

Titre: Conception de piles de pont préfabriquées répondant aux exigences de performances parasismiques
Title: de performances parasismiques

Auteur: Gabriel Lewis
Author:

Date: 2021

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Lewis, G. (2021). Conception de piles de pont préfabriquées répondant aux exigences de performances parasismiques [Mémoire de maîtrise, Polytechnique Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/9965/>
Citation:

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

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/9965/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Bruno Massicotte
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

**Conception de piles de pont préfabriquées répondant aux exigences de
performances parasismiques**

GABRIEL LEWIS

Département des génies civil, géologiques et des mines

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de *Maîtrise ès sciences appliquées*

Génie civil

Décembre 2021

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Ce mémoire intitulé :

Conception de piles de pont préfabriquées répondant aux exigences de performances parasismiques

présenté par **Gabriel LEWIS**

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

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

Pierre LÉGER, président

Bruno MASSICOTTE, membre et directeur de recherche

Patrick THÉORET, membre

DÉDICACE

À Margot et Amaru

Et à Alain

Et à Chantal

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier mon directeur de recherche, Bruno Massicotte, de m'avoir donné l'opportunité de travailler sur un projet d'envergure, passionnant, innovateur, et d'avoir pris le temps de répondre à toutes mes interrogations durant ces 2 dernières années. Tous les conseils et les soirées passées à discuter m'ont permis de passer au travers de cette grande aventure.

J'aimerais aussi remercier tout le personnel du laboratoire de recherche en structure pour leur aide et leur participation lors de la phase expérimentale. La bonne humeur et la camaraderie ont fait de cette année passée au laboratoire une expérience enrichissante.

Un merci spécialement à Simon Bourget pour son aide inestimable à la construction des spécimens et aux conseils pratiques. Nos moments passés à discuter m'ont permis d'enrichir mes connaissances.

Je veux aussi remercier tous les gens qui m'ont soutenu durant ces 2 années, famille, amis et collègue. Une mention spéciale à Pablo Cano pour son aide, son soutien et sa bonne humeur.

J'aimerais remercier les entreprises Béton préfabriqué du Lac, Béton préfabriqué du Richelieu, Sika et Bekaert pour leurs précieux dons.

Finalement, pour le soutien financier durant ces 2 dernières années, je tiens à témoigner ma reconnaissance envers le Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada (CRSNG) ainsi que le Centre de recherche sur les infrastructures en béton (CRIB).

RÉSUMÉ

Dans le contexte actuel où plusieurs ponts du Québec arrivent à la fin de leur vie utile, il est nécessaire de construire de nouvelles infrastructures durables répondant aux besoins actuels et futurs. Avec une croissance de la population et une augmentation des véhicules sur nos routes, de nouvelles techniques de construction doivent être développées afin de minimiser l'impact des chantiers sur les usagers. La Construction Accélérée des Ponts (CAP) vise l'utilisation d'éléments préfabriqués et la minimisation de la pose d'armatures en chantier. Bien que cette technique soit employée depuis plusieurs décennies pour de grands ouvrages, cette méthode de construction revêt un gain important de popularité depuis le début des années 2000. Pour les régions, comme le Québec, où la conception parasismique impose des exigences visant à assurer une grande ductilité des piles, l'utilisation d'éléments préfabriqués pour les éléments de fondation comme les piles amène un défi de taille. En effet, les structures construites à l'aide de cette technique présentent des joints d'assemblage qui sont souvent les points faibles. De ce fait, il est primordial de concevoir des joints d'assemblage résistant aux séismes tout en gardant l'intégrité de la structure. L'arrivée de nouveaux matériaux innovateurs, tel le béton fibré ultra performant (BFUP), caractérisé par des propriétés mécaniques exceptionnelles en traction et en compression, a permis de réhabiliter avec succès des piles de ponts présentant de nombreuses déficiences en regard des règles de conception parasismique et à leur conférer un comportement ductile. Pour les ponts existants, le béton enrobant les armatures chevauchées à la base des piles est enlevé et substitué par un BFUP. Cette technique permet de lier les barres chevauchées dans le BFUP et élimine les ruptures par fendage des barres chevauchées. Le succès obtenu pour renforcer des piles existantes déficientes a donc été adapté à celui des ouvrages nouveaux. Dans cette optique, un programme de recherche menée à Polytechnique Montréal vise à développer des piles et des culées entièrement préfabriquées conçues pour offrir une résistance parasismique répondant aux exigences de performance actuelles pour lesquels des joints en BFUP entre les éléments préfabriqués et la semelle permet d'assurer la continuité lorsque soumise à des conditions les plus exigeantes pour la conception parasismique. L'étude présentée dans ce mémoire s'inscrit dans la continuité du développement des piles de ponts et fait suite à l'étude menée par Darveau. Les travaux présentés dans ce mémoire comportent un volet expérimental sur trois nouvelles piles

sont construites et soumises à des efforts sismiques et des analyses par éléments finis non linéaires.

