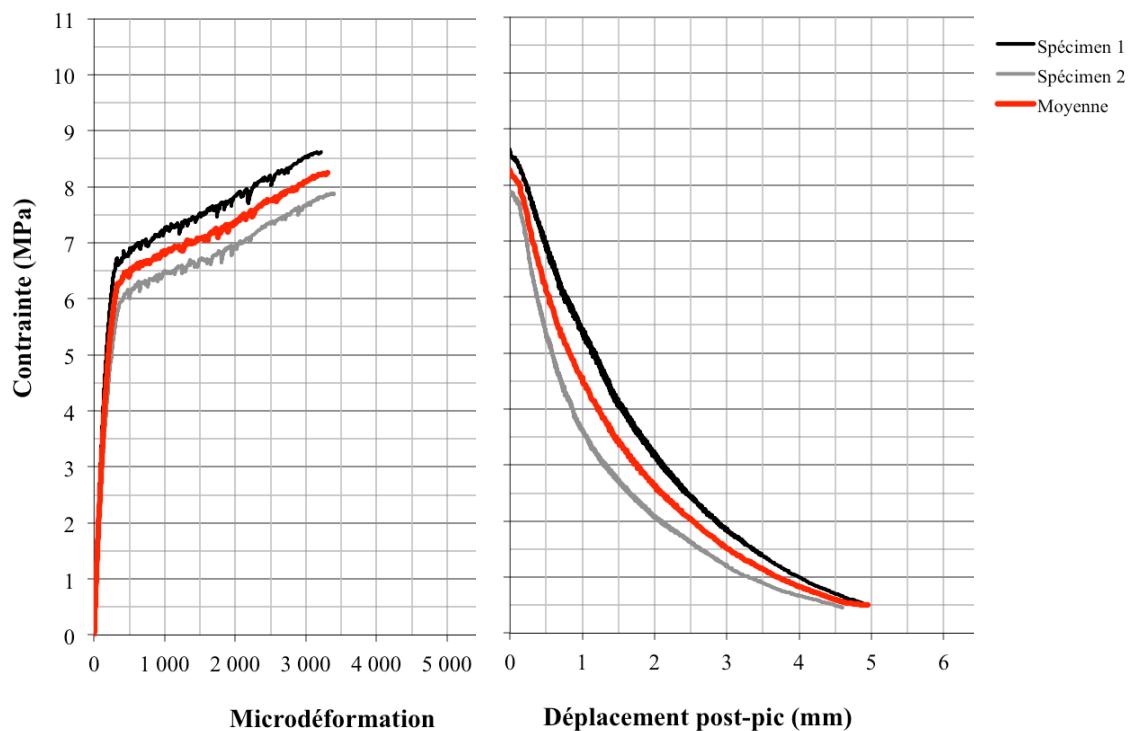


Figure D-5 : Comportement en traction directe – Os Bu2%p1ej (28 jours)

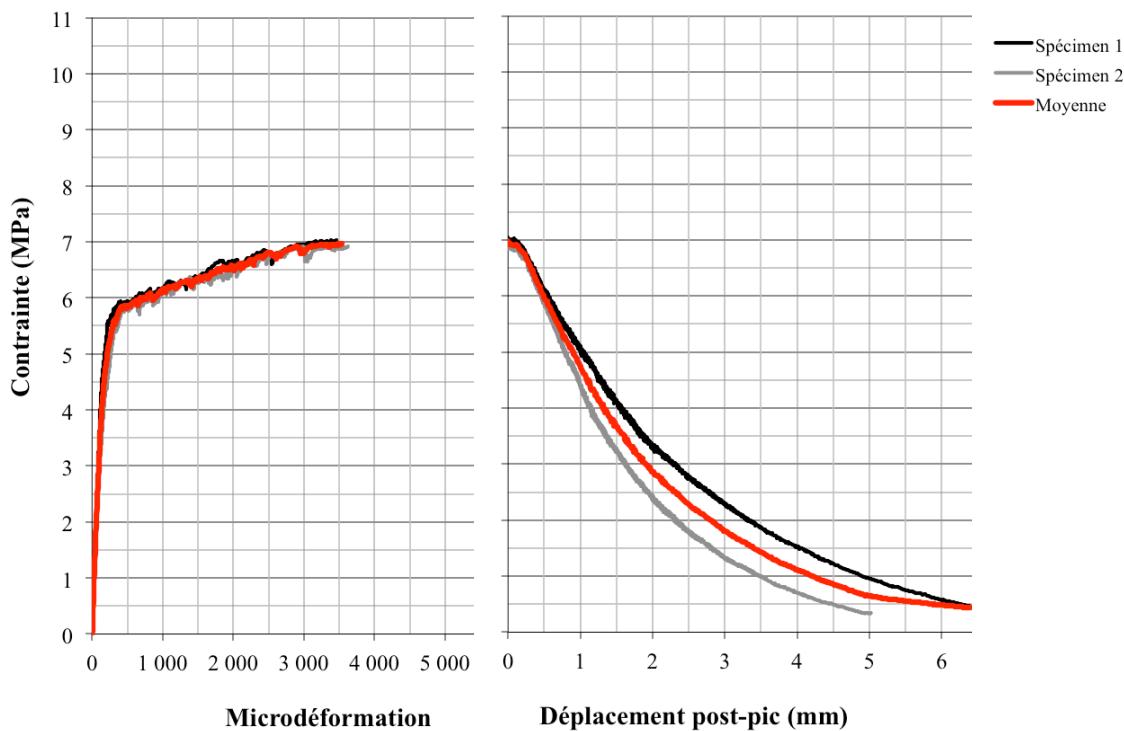


Figure D-6 : Comportement en traction directe – Os Bu2%p1ej (112 jours)

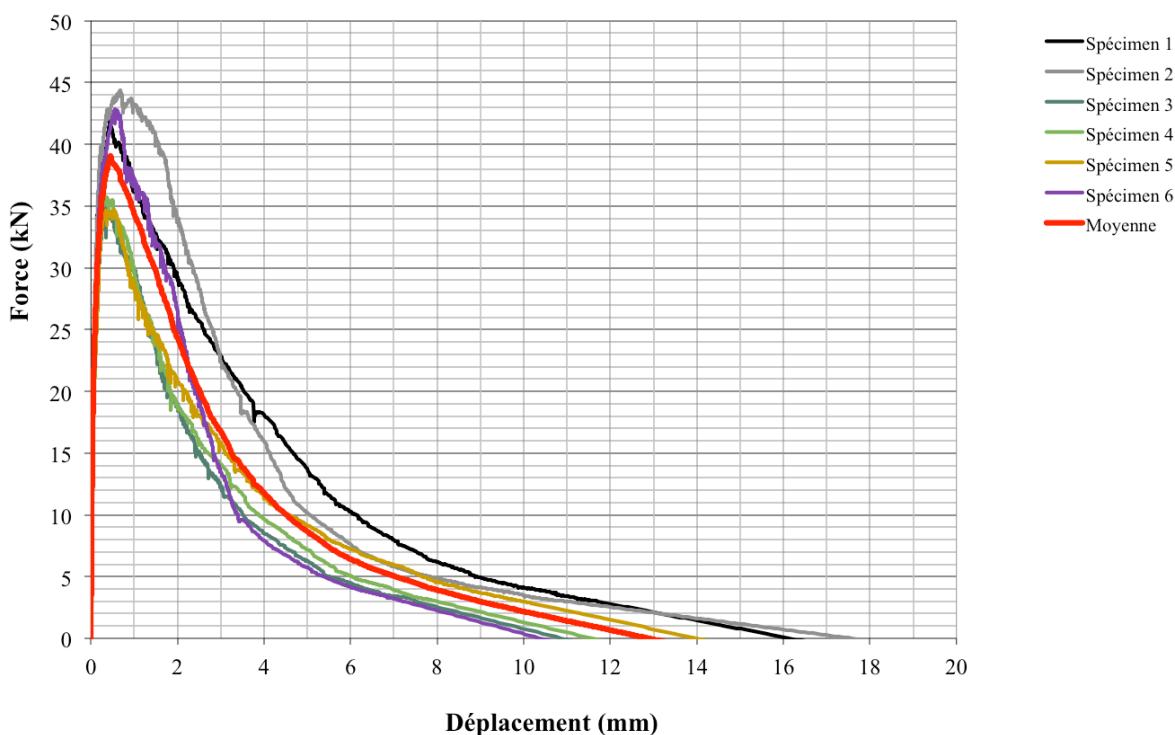


Figure D-7 : Comportement en flexion – Prisme entaillé Bf70u1hd (229-230 jours)

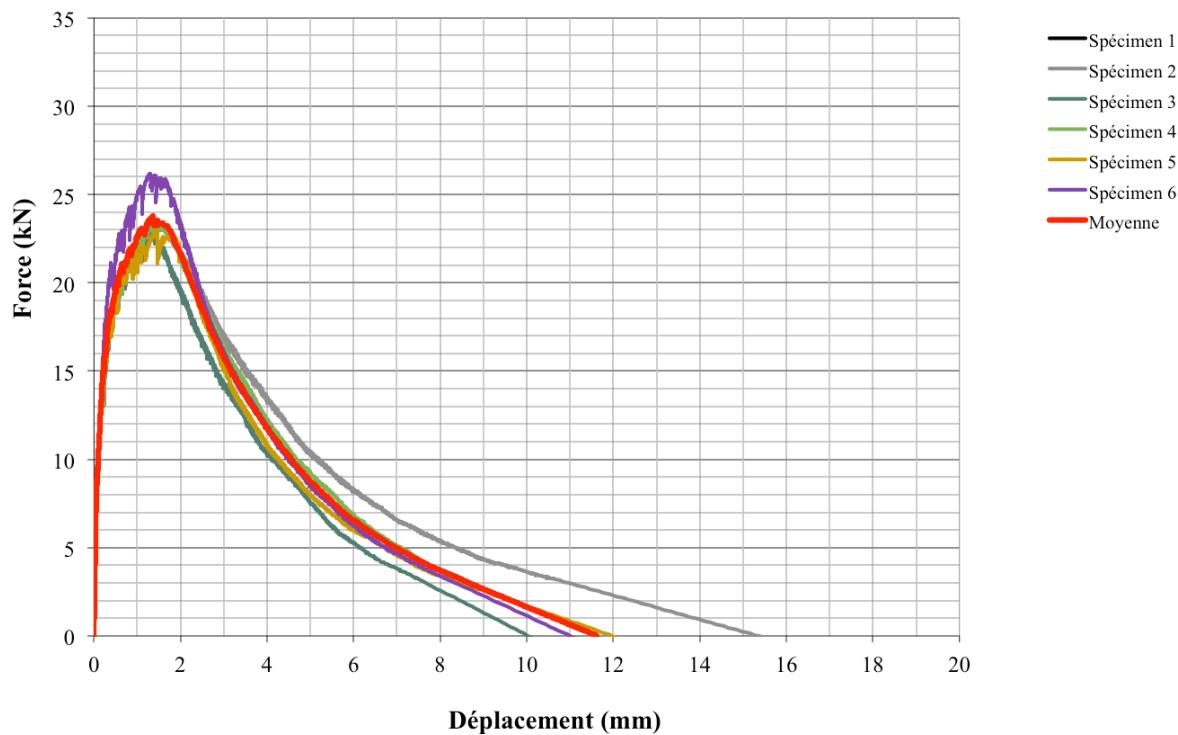


Figure D-8 : Comportement en flexion – Dallette prismatique Bu2%u1hj (210 jours)

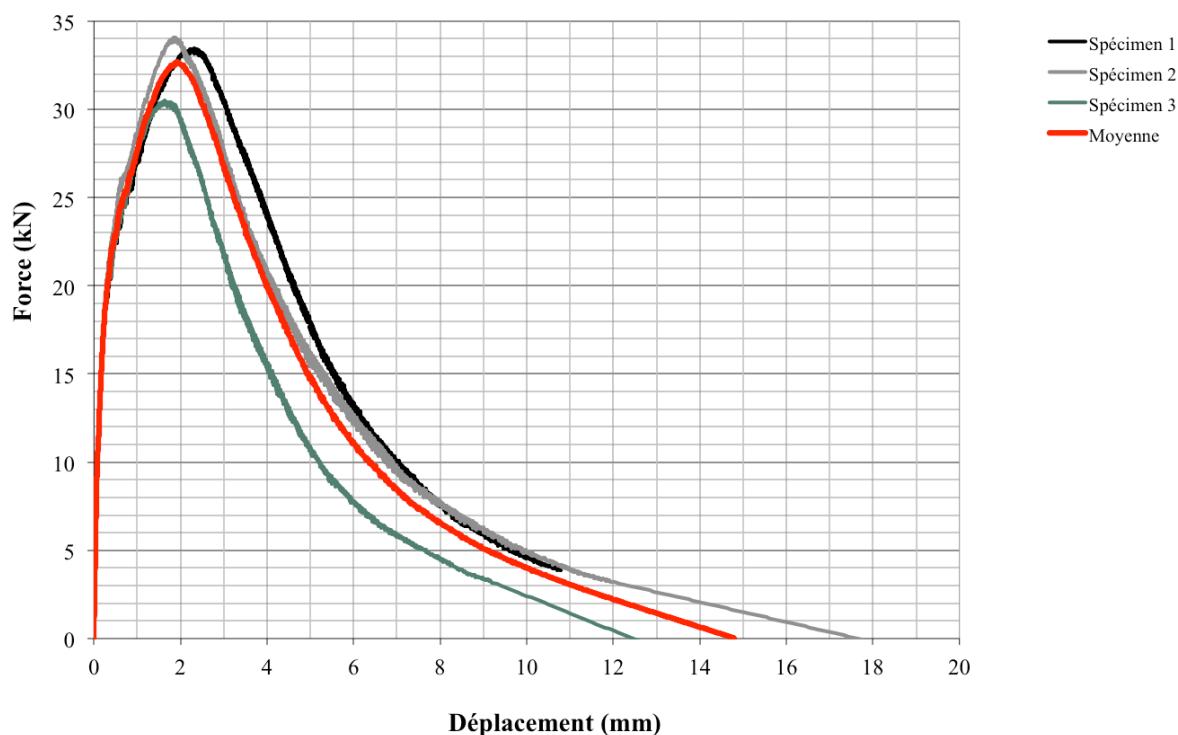


Figure D-9 : Comportement en flexion – Dallette prismatique Bu3%p1ej (184-185 jours)

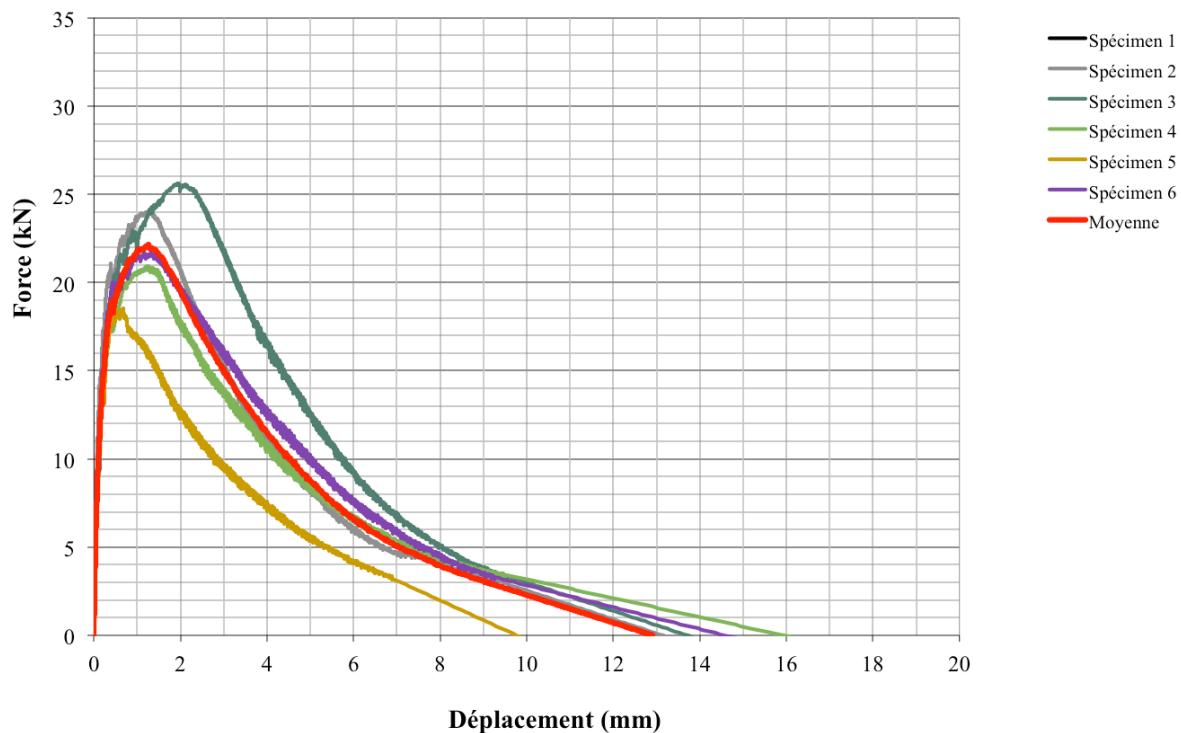


Figure D-10 : Comportement en flexion – Dallette prismatique Bu3%p2ej (183-184 jours)

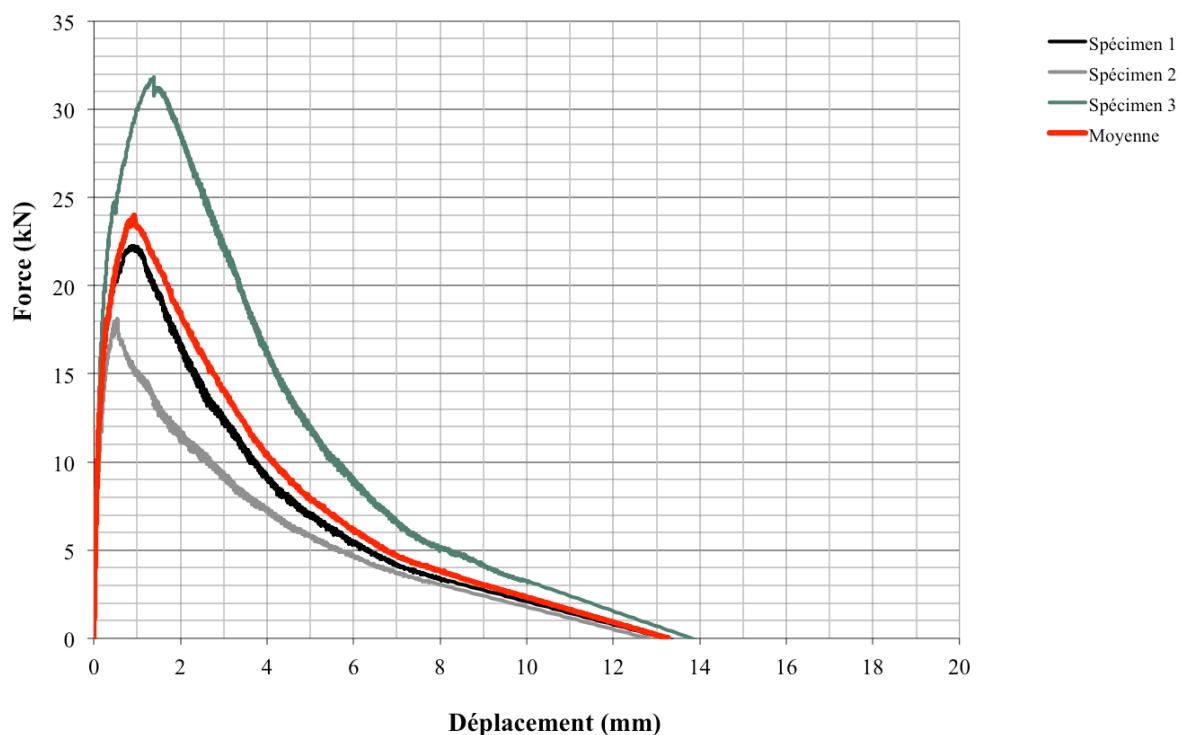


Figure D-11 : Comportement en flexion – Dallette prismatique Bu3%p3ej (185 jours)

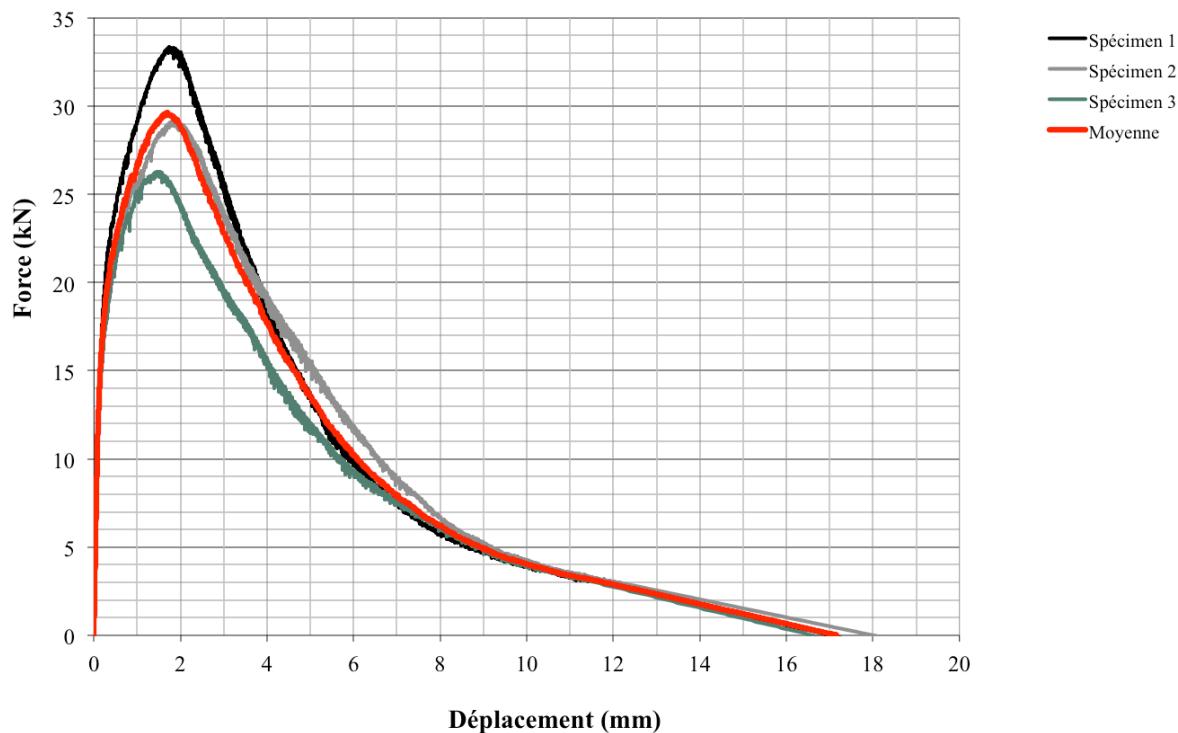


Figure D-12 : Comportement en flexion – Dallette prismatique Bu2%p1ej (28 jours)

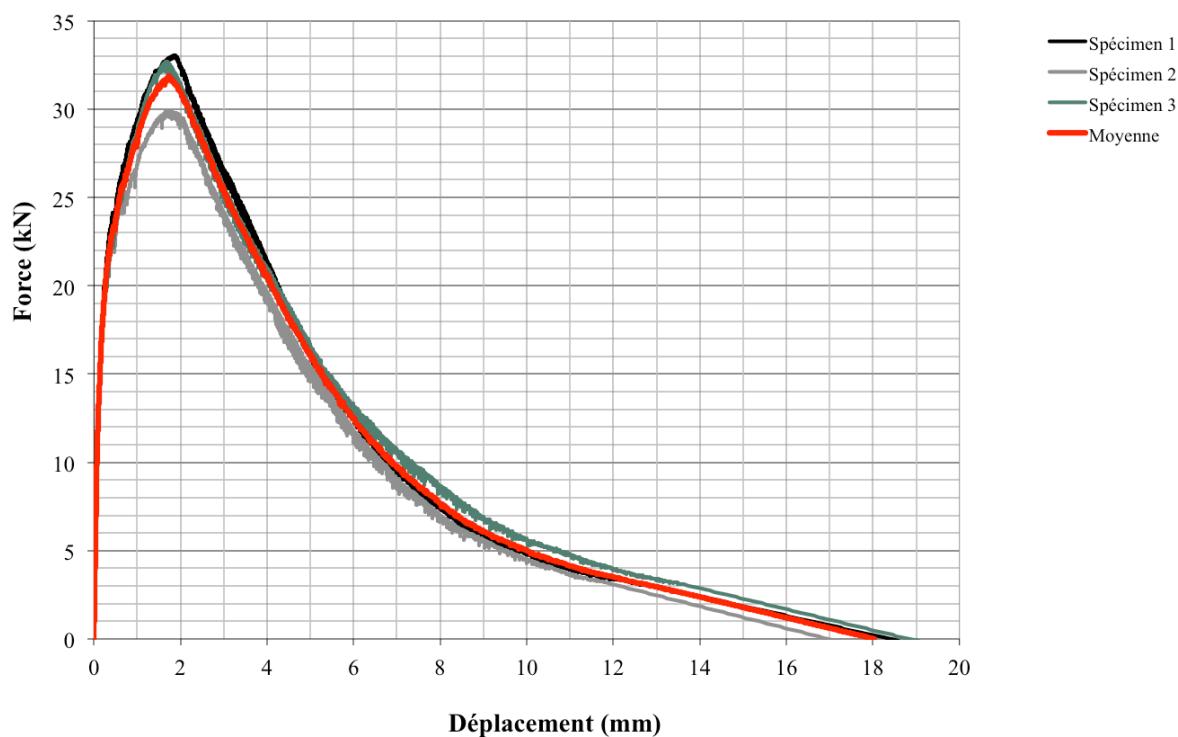


Figure D-13 : Comportement en flexion – Dallette prismatique Bu2%p1ej (112 jours)

ANNEXE E – COURBES DE FISSURATION (PRÉ-FISSURATION)

Notes : Les valeurs d'ouvertures de fissures représentent l'allongement des capteurs qui mesurent sur une plage de lecture variant d'approximativement 160 mm à 200 mm. Ainsi, il ne s'agit pas forcément de l'ouverture d'une seule fissure.

Les courbes de certains capteurs ont été enlevées. Ceci est le cas lorsque fissuration passait directement sur un plot soutenant un capteur, faussant ainsi la lecture. Ce capteur a été retiré pour toutes les phases de l'essai du spécimen en question (pré-fissuration, fatigue et rupture).

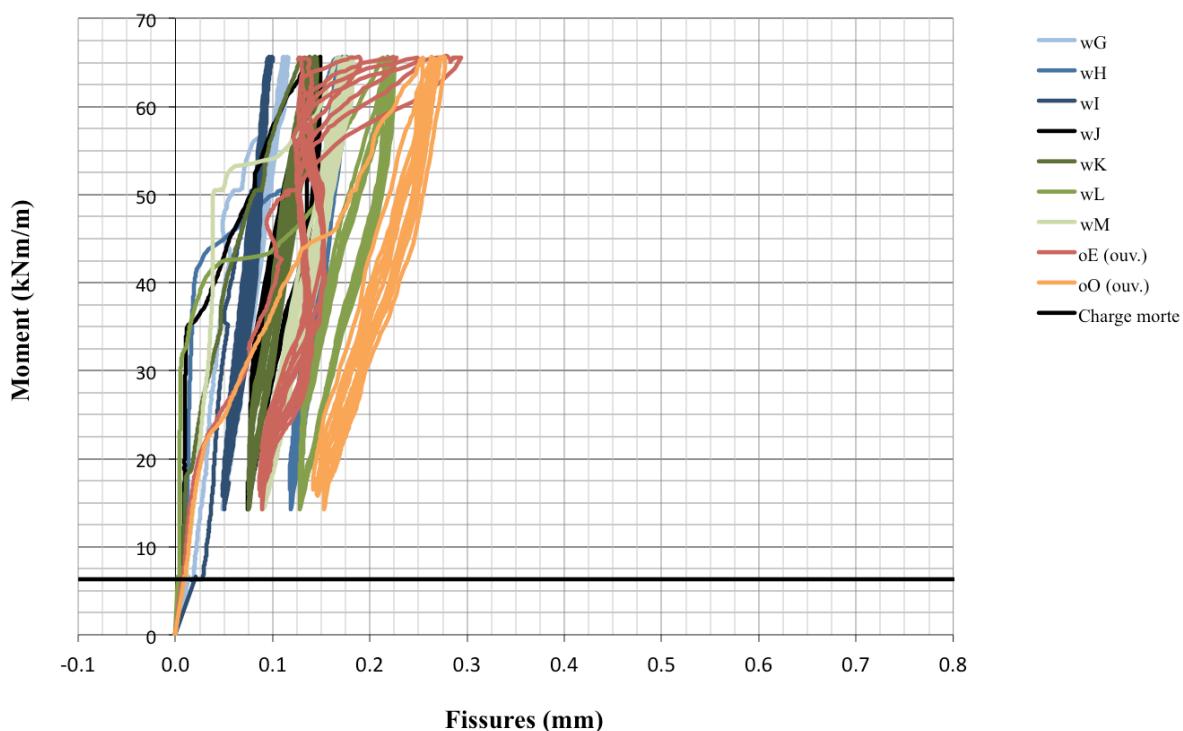


Figure E-1 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 02 (0o-D-C-3-F)

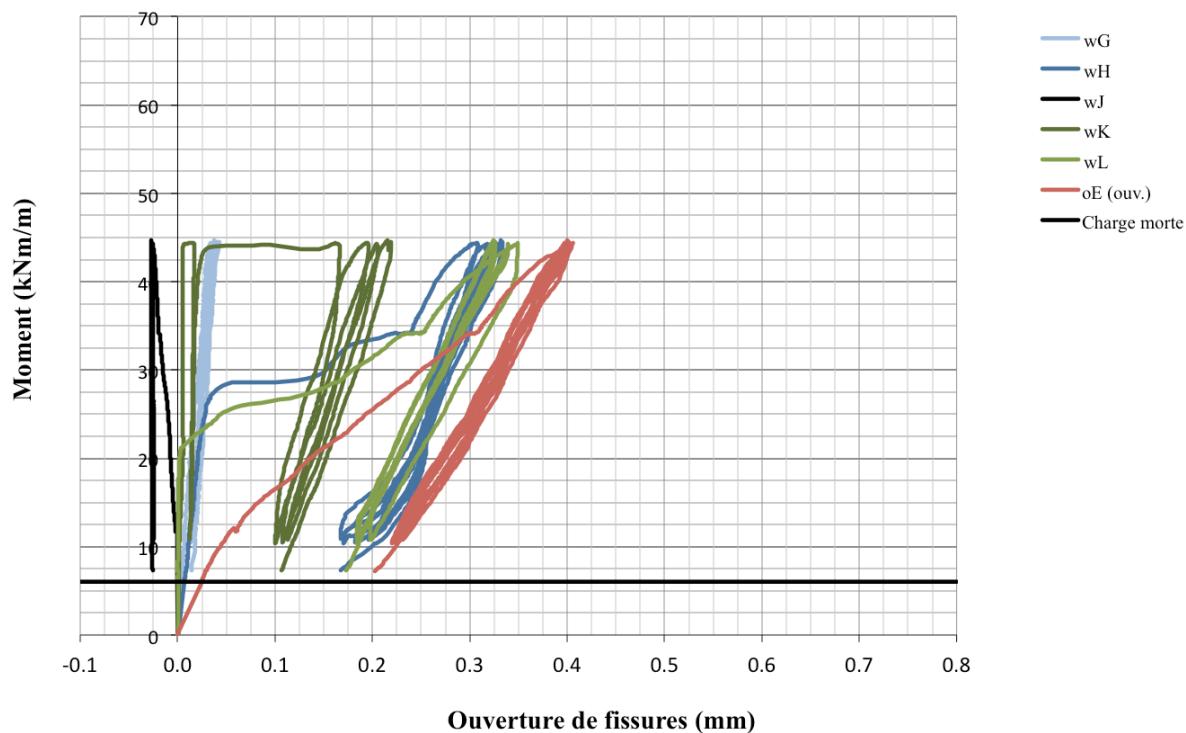


Figure E-2 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 04' (2o-D-Q-0-F)

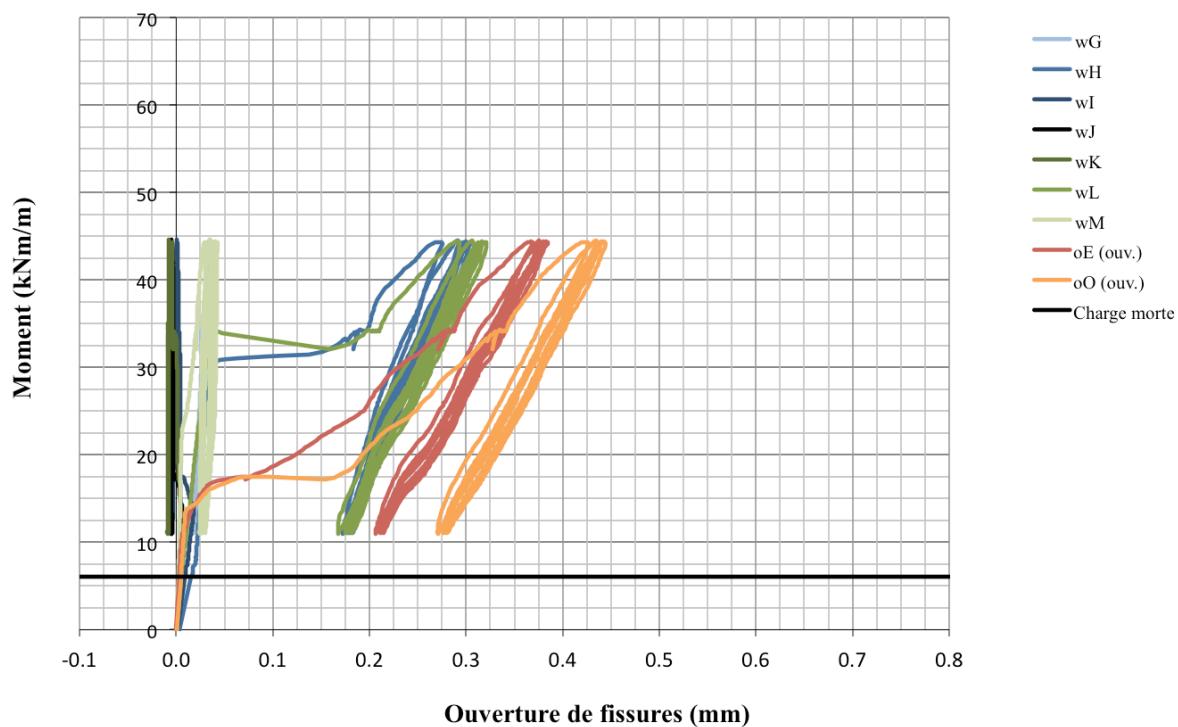


Figure E-3 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 06 (2o-D-Q-0-F)

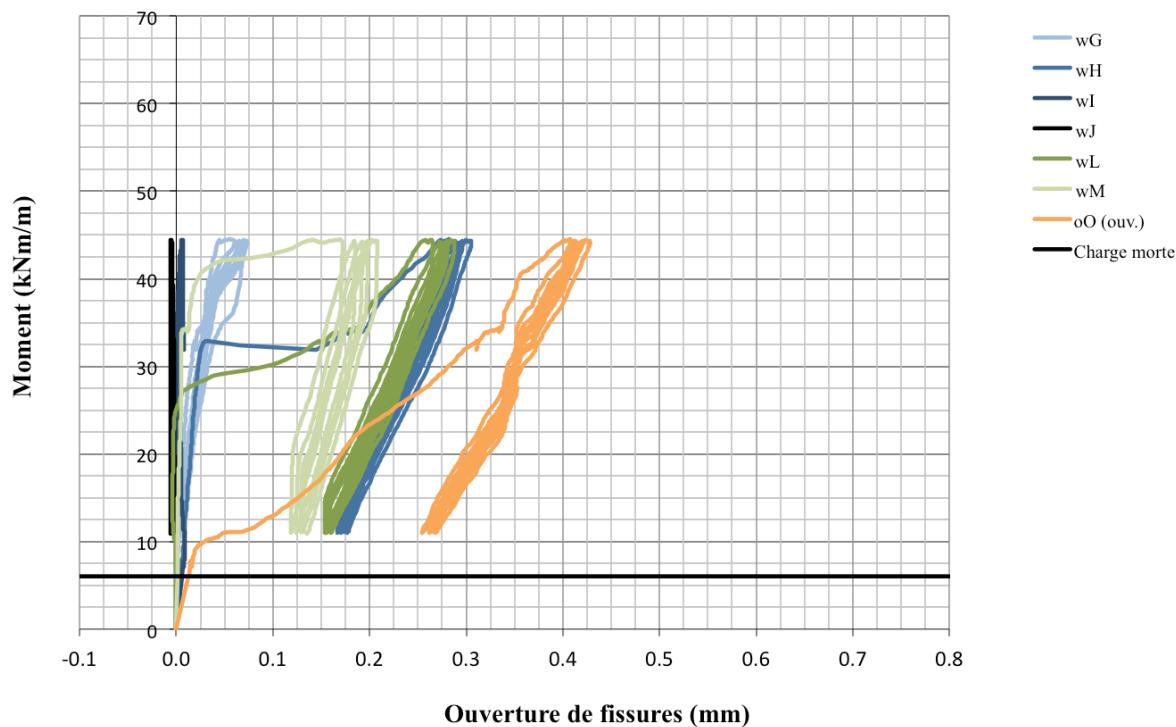


Figure E-4 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 09 (2*o-D-Q-1-F)

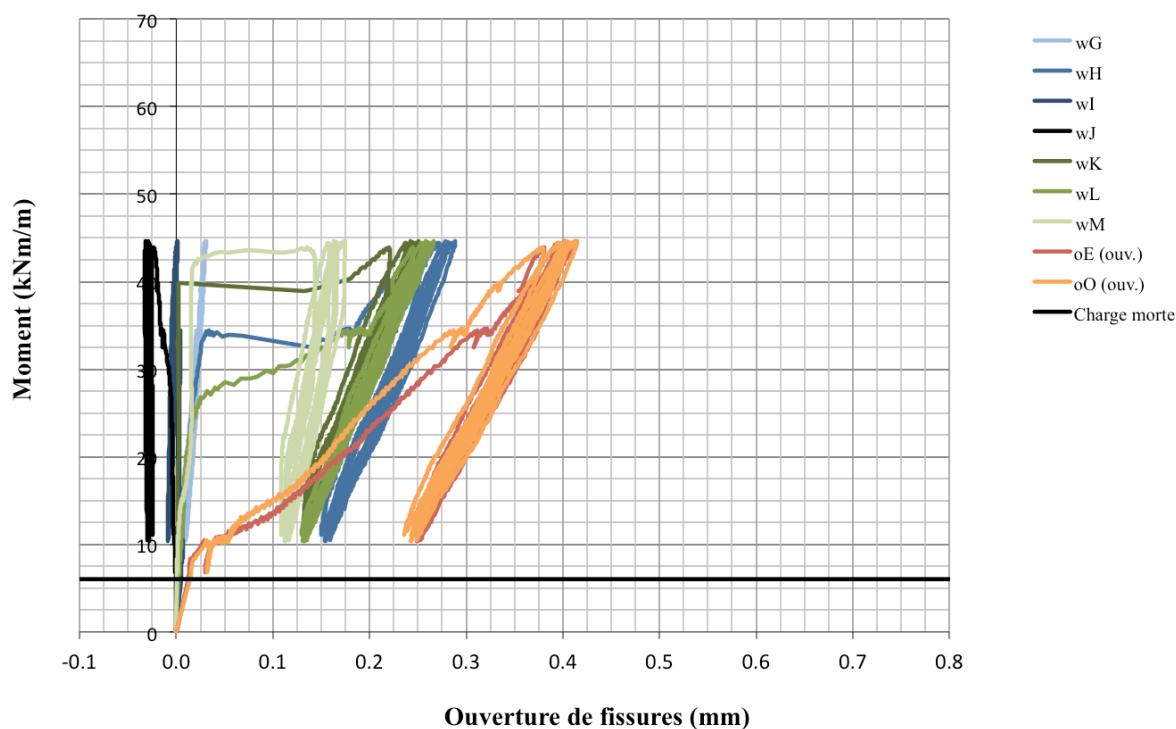


Figure E-5 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 10 (2o-D-Q-1-F)

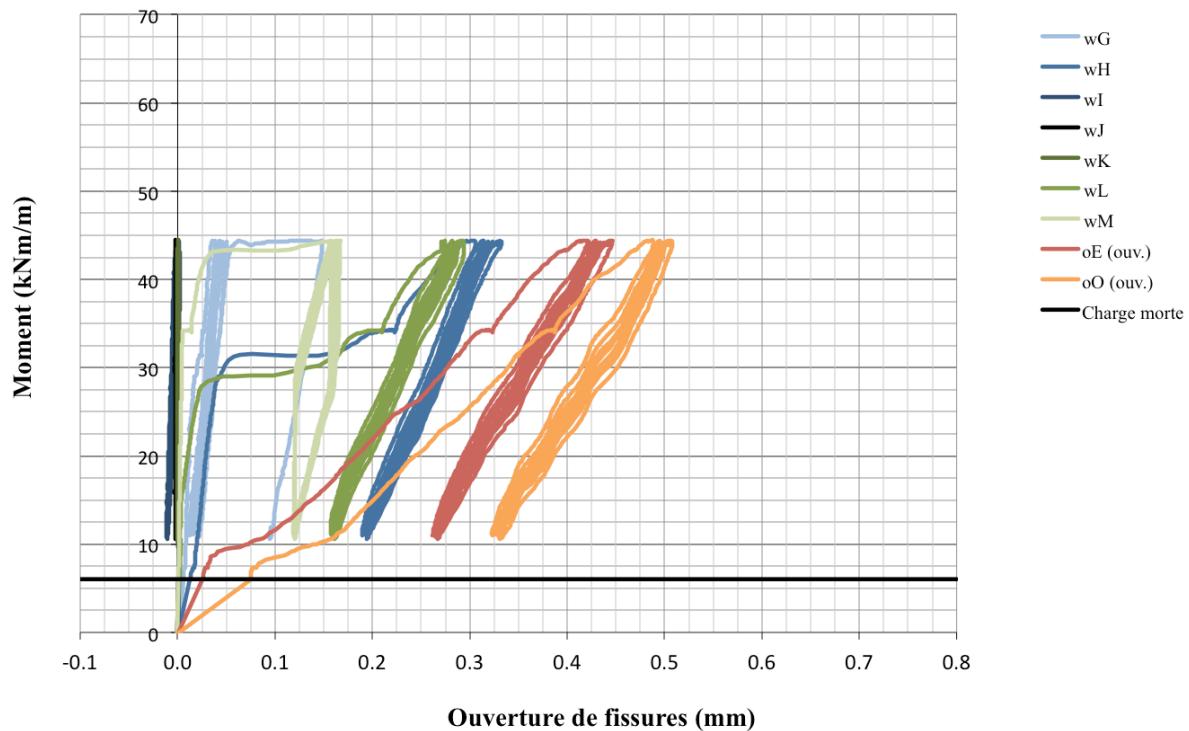


Figure E-6 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 11 (2o-D-Q-2-F)

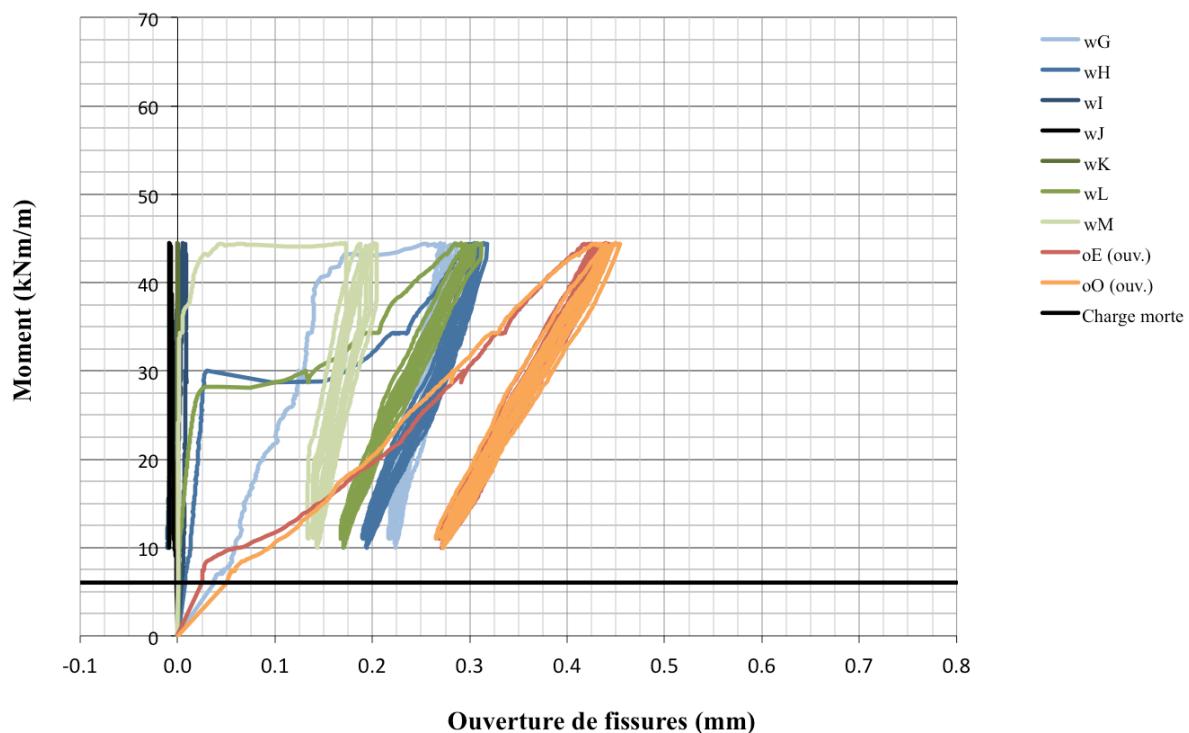


Figure E-7 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 12' (2o-D-C-1-F)

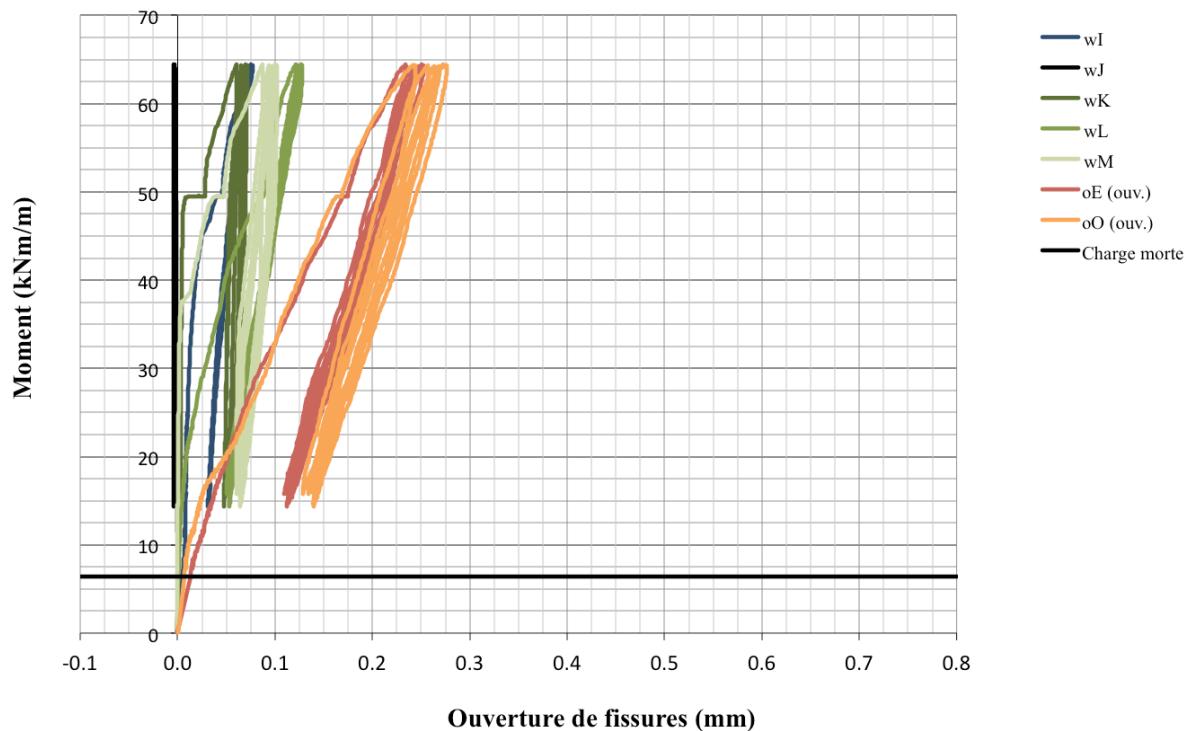


Figure E-8 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 14 (2o-U-Q-0-F)

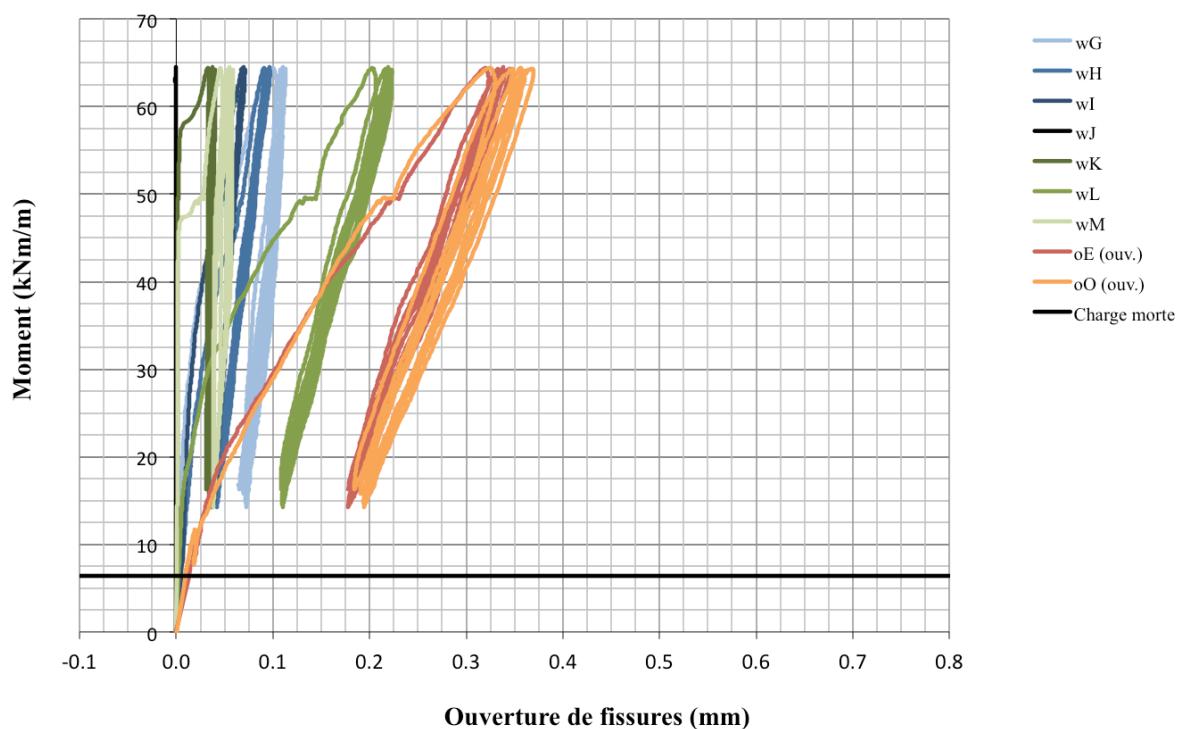


Figure E-9 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 15 (2*o-U-Q-1-F)

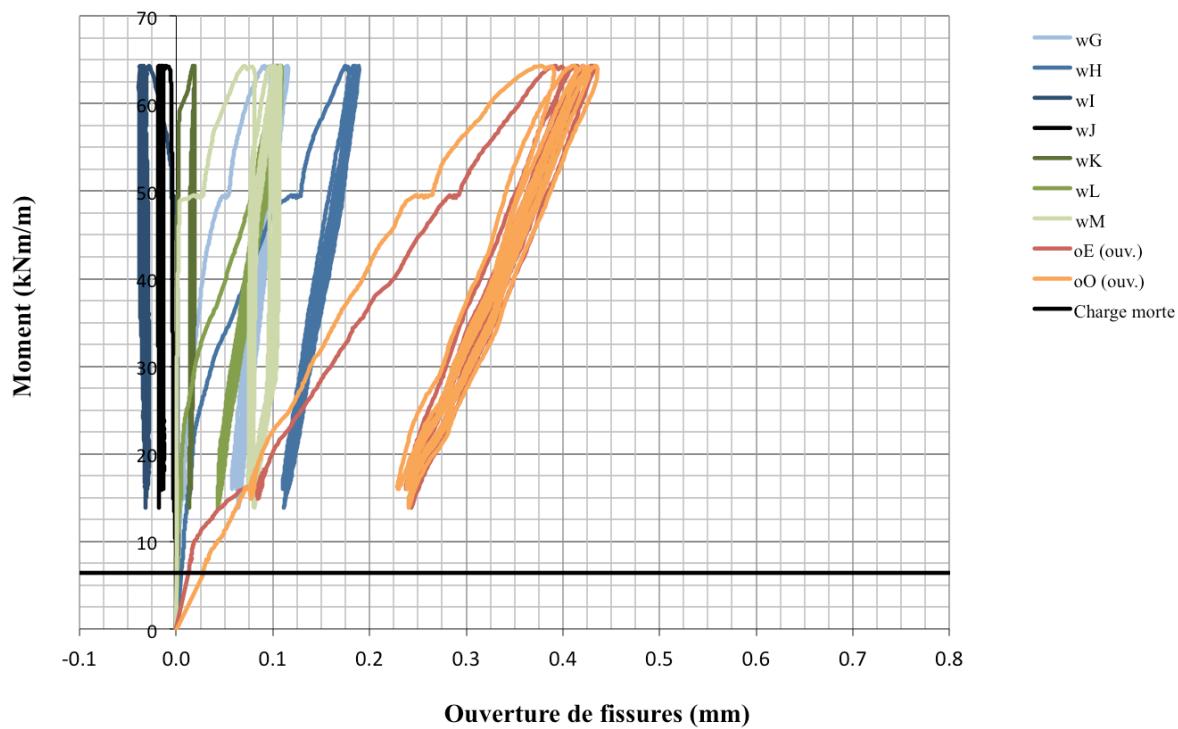


Figure E-10 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 16 (2o-U-Q-1-F)

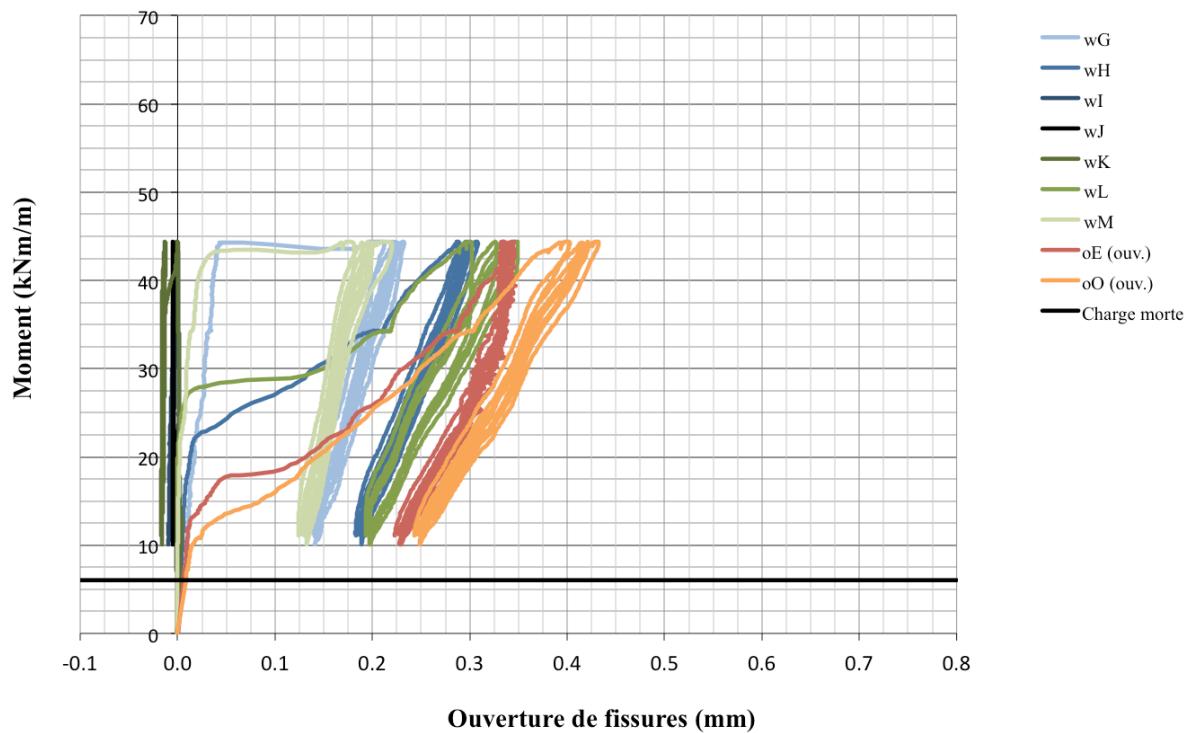


Figure E-11 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 18' (3o-D-Q-1-F)

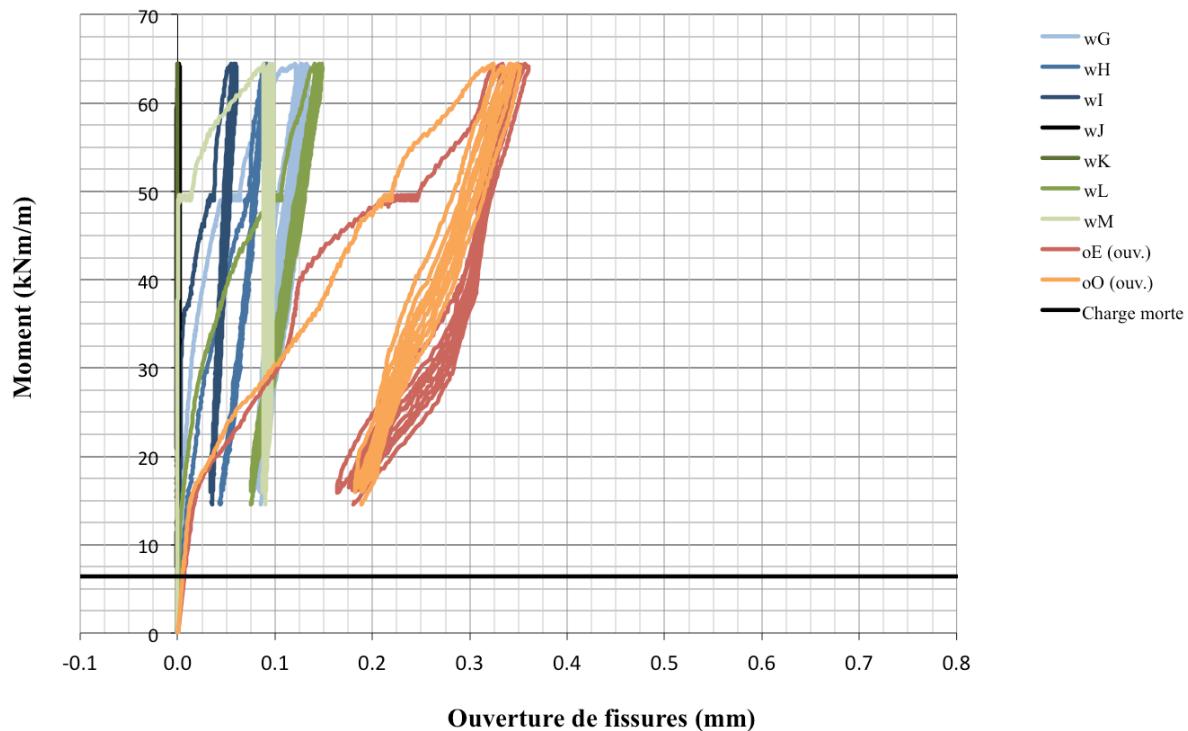


Figure E-12 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 20' (3o-U-Q-1-F)

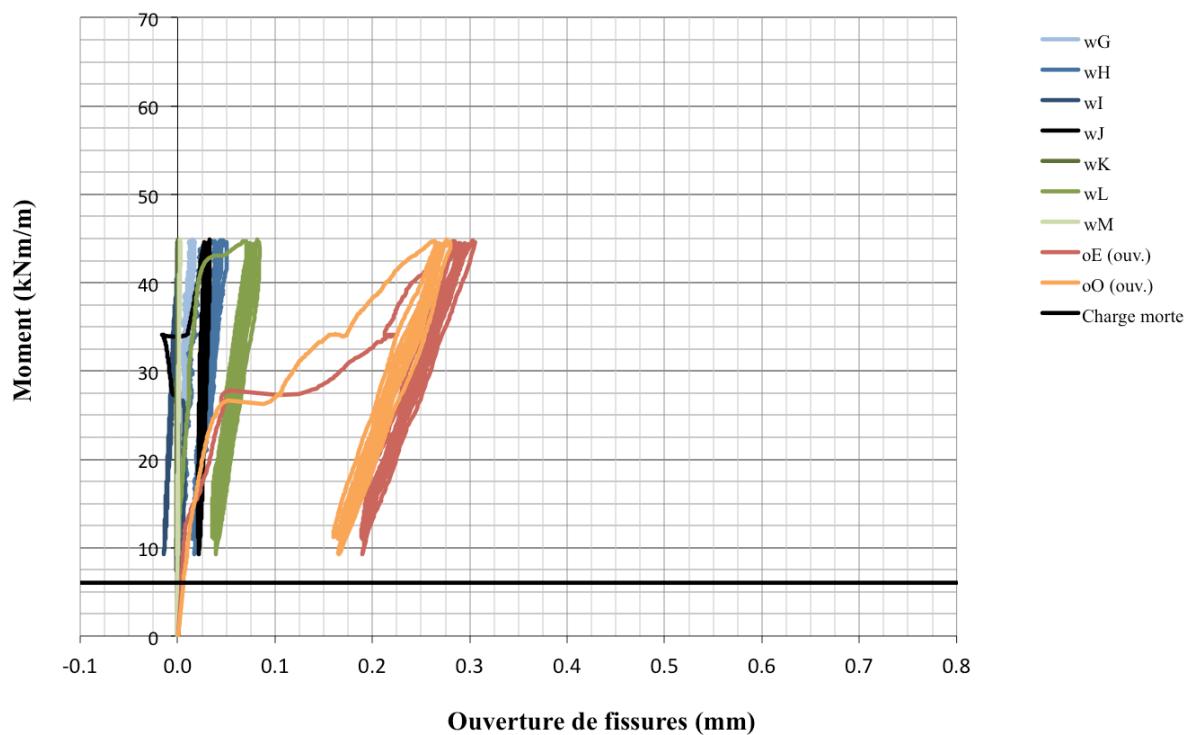


Figure E-13 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 21 (2f-D-Q-1-F)

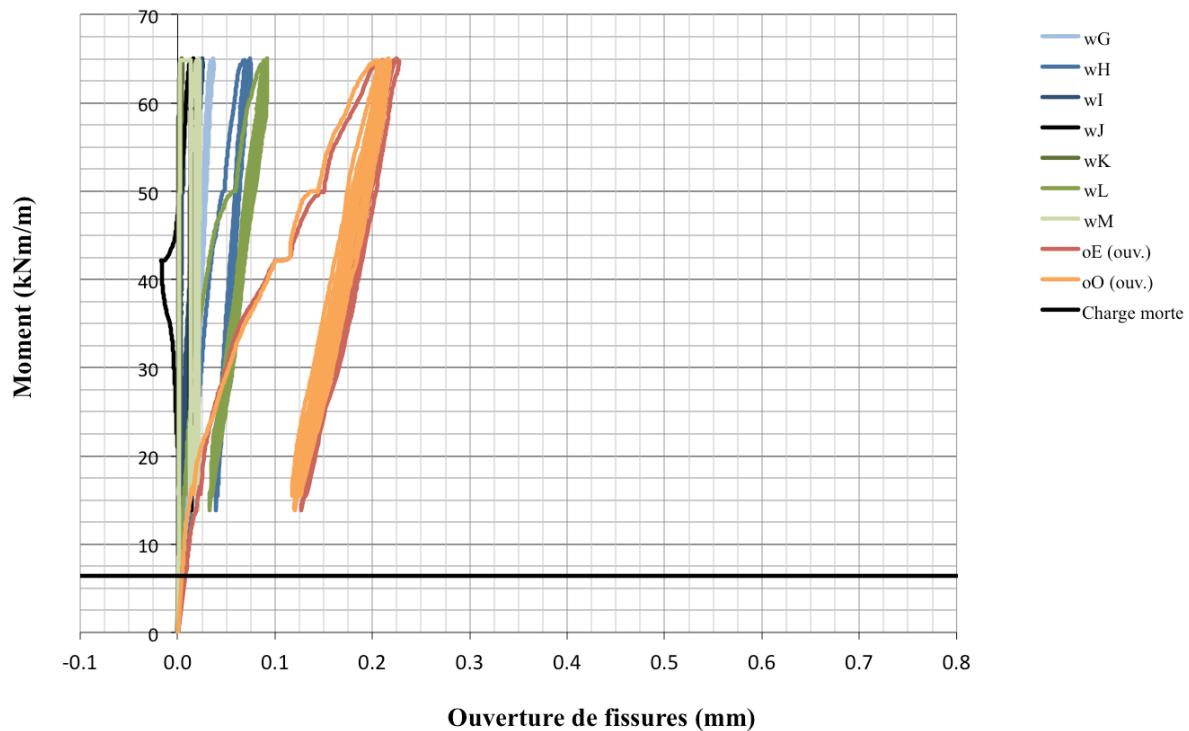


Figure E-14 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 22' (2f-U-Q-1-F)

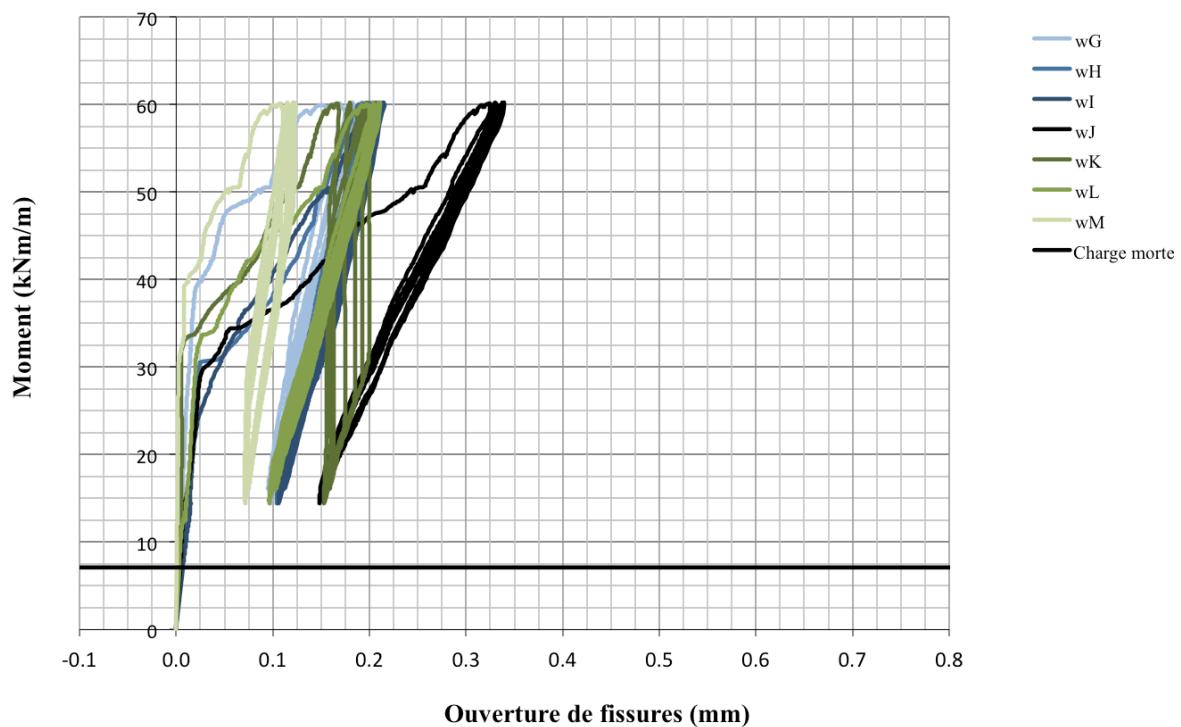


Figure E-15 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 23 (/o-D-P-0-F)

ANNEXE F – COURBES DE FISSURATION (FATIGUE)

Notes : Les valeurs d'ouvertures de fissures représentent l'allongement des capteurs qui mesurent sur une plage de lecture variant d'approximativement 160 mm à 200 mm. Ainsi, il ne s'agit pas forcément de l'ouverture d'une seule fissure.

Les courbes de certains capteurs ont été enlevées. Ceci est le cas lorsque fissuration passait directement sur un plot soutenant un capteur, faussant ainsi la lecture. Ce capteur a été retiré pour toutes les phases de l'essai du spécimen en question (pré-fissuration, fatigue et rupture).

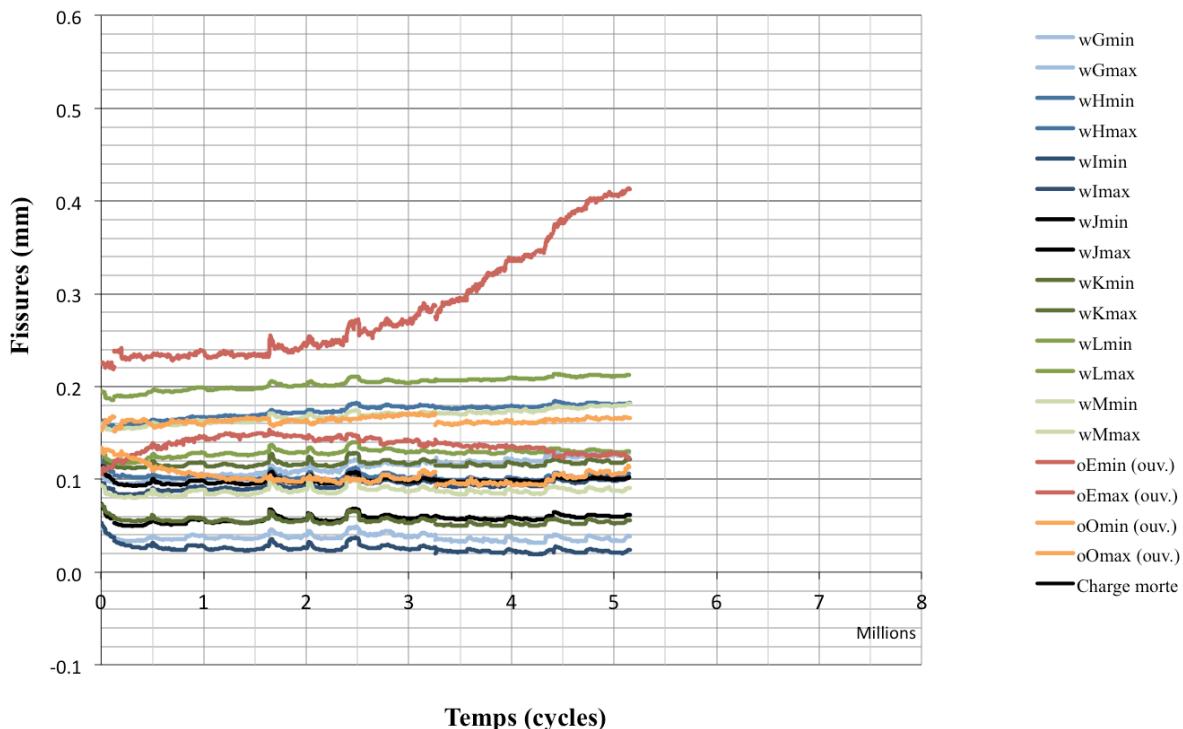


Figure F-1 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 02 (0o-D-C-3-F)

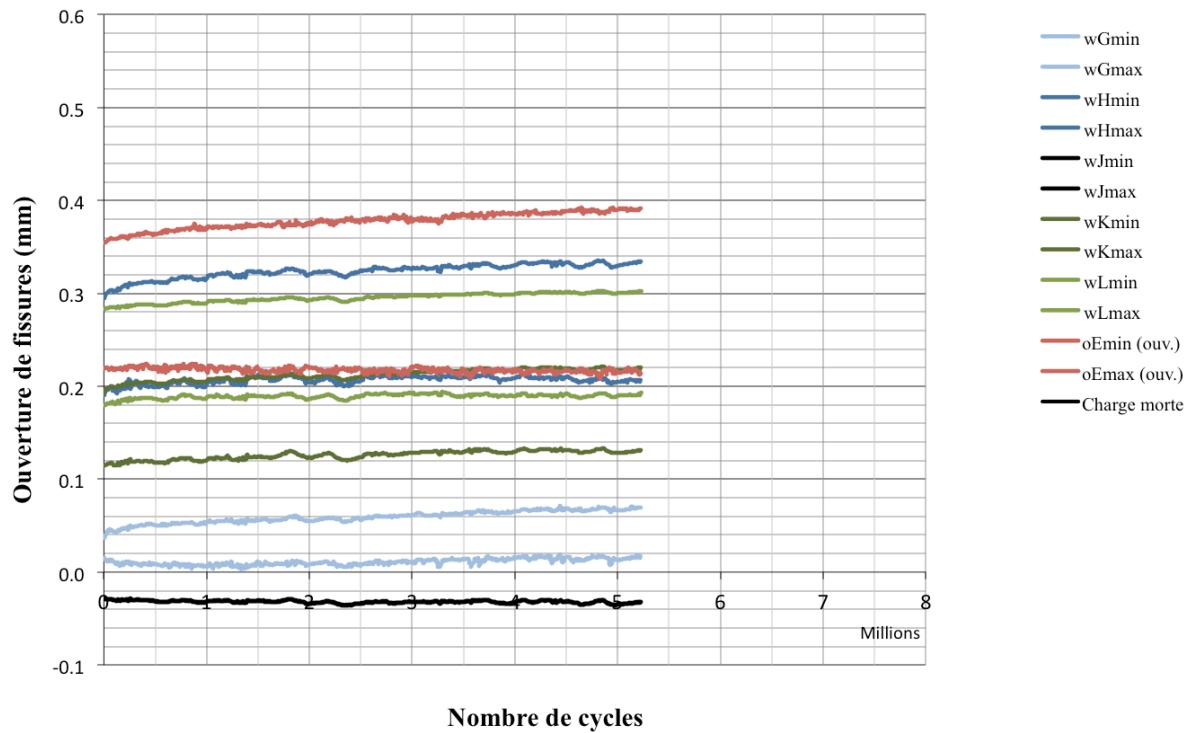


Figure F-2 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 04' (2o-D-Q-0-F)

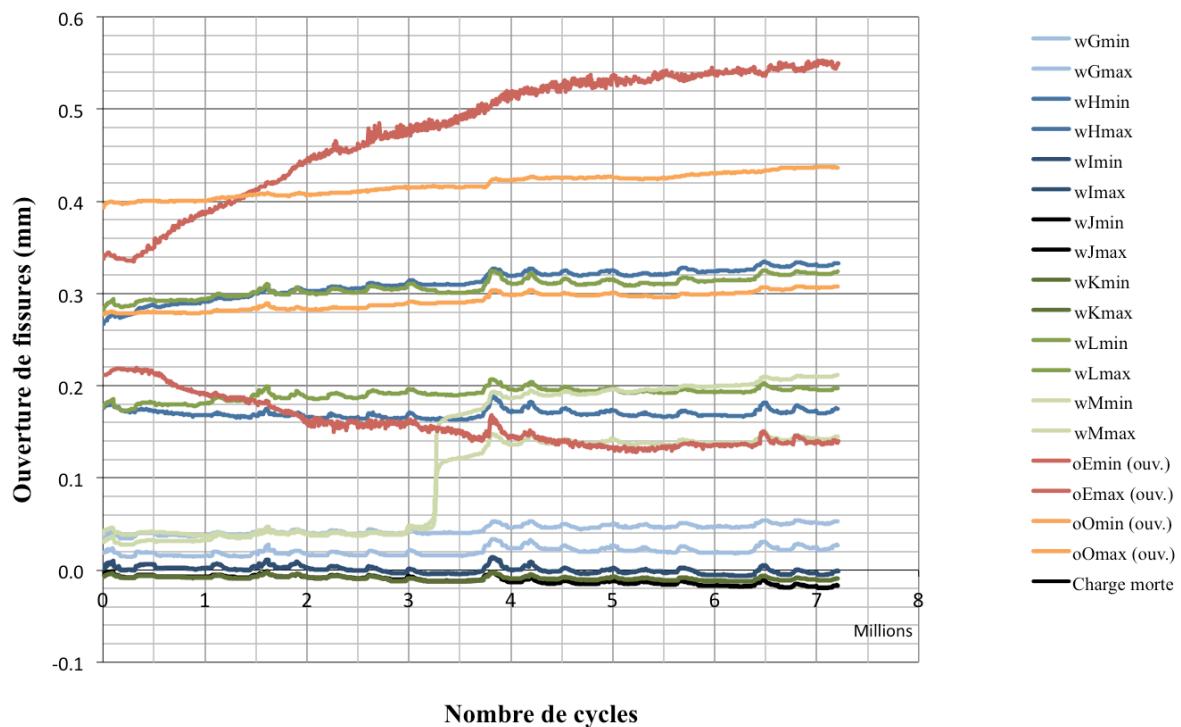


Figure F-3 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 06 (2o-D-Q-0-F)

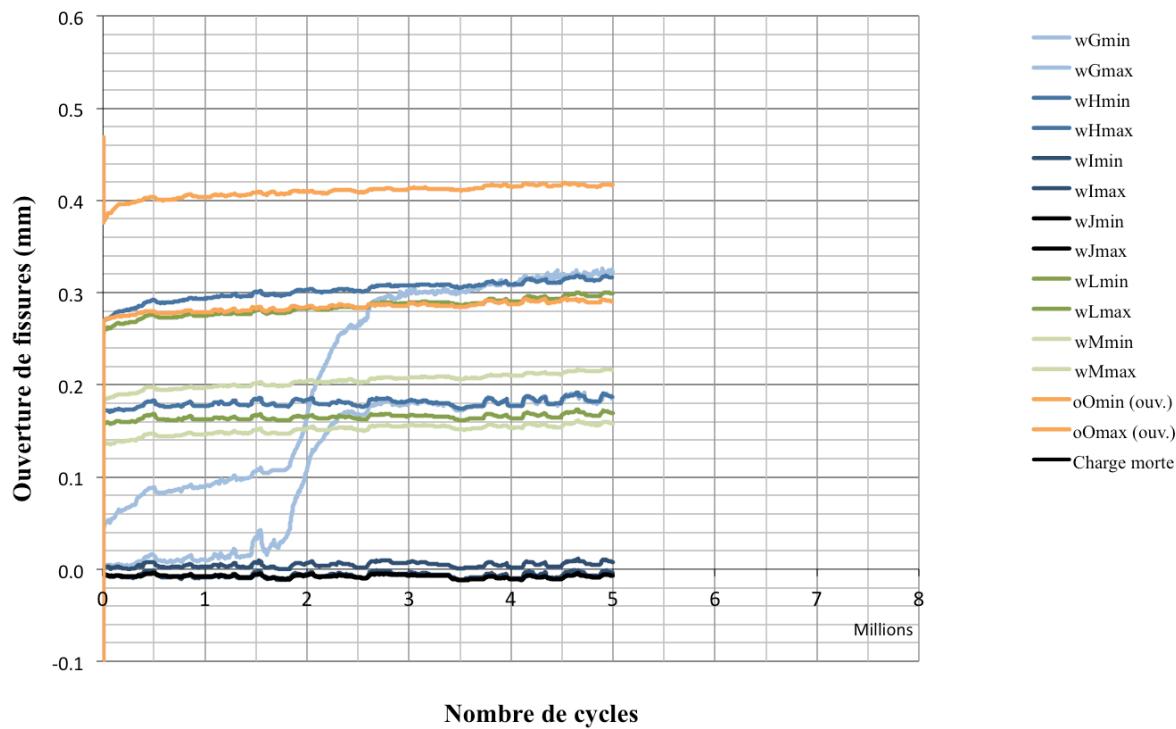


Figure F-4 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 09 (2*o-D-Q-1-F)

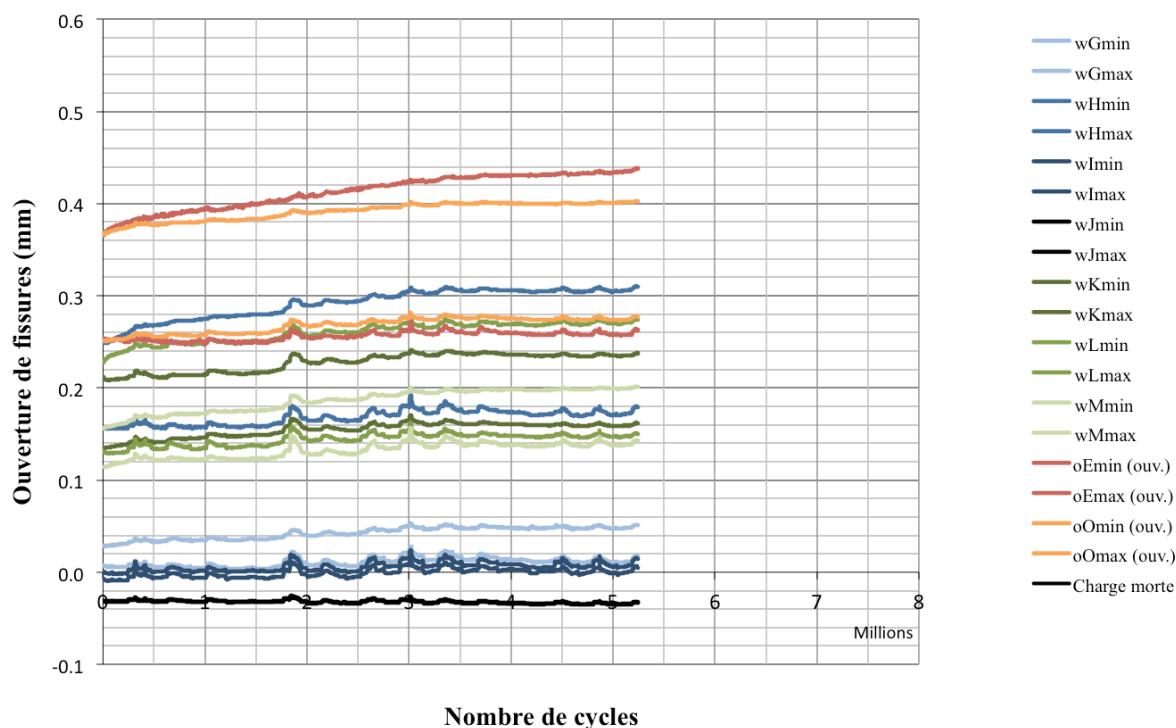


Figure F-5 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 10 (2o-D-Q-1-F)

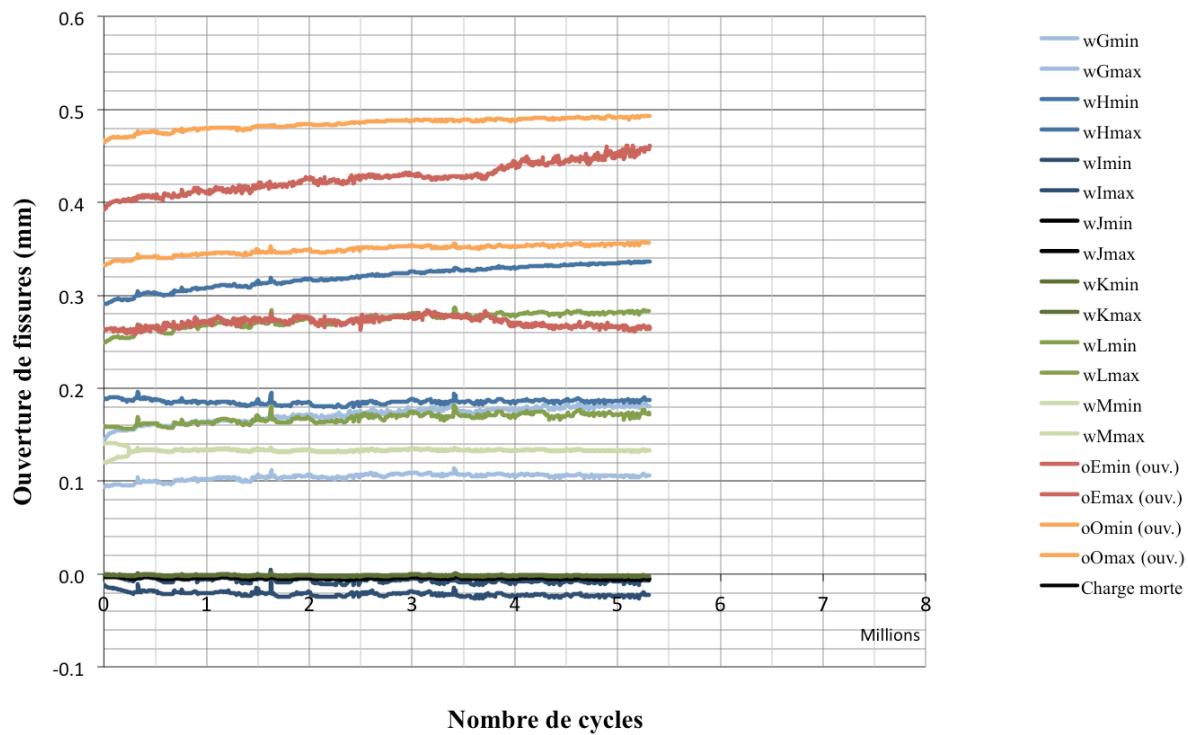


Figure F-6 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 11 (2o-D-Q-2-F)

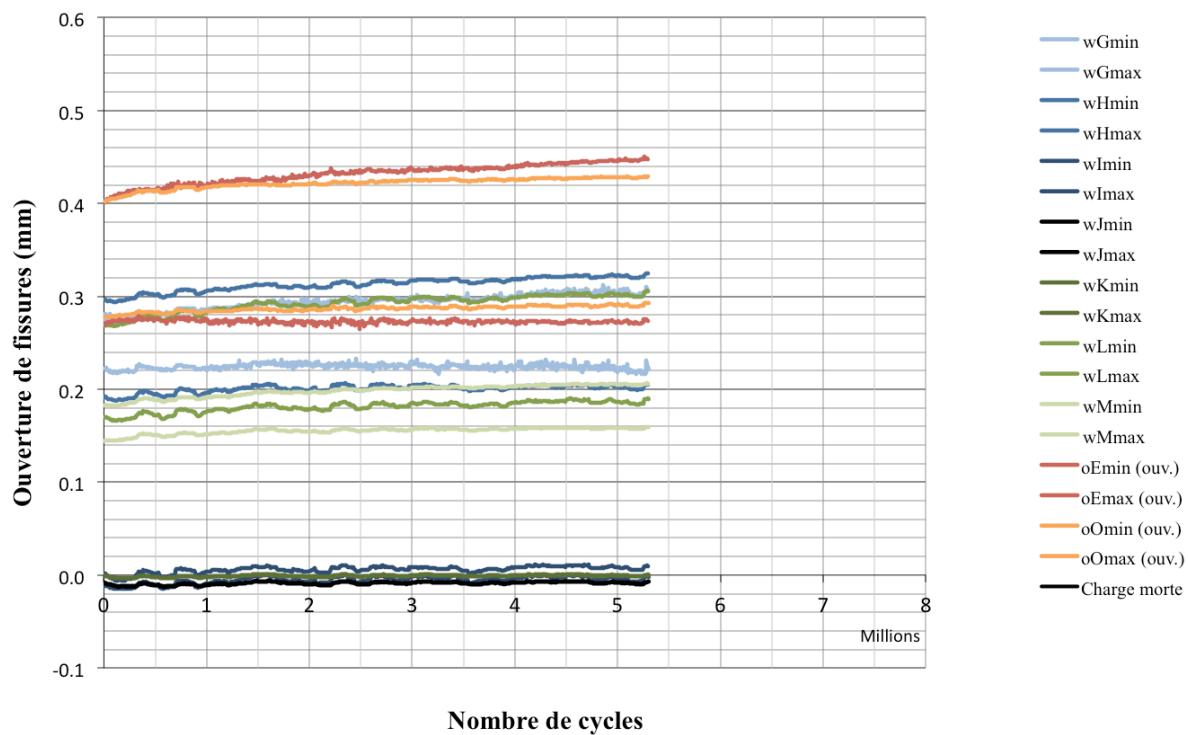


Figure F-7 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 12' (2o-D-C-1-F)

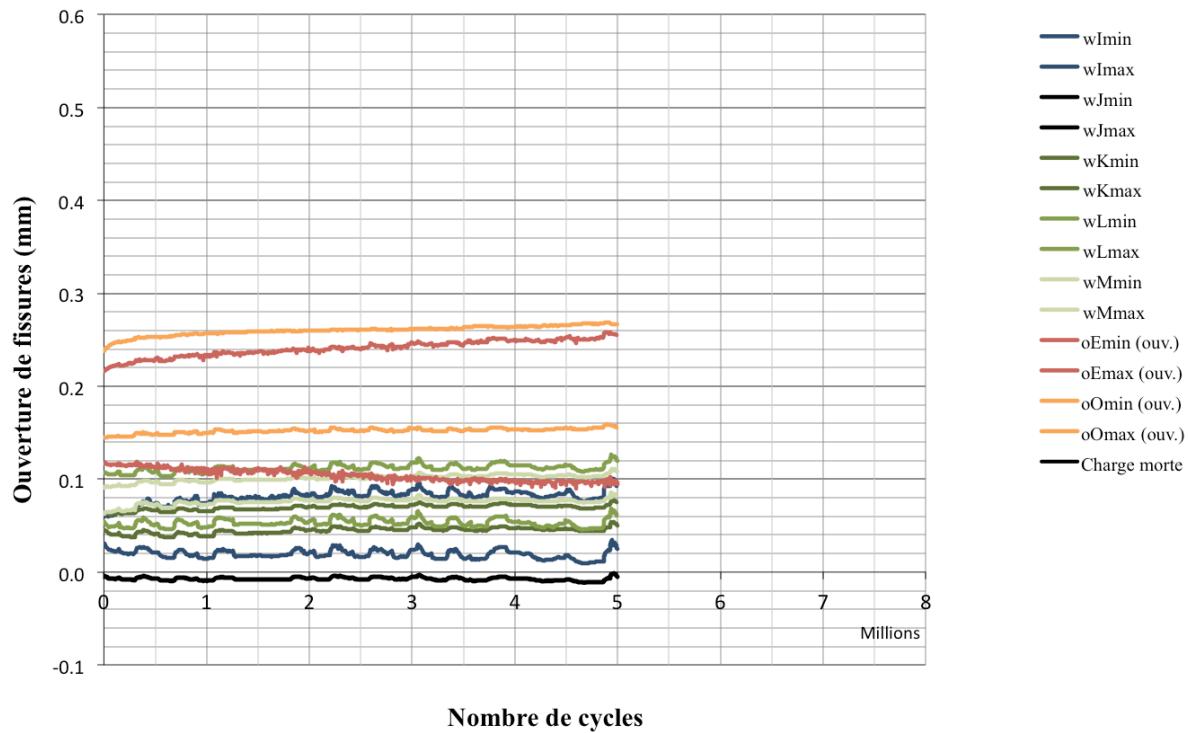


Figure F-8 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 14 (2o-U-Q-0-F)

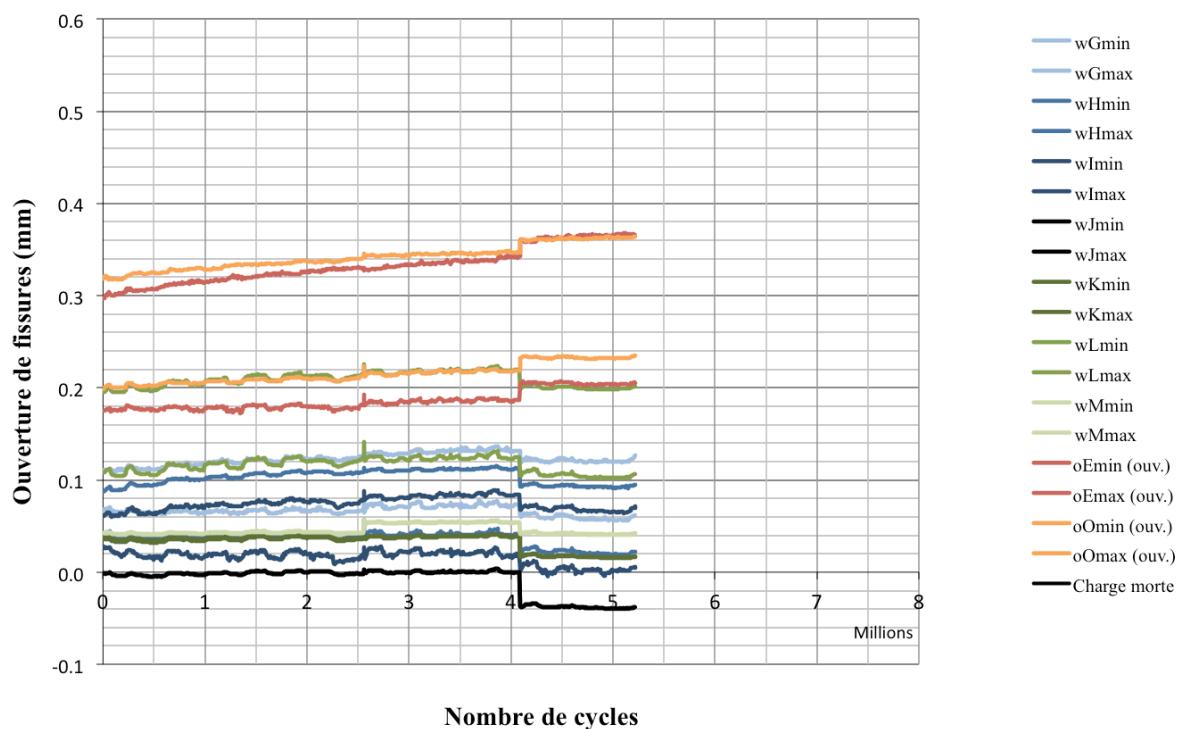


Figure F-9 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 15 (2*o-U-Q-1-F)

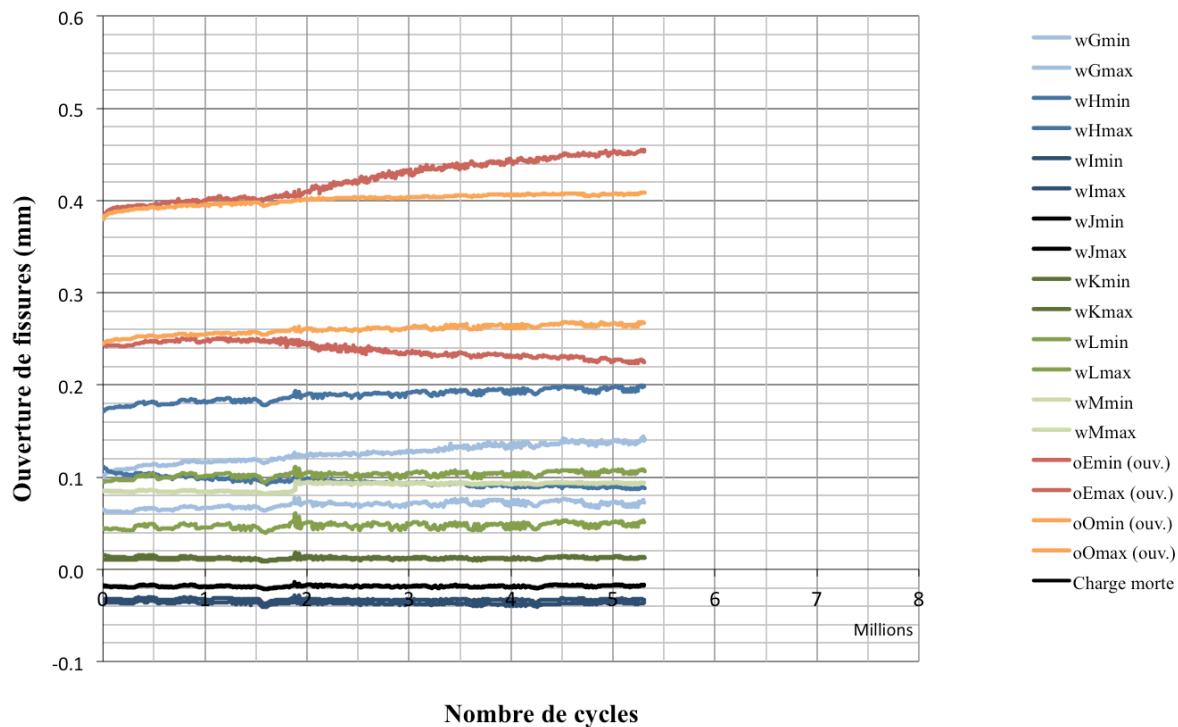


Figure F-10 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 16 (2o-U-Q-1-F)

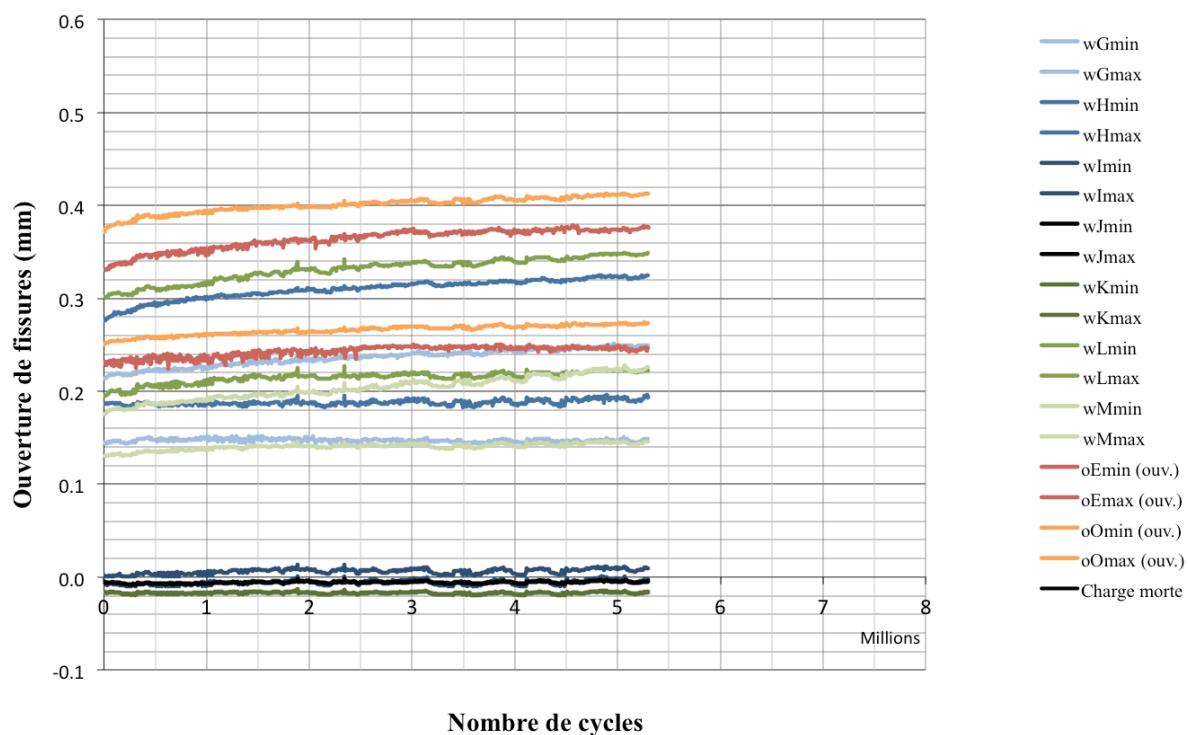


Figure F-11 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 18' (3o-D-Q-1-F)

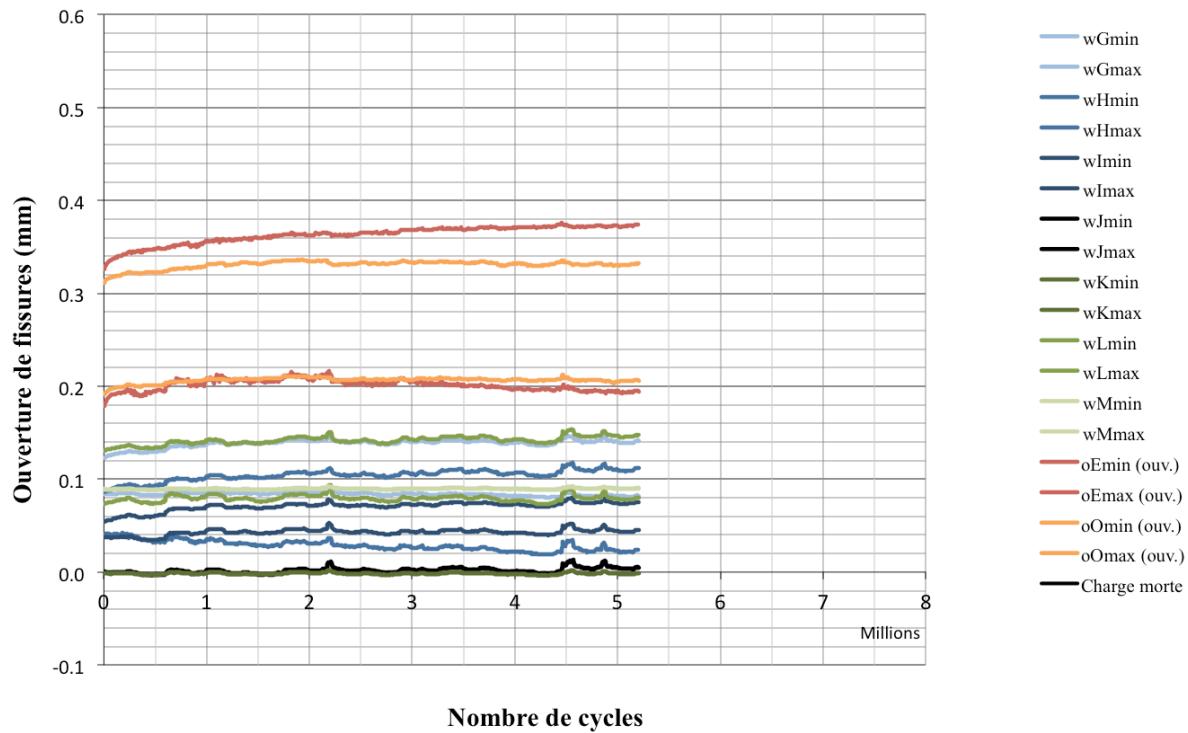


Figure F-12 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 20' (3o-U-Q-1-F)

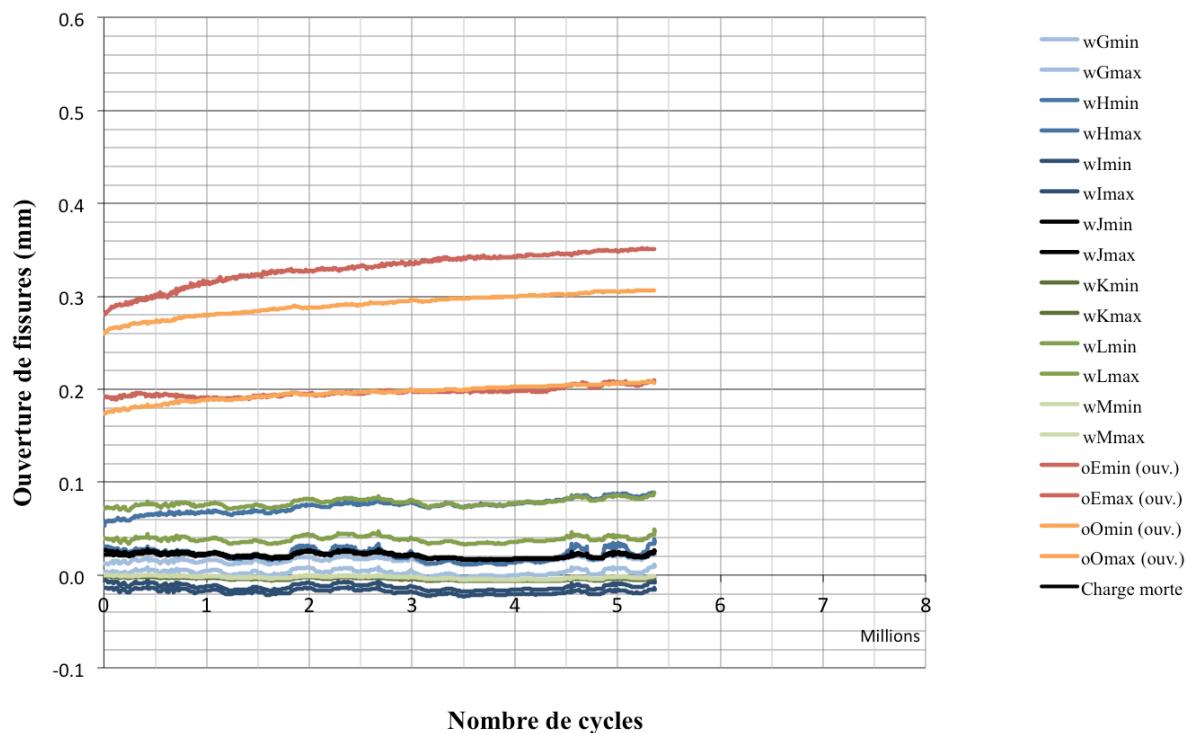


Figure F-13 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 21 (2f-D-Q-1-F)

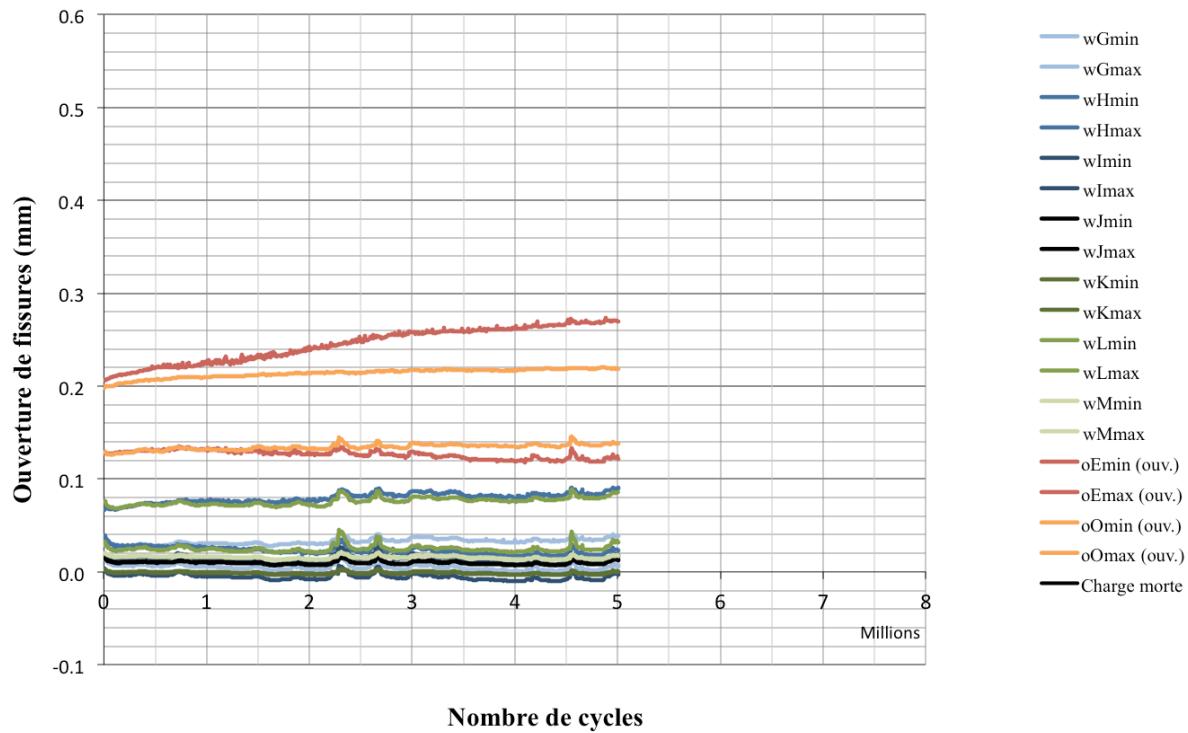


Figure F-14 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 22' (2f-U-Q-1-F)

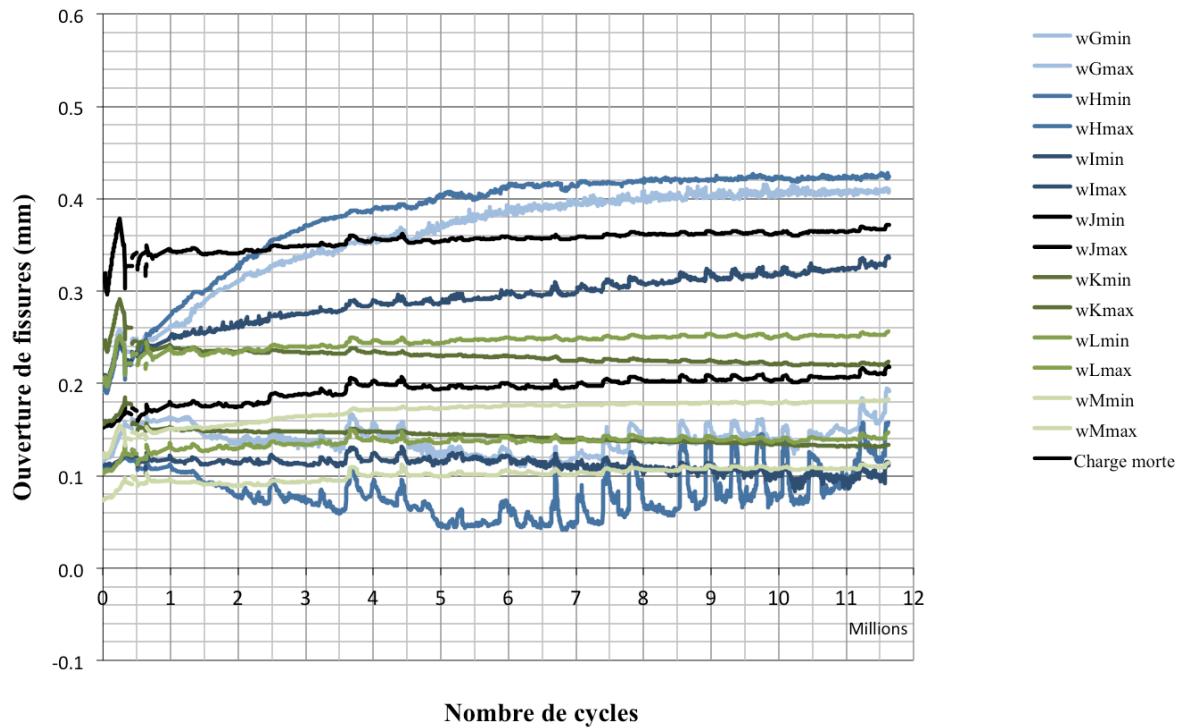


Figure F-15 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 23 (/o-D-P-0-F)

ANNEXE G – COURBES DE FISSURATION (RUPTURE)

Notes : Les valeurs d'ouvertures de fissures représentent l'allongement des capteurs qui mesurent sur une plage de lecture variant d'approximativement 160 mm à 200 mm. Ainsi, il ne s'agit pas forcément de l'ouverture d'une seule fissure.

Les courbes de certains capteurs ont été enlevées. Ceci est le cas lorsque fissuration passait directement sur un plot soutenant un capteur, faussant ainsi la lecture. Ce capteur a été retiré pour toutes les phases de l'essai du spécimen en question (pré-fissuration, fatigue et rupture).

Lorsque les dalles sont carottées avant rupture, les capteurs d'ouverture de fissures ne sont pas réinstallés, puisque les plots étaient enlevés. Ainsi, aucune correspondance exacte aurait pu être faite entre les valeurs avant et après rupture.

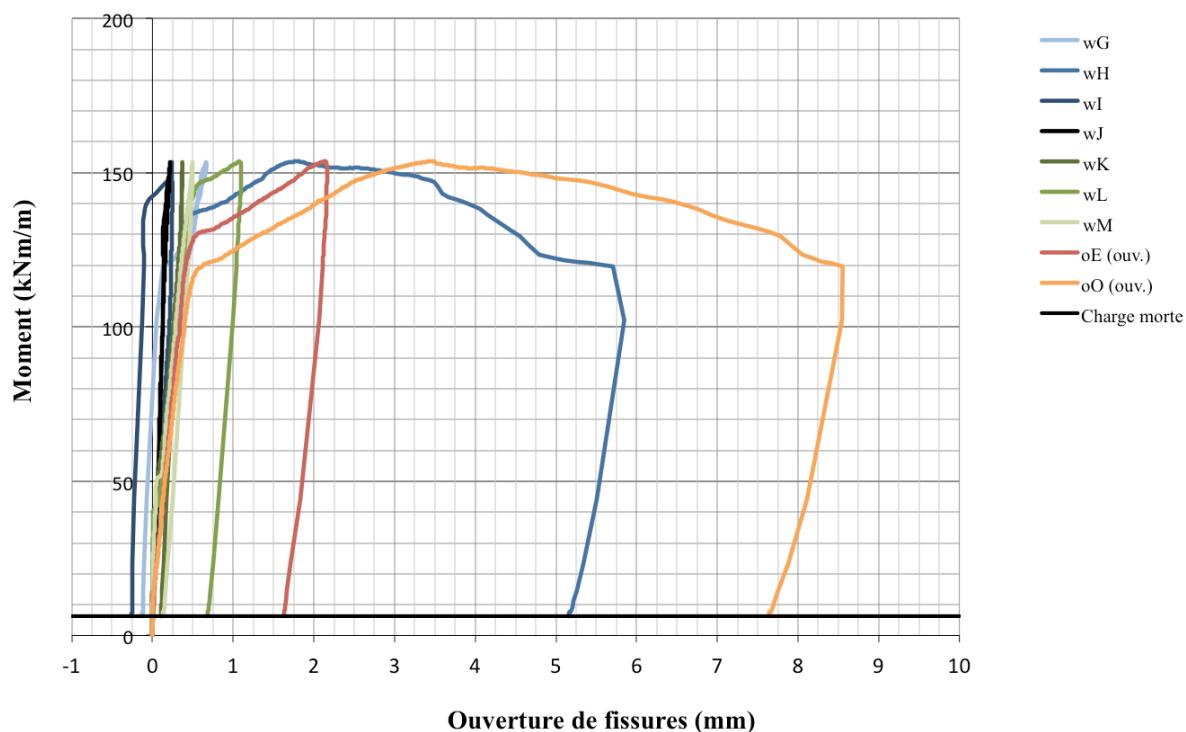


Figure G-1 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 01 (0o-D-C-3-S)

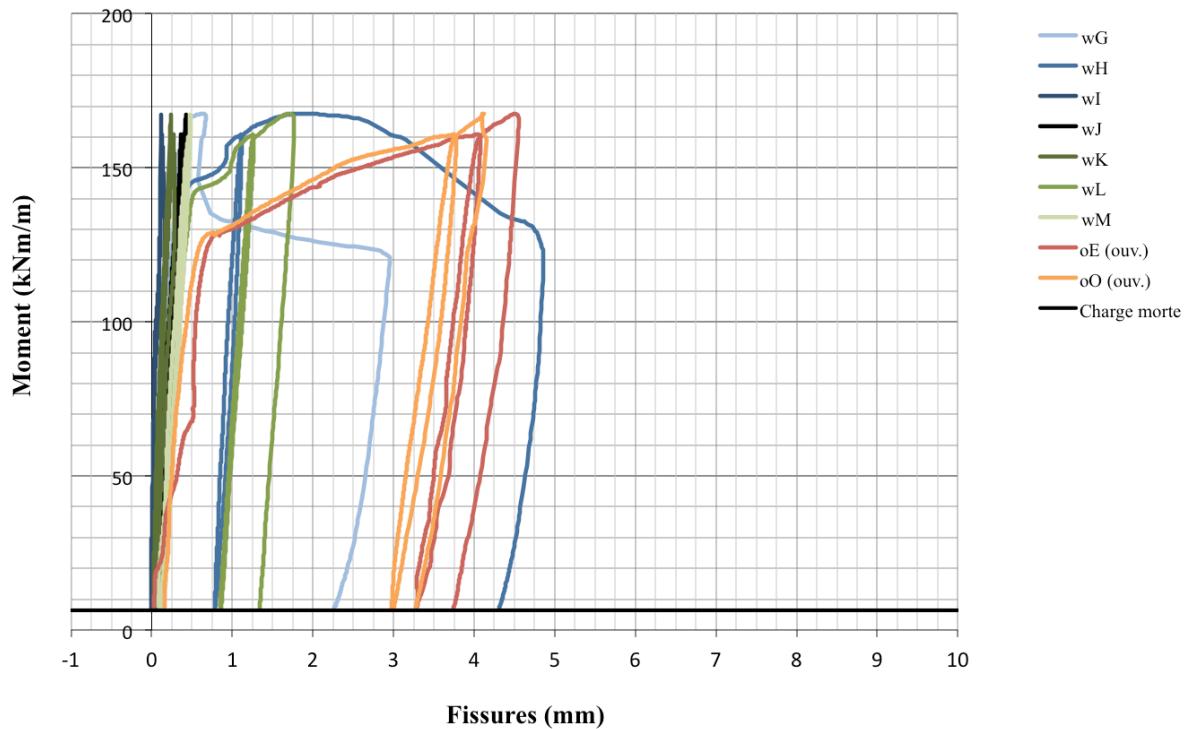


Figure G-2 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 02 (0o-D-C-3-F)

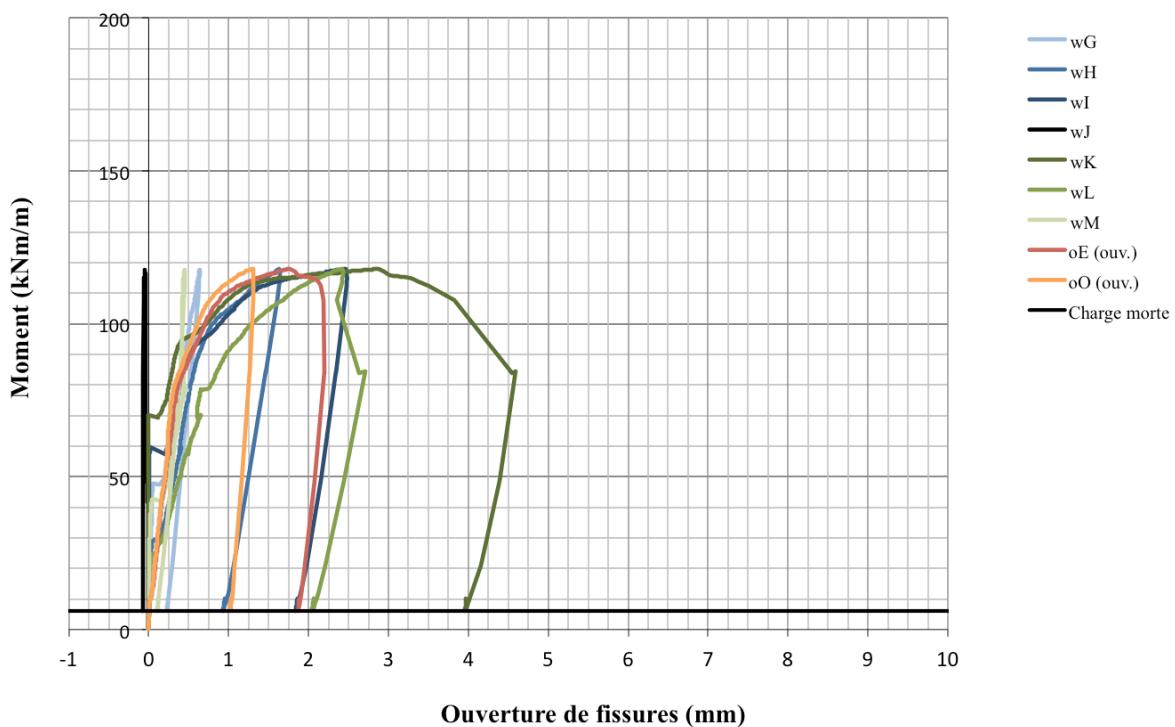


Figure G-3 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 03 (2o-D-Q-1-S)

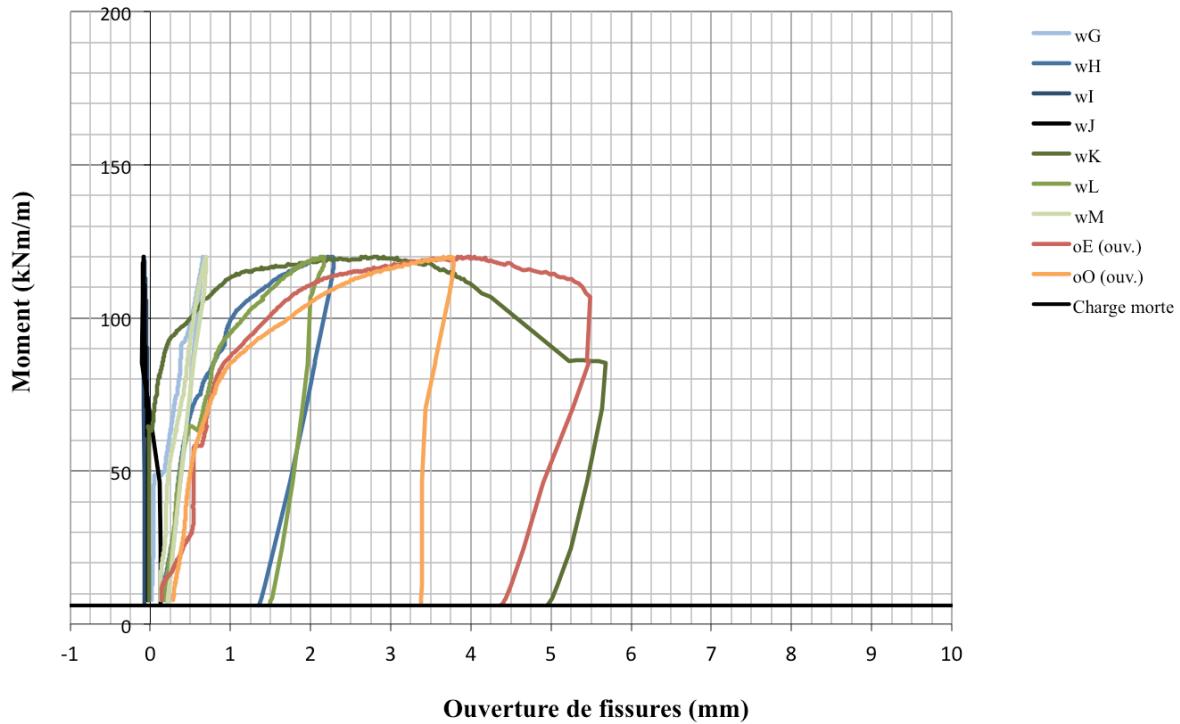


Figure G-4 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 06 (2o-D-Q-0-F)

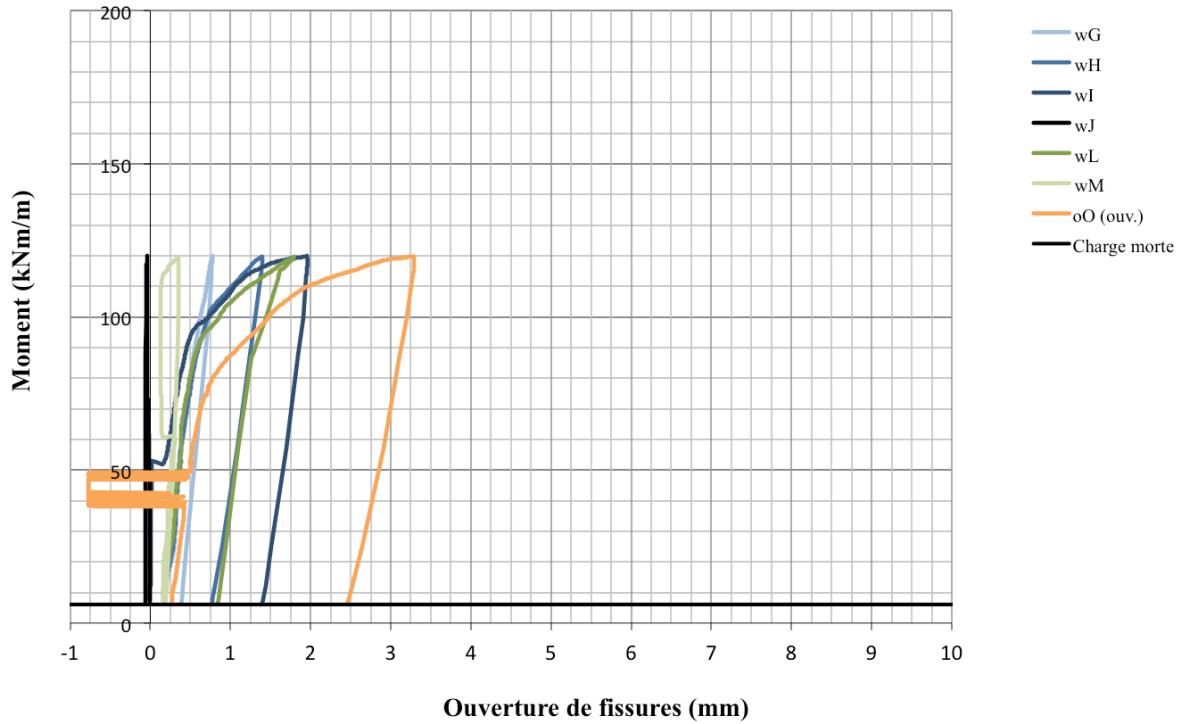


Figure G-5 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 09 (2*o-D-Q-1-F)

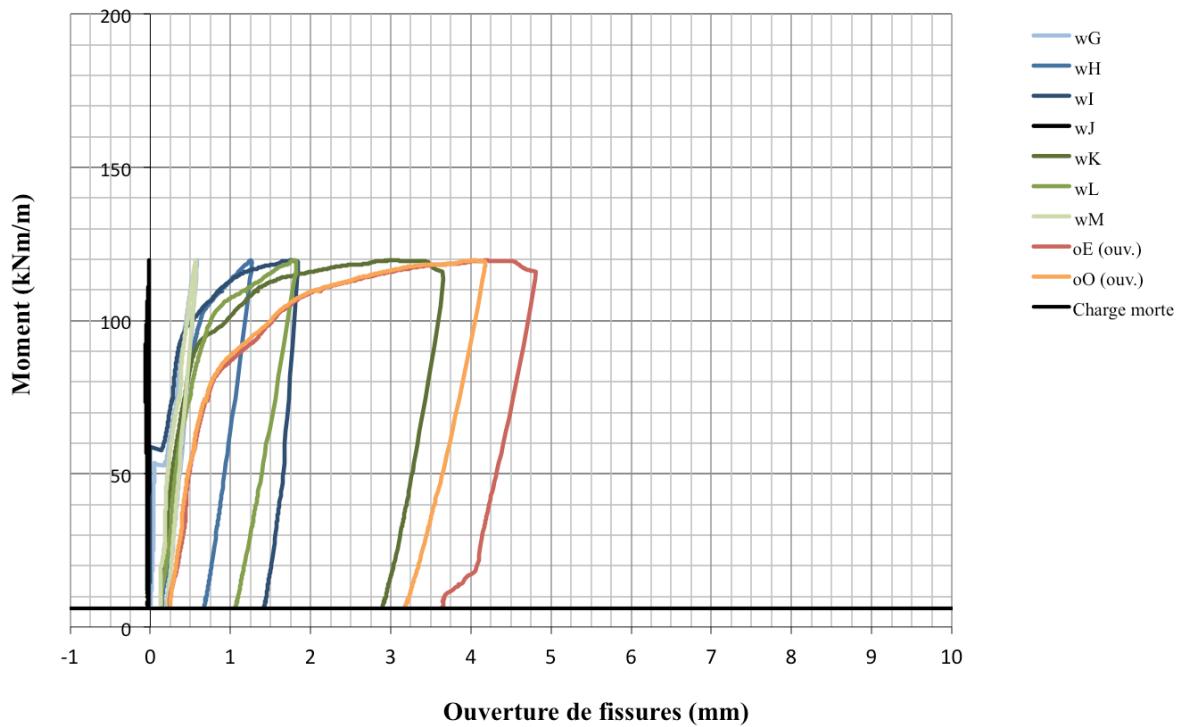


Figure G-6 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 10 (2o-D-Q-1-F)

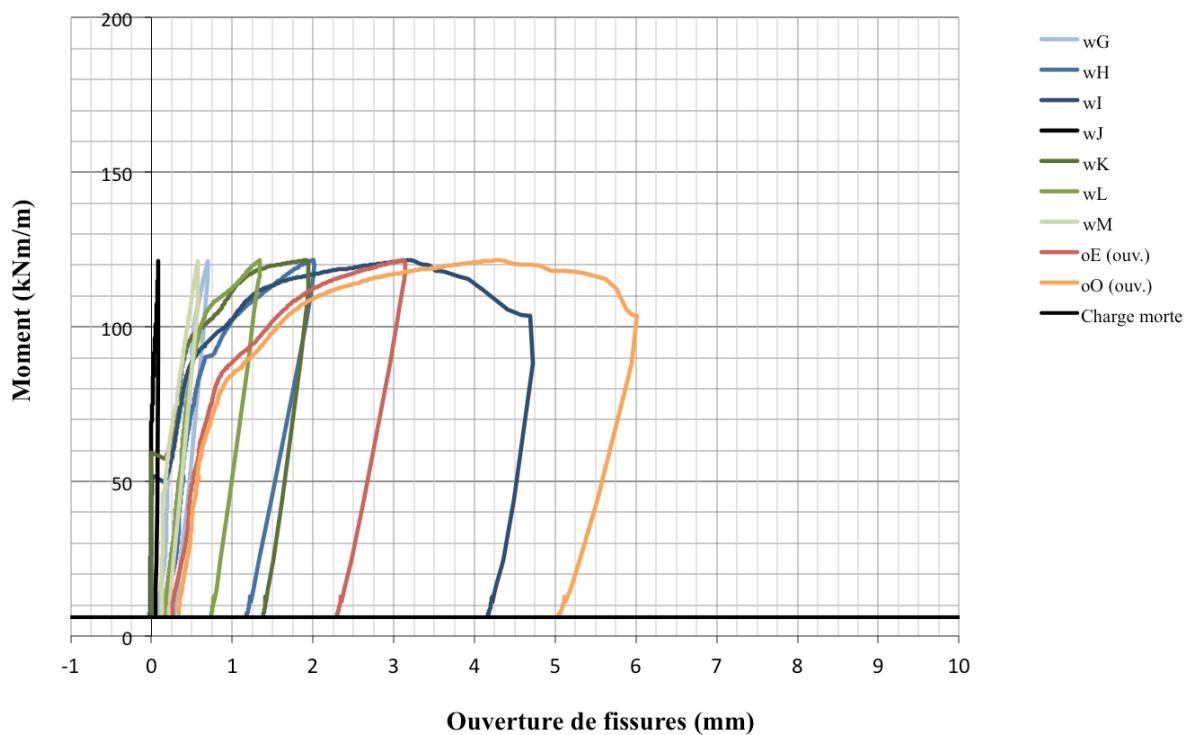


Figure G-7 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 11 (2o-D-Q-2-F)

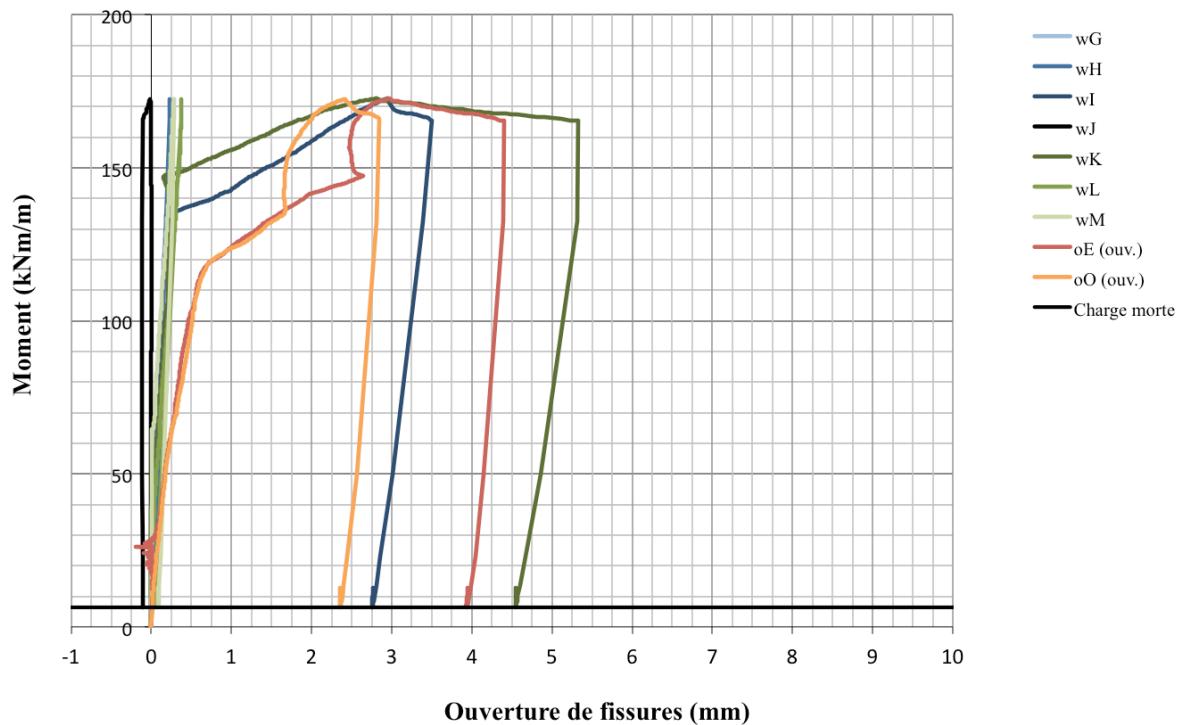


Figure G-8 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 13 (2o-U-Q-1-S)

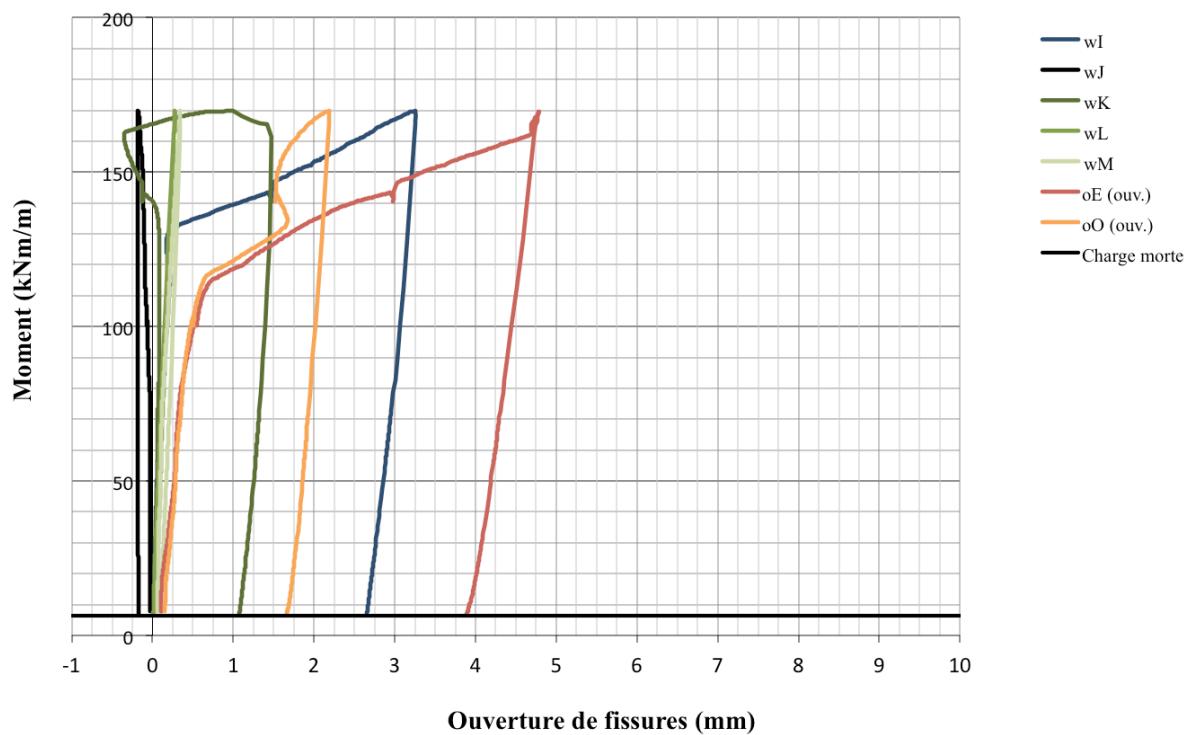


Figure G-9 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 14 (2o-U-Q-0-F)

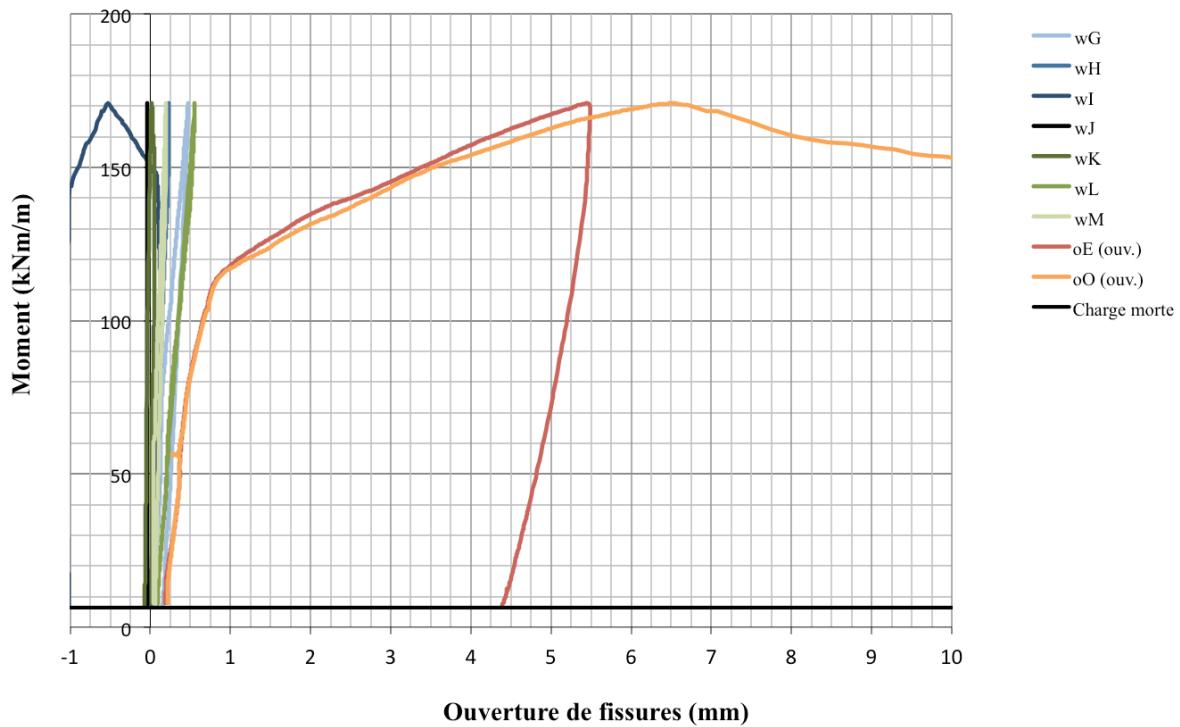


Figure G-10 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 15 (2*o-U-Q-1-F)

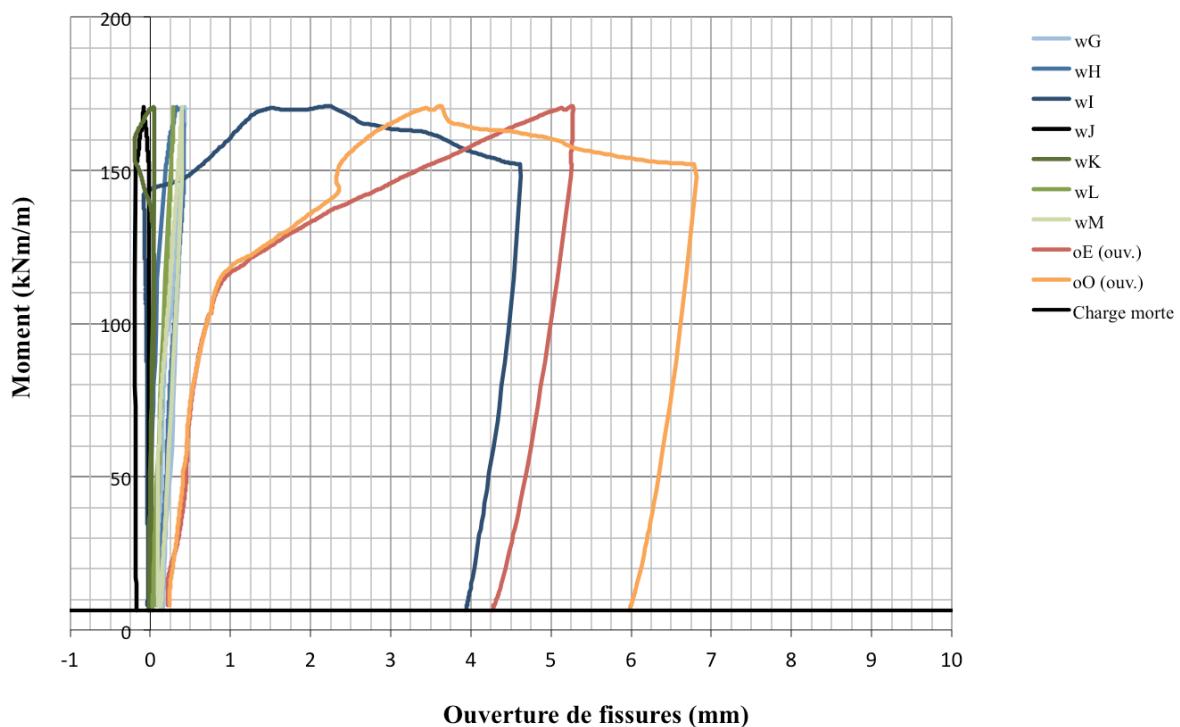


Figure G-11 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 16 (2o-U-Q-1-F)

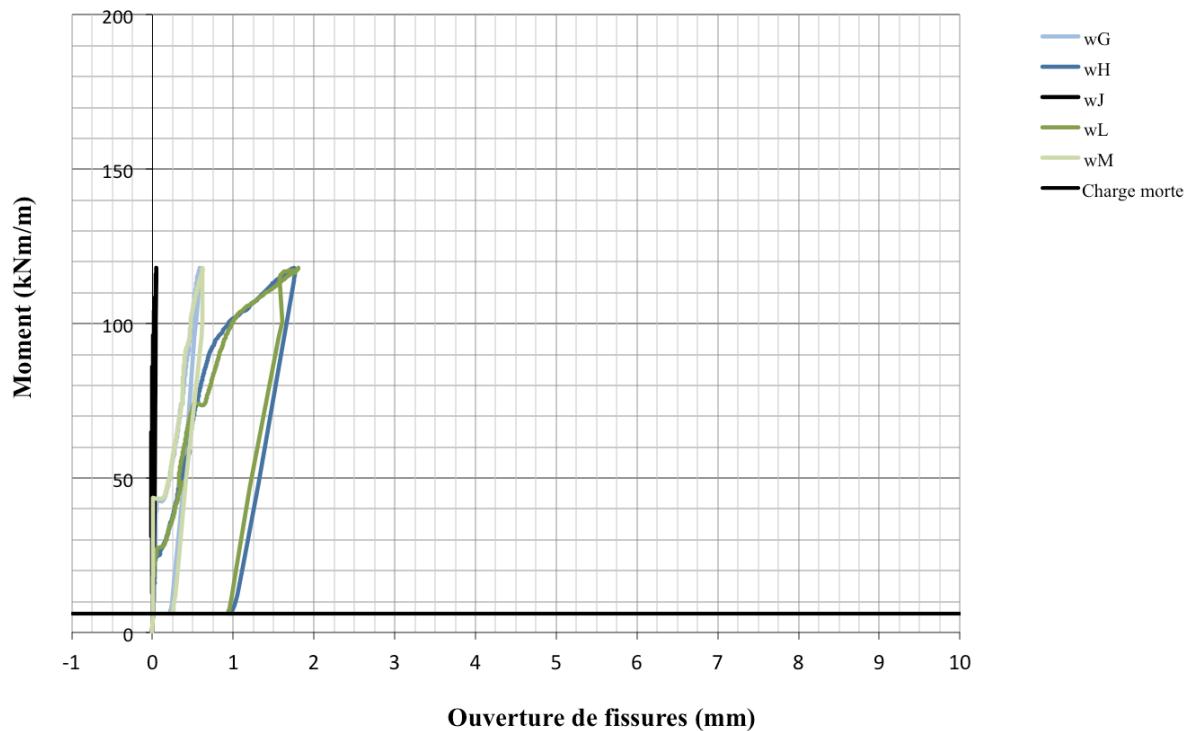


Figure G-12 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 17 (3o-D-Q-1-S)

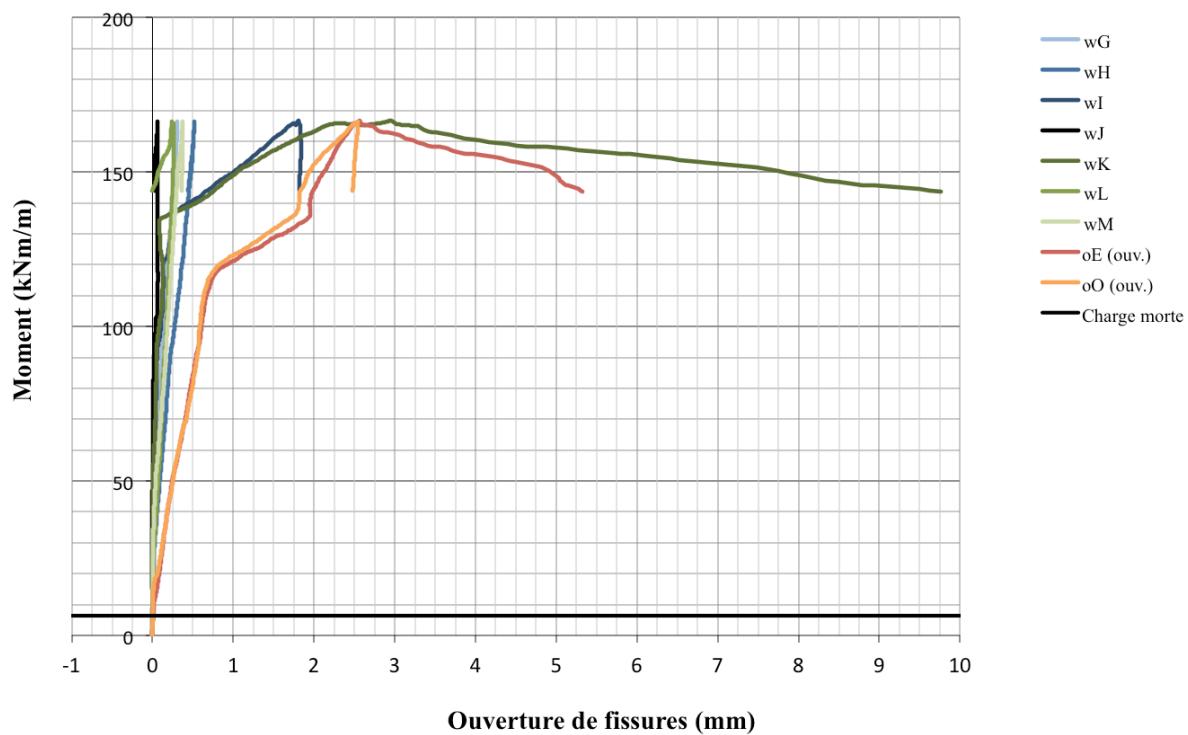


Figure G-13 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 19 (3o-U-Q-1-S)

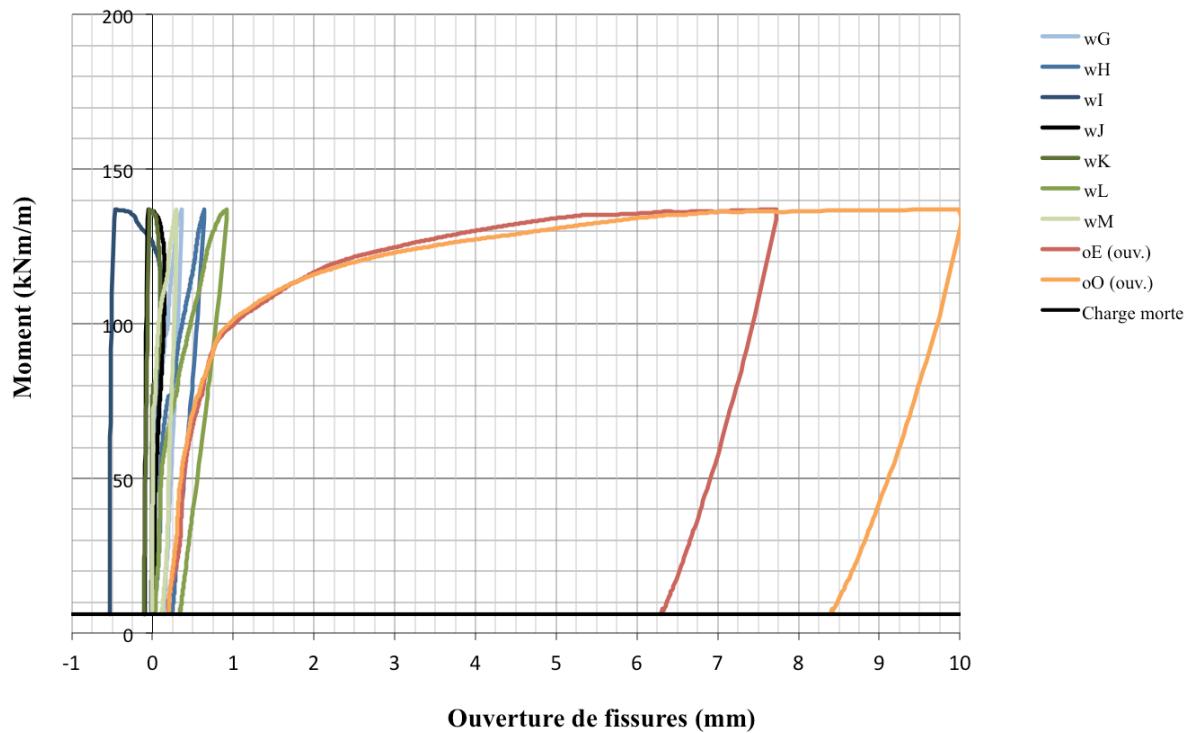


Figure G-14 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 21 (2f-D-Q-1-F)

ANNEXE H – COURBES DE DÉFORMATION DANS LE BÉTON

Note : Seule la dalle 23 (/o-D-P-0-F) a été munie de deux jauge d'extensométrie. Ces jauge ont été collées à mi-portée sur la face supérieure de la dalle, une au sud et l'autre au nord. Ces courbes ont également été décalées afin de prendre en compte la charge morte et le poids du système de chargement.

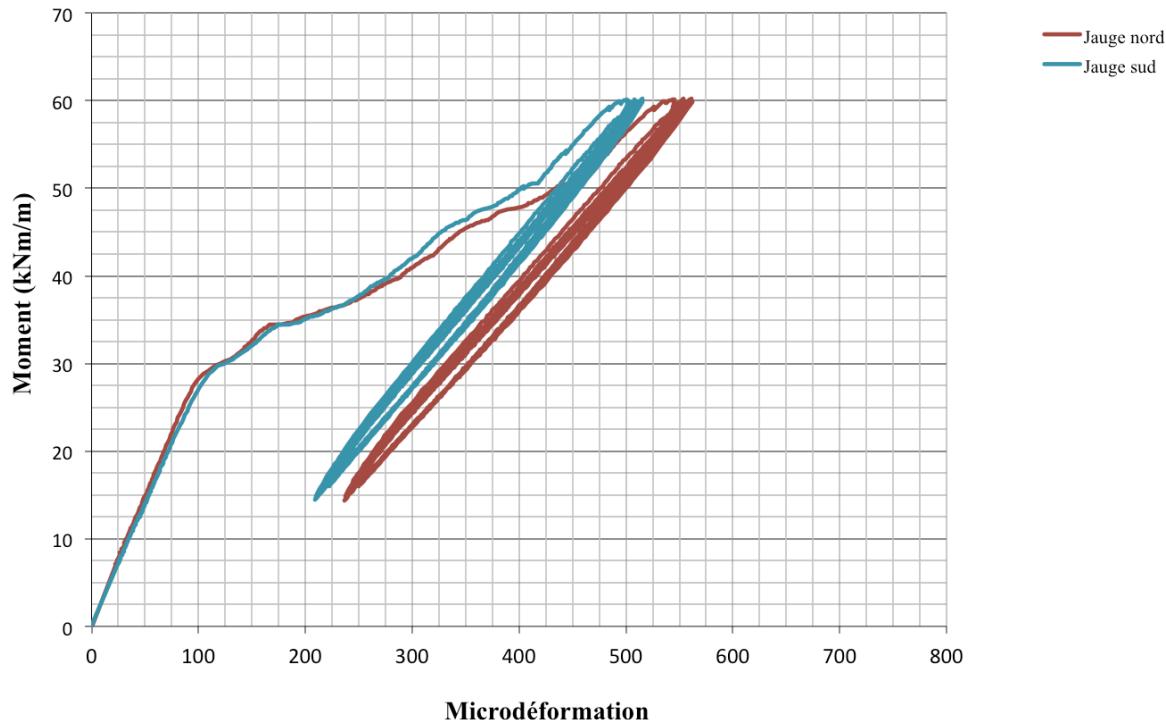


Figure H- 1 Déformation du béton lors de la pré-fissuration – Dalle 23 (/o-D-P-0-F)

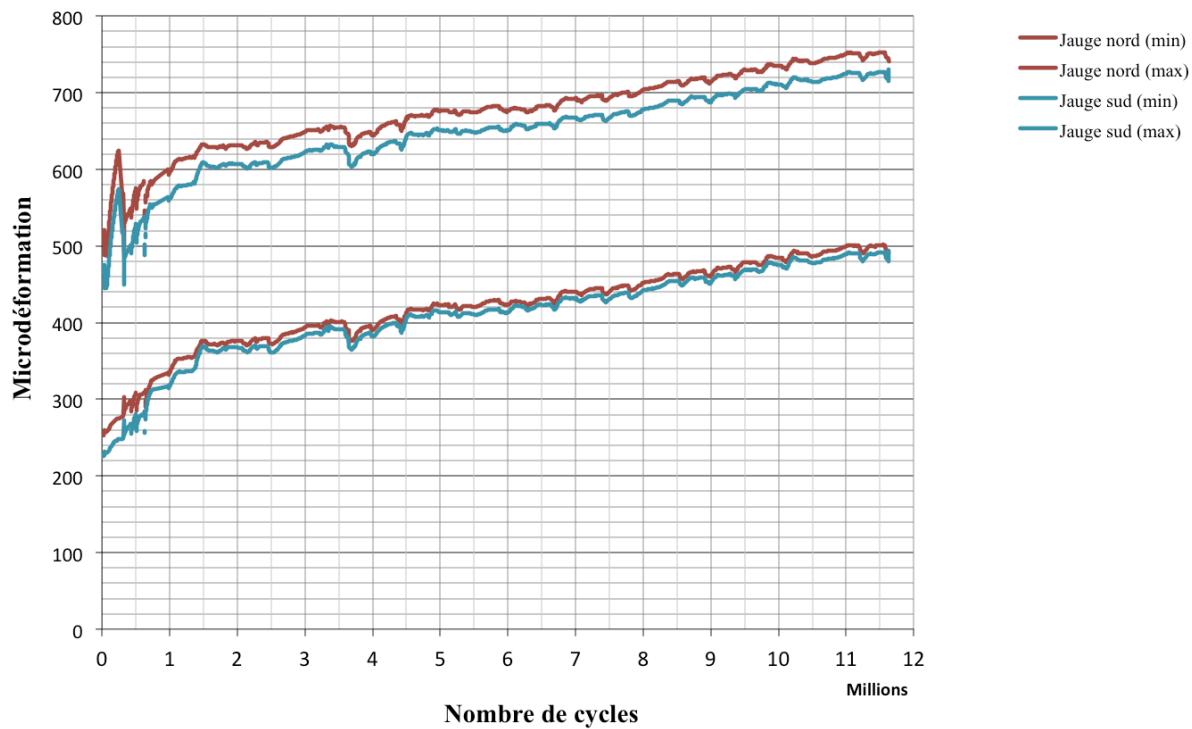


Figure H- 2 : Déformation du béton lors des cycles de fatigue – Dalle 23 (/o-D-P-0-F)

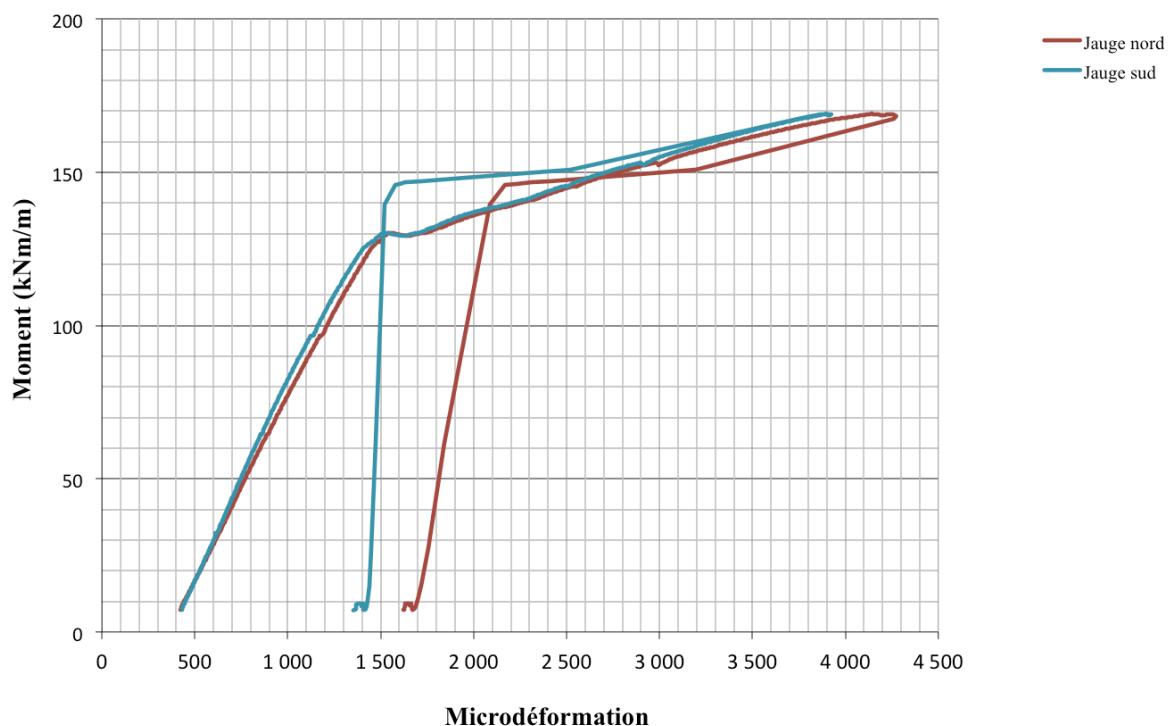


Figure H- 3 : Déformation du béton lors de la rupture – Dalle 23 (/o-D-P-0-F)

ANNEXE I - CAROTTAGE

Note : Le numéro entre crochets réfère à l'emplacement de la carotte (figure 3-24).



Flèche maximale : 50.4 mm

Figure I- 1 : Carotte – Dalle 01 (0o-D-C-3-S) – Après rupture [O]



Flèche maximale : 46.3 mm

Figure I- 2 : Carotte – Dalle 02 (0o-D-C-3-F) – Après rupture [O]



Flèche maximale : 56.5 mm

Figure I- 3 : Carotte – Dalle 03 (2o-D-Q-1-S) – Après rupture [NE]



Figure I- 4 : Carotte – Dalle 04' (2o-D-Q-0-F) – Avant rupture [SO]



Flèche maximale : 51.2 mm

Figure I- 5 : Carotte – Dalle 04' (2o-D-Q-0-F) – Après rupture [NO]



Flèche maximale : 51.8 mm

Figure I- 6 : Carotte – Dalle 06 (2o-D-Q-0-F) – Après rupture [SE]



Flèche maximale : 54.8 mm

Figure I- 7 : Carotte – Dalle 09 (2*o-D-Q-1-F) – Après rupture [SE]



Flèche maximale : 48.2 mm

Figure I- 8 : Carotte – Dalle 10 (2o-D-Q-1-F) – Après rupture [SE]



Flèche maximale : 53.7 mm

Figure I- 9 : Carotte – Dalle 11 (2o-D-Q-2-F) – Après rupture [SO]



Figure I- 10 : Carotte – Dalle 12' (2o-D-C-1-F) – Avant rupture [SO]



Flèche maximale : 54.3 mm

Figure I- 11 : Carotte – Dalle 12' (2o-D-C-1-F) – Après rupture [NO]



Flèche maximale : 49.7 mm

Figure I- 12 : Carotte – Dalle 13 (2o-U-Q-1-S) – Après rupture [NE]



Flèche maximale : 36.8 mm

Figure I- 13 : Carotte – Dalle 14 (2o-U-Q-0-F) – Après rupture [NE]



Flèche maximale : 52.5 mm

Figure I- 14 : Carotte – Dalle 15 (2*o-U-Q-1-F) – Après rupture [NO]



Flèche maximale : 52.4 mm

Figure I- 15 : Carotte – Dalle 16 (2o-U-Q-1-F) – Après rupture [SO]



Flèche maximale : 50.3 mm

Figure I- 16 : Carotte – Dalle 17 (3o-D-Q-1-S) – Après rupture [NE]



Figure I- 17 : Carotte – Dalle 18' (3o-D-Q-1-F) – Avant rupture [SO]



Flèche maximale : 41.8 mm

Figure I- 18 : Carotte – Dalle 18' (3o-D-Q-1-F) – Après rupture [NO]



Flèche maximale : 60.1 mm

Figure I- 19 : Carotte – Dalle 19 (3o-U-Q-1-S) – Après rupture [tireté SE]



Flèche maximale : 60.1 mm

Figure I- 20 : Carotte – Dalle 19 (3o-U-Q-1-S) – Après rupture [tireté NE]



Figure I- 21 : Carotte – Dalle 20' (3o-U-Q-1-F) – Avant rupture [SO]



Flèche maximale : 52.8 mm

Figure I- 22 : Carotte – Dalle 20' (3o-U-Q-1-F) – Après rupture [NO]



Flèche maximale : 52.6 mm

Figure I- 23 : Carotte – Dalle 21 (2f-D-Q-1-F) – Après rupture [SO]



Figure I- 24 : Carotte – Dalle 22' (2f-U-Q-1-F) – Avant rupture [SO]



Flèche maximale : 70.3 mm

Figure I- 25 : Carotte – Dalle 22' (2f-U-Q-1-F) – Après rupture [NO]



Flèche maximale : 46.0 mm

Figure I- 26 : Carotte – Dalle 23 (/o-D-P-0-F) – Après rupture [SE]

ANNEXE J – FACE SUD DES SPÉCIMENS APRÈS RUPTURE

Tableau F- 1 : Légende des traits pour le traçage des fissures

Phase	Charge	Couleur	Trait	
Initiale	Aucune (retrait)	Rouge	Pointillé
Pré-fissuration	Maximale	Noir	Tireté	- - - -
	60%Fy	Vert	Tireté	- - - - -
Cyclique	Maximale	Bleu	Tireté	- - - - -
		Rouge		- - - - -
Rupture	$\frac{1}{4}$ charge ultime	Bleu	Continu	_____
	$\frac{1}{2}$ charge ultime	Vert	Continu	_____
	$\frac{3}{4}$ charge ultime	Rouge	Continu	_____
	Charge ultime	Noir	Continu	_____
		Argent (D02)	Continu	_____



Figure J- 1 : Face sud – Dalle 01 (0o-D-C-3-S) – Après rupture

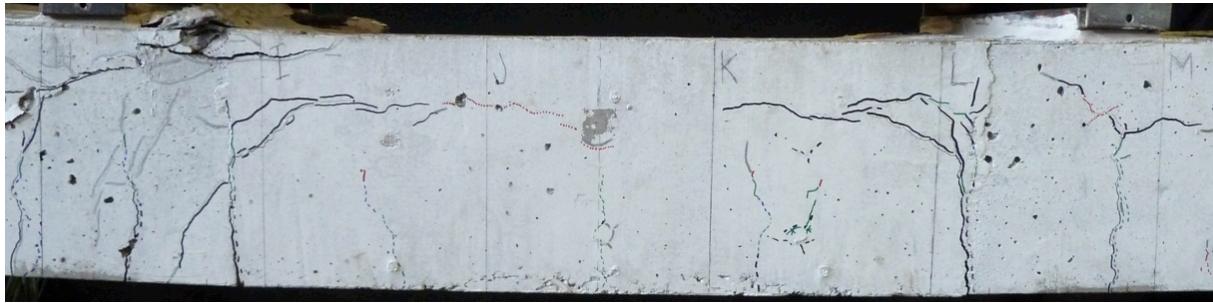


Figure J- 2 : Face sud – Dalle 02 (0o-D-C-3-F) – Après rupture



Figure J- 3 : Face sud – Dalle 03 (2o-D-Q-1-S) – Après rupture

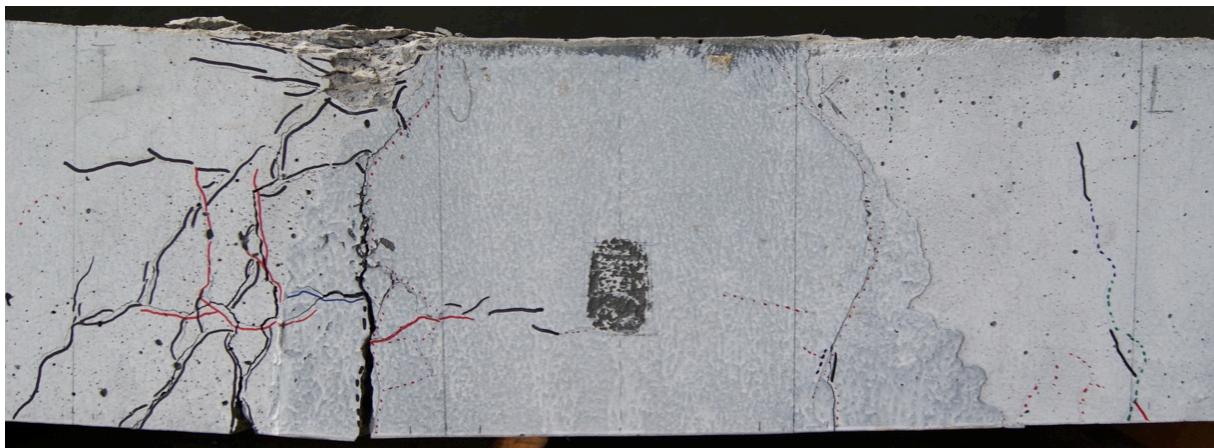


Figure J- 4 : Face sud – Dalle 04' (2o-D-Q-0-F) – Après rupture



Figure J- 5 : Face sud – Dalle 06 (2o-D-Q-0-F) – Après rupture



Figure J- 6 : Face sud – Dalle 09 (2*o-D-Q-1-F) – Après rupture

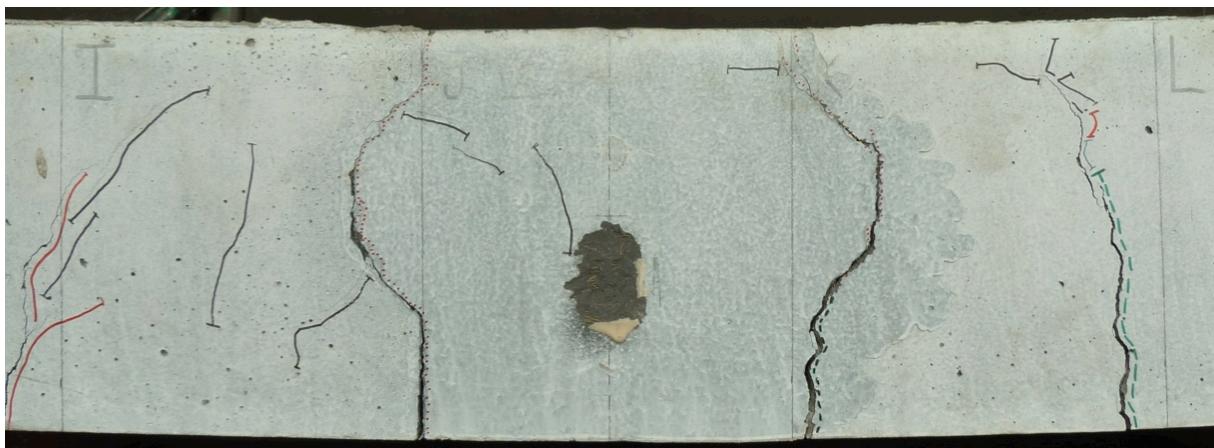


Figure J- 7 : Face sud – Dalle 10 (2o-D-Q-1-F) – Après rupture

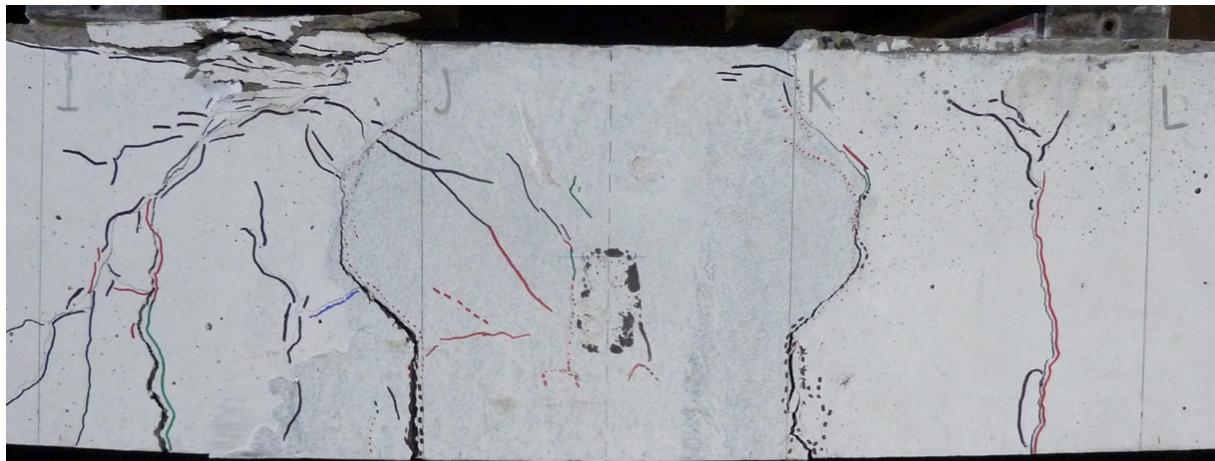


Figure J- 8 : Face sud – Dalle 11 (2o-D-Q-2-F) – Après rupture

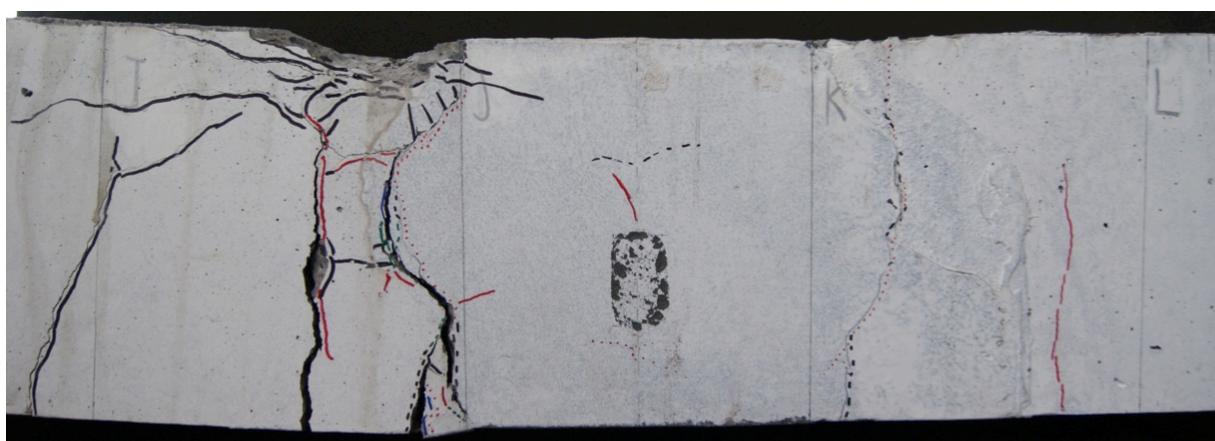


Figure J- 9 : Face sud – Dalle 12' (2o-D-C-1-F) – Après rupture



Figure J- 10 : Face sud – Dalle 13 (2o-U-Q-1-S) – Après rupture

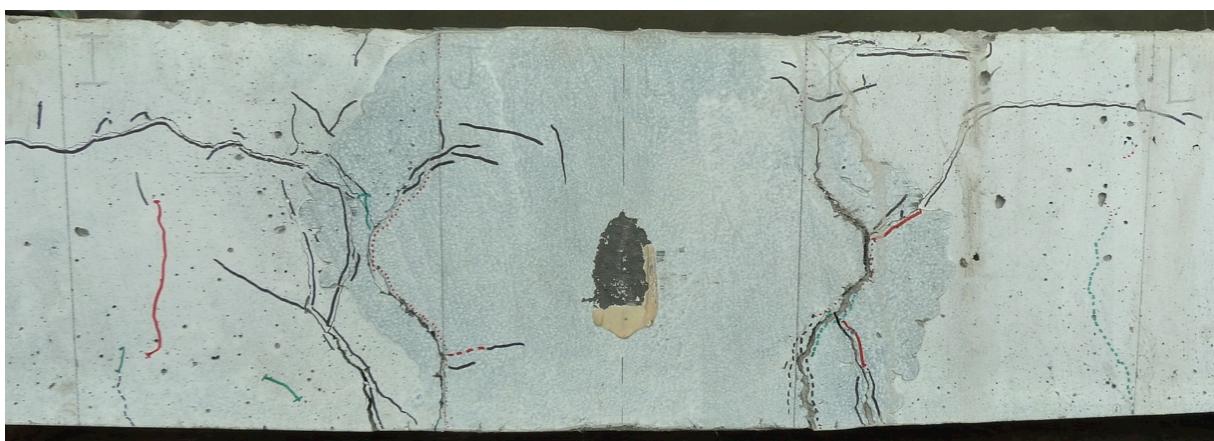


Figure J- 11 : Face sud – Dalle 14 (2o-U-Q-0-F) – Après rupture



Figure J- 12 : Face sud – Dalle 15 (2*o-U-Q-1-F) – Après rupture

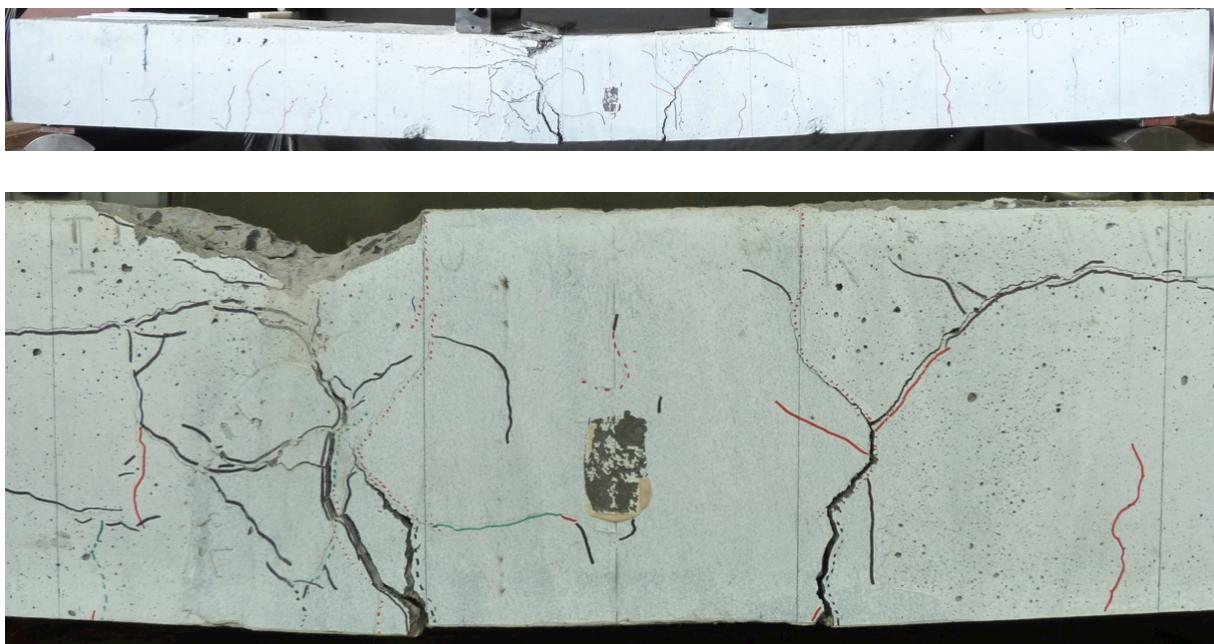


Figure J- 13 : Face sud – Dalle 16 (2o-U-Q-1-F) – Après rupture



Figure J- 14 : Face sud – Dalle 17 (3o-D-Q-1-S) – Après rupture

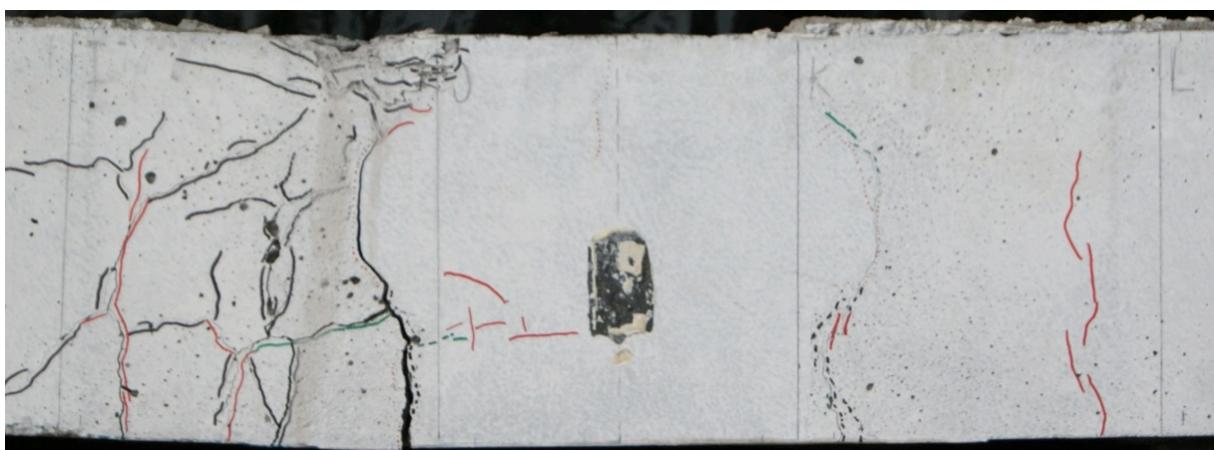


Figure J- 15 : Face sud – Dalle 18' (3o-D-Q-1-F) – Après rupture



Figure J- 16 : Face sud – Dalle 19 (3o-U-Q-1-S) – Après rupture



Figure J- 17 : Face sud – Dalle 20' (3o-U-Q-1-F) – Après rupture

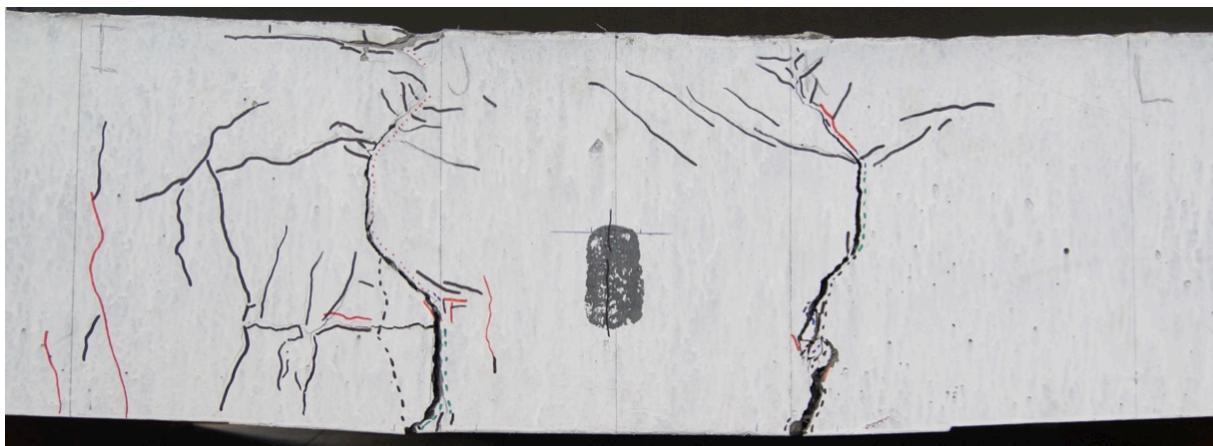


Figure J- 18 : Face sud – Dalle 21 (2f-D-Q-1-F) – Après rupture



Figure J- 19 : Face sud – Dalle 22' (2f-U-Q-1-F) – Après rupture

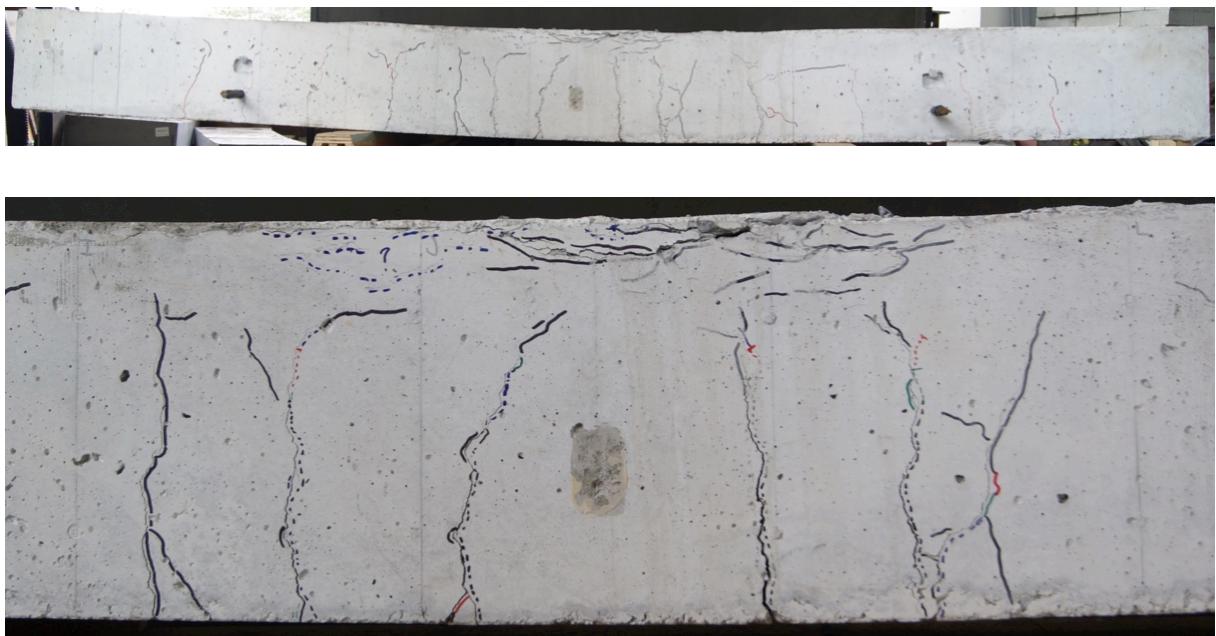


Figure J- 20 : Face sud – Dalle 23 (/o-D-P-0-F) – Après rupture

ANNEXE K – ÉQUATIONS

$$f_s = E_s E_c \cdot M \cdot d - c_{cr} I_{cr} \quad (\text{K.1})$$

où f_s : Contrainte dans les armatures

E_s : Module élastique de l'acier

E_c : Module élastique du béton

M : Moment flexionnel

d : Distance entre le centre de gravité des armatures du lit inférieur et la fibre comprimée

c_{cr} : Hauteur du bloc de compression de la section fissurée

I_{cr} : Module d'inertie de la section transversale fissurée

$$d_{\perp} - a_{\perp}/2 = 0.95d_{\perp} \quad (\text{K.2})^4$$

a_{\perp} : Hauteur du bloc de compression équivalent

⁴ L'indice suivant la variable indique le type de spécimen (T pour un joint transversal et L pour un joint longitudinal)

$$\alpha_{LT} = \frac{M_{rT}}{M_{rL}} = \frac{\phi_s \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d_T - a_T/2)}{\phi_s \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d_L - a_L/2)} \quad (\text{K.3})^5$$

$$\alpha_{LT} = \frac{d_T - a_T/2}{d_L - a_L/2}$$

$$\alpha_{LT} = \frac{0.95d_T}{0.95d_L}$$

$$\boxed{\alpha_{LT} = \frac{d_T}{d_L}}$$

où α_{LT} : Facteur de conversion du moment d'un joint longitudinal vers un joint transversal (sans A'_s)
 M_r : Moment résistant
 ϕ_s : Coefficient de tenue de l'acier d'armature
 A_s : Aire d'armature du lit inférieur
 f_y : Limite élastique de l'acier d'armature

⁵ Basé sur Massicotte (2017a)

$$\begin{aligned}
 \alpha'_{LT} &= \frac{M_{rT}}{M_{rL}} = \frac{\phi_s \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d_T - a_T/2) + \phi_s \cdot A'_s \cdot f_y \cdot (d'_T - a_T/2)}{\phi_s \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d_L - a_L/2) + \phi_s \cdot A'_s \cdot f_y \cdot (d'_L - a_L/2)} \quad (\text{K.4})^6 \\
 \alpha'_{LT} &= \frac{\phi_s \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d_T - a_T/2 + d'_T - a_T/2)}{\phi_s \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d_L - a_L/2 + d'_L - a_L/2)} \\
 \alpha'_{LT} &= \frac{(d_T + d'_T - a_T)}{(d_L + d'_L - a_L)} \\
 \alpha'_{LT} &= \frac{(d_T + d'_T - 0.1d_T)}{(d_L + d'_L - 0.1d_L)} \\
 \boxed{\alpha'_{LT} = \frac{(0.9d_T + d'_T)}{(0.9d_L + d'_L)}}
 \end{aligned}$$

où α'_{LT} : Facteur de conversion du moment d'un joint longitudinal vers un joint transversal (A'_s plastifiée en traction)
 A'_s : Aire d'armature du lit supérieur
 d' : Distance entre le centre de gravité des armatures du lit supérieur et la fibre comprimée

⁶ Basé sur Massicotte (2017a)