Les résultats obtenus par Darveau lors de la première campagne d'essais sont d'abord présentés. Cette campagne comprend une pile de référence ainsi qu'un premier prototype d'une pile préfabriquée avec un joint en BFUP. La pile de référence construite selon l'approche traditionnelle utilisant du béton coulé en place a été conçue selon les exigences en vigueur de la norme CSA S6-14 alors que la pile préfabriquée P1 a été assemblée à l'aide d'un joint en BFUP de 300 mm de haut à la base de la colonne. Le chevauchement des armatures 25M sur une longueur de 250 mm, correspondant à $10 d_b$, s'est avéré suffisant pour que la rotule plastique et la rupture des barres chevauchées surviennent à l'extérieur du joint en BFUP. De plus, les conclusions tirées de cette première campagne sont à l'effet que la pile préfabriquée P1 présente beaucoup moins d'endommagement que la pile de référence pour un même déplacement et que la pile préfabriquée P1 présente une meilleure ductilité et une meilleure capacité à maintenir sa charge sur de grands déplacements. Néanmoins, Darveau a suggéré des pistes d'amélioration afin d'améliorer davantage le comportement des piles préfabriquées.

La partie expérimentale de ce projet comprend trois colonnes préfabriquées (P2, P3 et P4) construites en usine ayant chacune leurs caractéristiques propres. Les colonnes, de géométrie identique à celles de Darveau, ont une hauteur totale de 4350 mm, incluant une semelle de 700 mm, un fût de 3050 mm et un chevêtre de 600 mm. Le diamètre des colonnes est 610 mm avec un pourcentage d'armature longitudinal de 2% (12-25M) pour le fût alors que le joint de BFUP mesure 600 mm. Les armatures ancrées dans la semelle sont constituées de 12-25M pour le spécimen P2 et de 12-30M pour les spécimens P3 et P4, correspondant à un taux d'armature de 3%. Pour le spécimen P4, les barres de la semelle sont désolidarisées sur une longueur de 150 mm dans le joint en BFUP afin d'augmenter la longueur de la rotule plastique. Ainsi, les longueurs de chevauchement sélectionnées sont égales à 500 mm (P2 et P3) et 400 mm (P4) spécimens, correspondant à des ratios respectifs de 20, 17 et $13 d_b$. Lors des essais expérimentaux, une charge axiale constante de 1000 kN est appliquée et les piles sont soumises à un chargement cyclique latéral unidirectionnel jusqu'à la rupture.

Les résultats obtenus montrent que les trois piles répondent largement aux exigences fixées par la norme. Une rotule plastique s'est formée à la base de piles. Les trois piles ont présenté des

performances supérieures à celles de la pile de référence testée par Darveau. La pile P2 a atteint une ductilité $\mu_{\Delta} = 7\Delta_y$ et les piles P3 et P4 une ductilité $\mu_{\Delta} = 6\Delta_y$. Toutefois, les trois piles ont présenté un endommagement plus important que désiré au haut du joint initié par un écaillage de l'enrobage des barres suivi par une rupture par flambement des barres en fatigue au haut du joint. À la suite des essais expérimentaux, une méthode de conception basée sur la déformation maximale en compression du béton est proposée. En effet, en plus d'assurer une plastification des barres longitudinales dans le bas du joint où doit se former la rotule plastique, les déformations du béton en compression en haut du joint en BFUP doivent être limitées à une déformation en compression maximale de 0.004, une valeur plus exigeante que celle de 0.006 proposée par le code CSA-S6-19 qui s'est avérée inadéquate.

La pénétration de la rotule plastique dans la semelle observée expérimentalement concorde avec la valeur de $0.022f_y d_b$ recommandée dans les guides de conception. Comme observé dans les projets précédents sur le renforcement avec gainage en BFUP ou pour le spécimen P1 de Darveau, la rotule plastique pénètre peu dans le joint de BFUP, s'arrêtant au niveau du premier étrier. L'utilisation d'une gaine dans le joint en BFUP s'est avérée efficace pour accroître la longueur de la rotule plastique, constituant ainsi un moyen d'ajuster la longueur nécessaire selon la demande en déplacement de conception.

Une méthodologie de modélisation des piles à l'aide du logiciel Abaqus et de la loi constitutive de béton EPM3D a été développée. Les analyses de poussée statique non linéaires réalisées ont permis de reproduire avec un niveau de précision élevé le comportement des spécimens observé expérimentalement, en particulier pour l'enveloppe des courbes hystérétiques force-déplacement, l'écrasement du béton, le patron de plastification des barres longitudinales et la longueur des rotules plastiques. Par contre, le flambement des armatures qui survient pour de grands déplacements n'a pas été reproduit numériquement vu les limitations du modèle numérique choisi.

Enfin, le mémoire se conclut par la conception d'un spécimen circulaire et carré fait en suivant les règles de conception améliorées déduites suite au programme d'essai et des analyses non linéaires. La performance des nouveaux spécimens a été validée numériquement.

ABSTRACT

In the current context where many bridges in Quebec are reaching the end of their design life, it is necessary to build new sustainable infrastructure that meets current and future needs. With a growth in population and an increase in vehicles on our roads, new construction techniques must be developed to minimize the impact of construction activities. The Accelerated Bridge Construction (ABC) aims to use precast elements and minimize the installation of reinforcements on site. Although this technique has been used for several decades for large structures, this construction method has gained significant popularity since the early 2000s. For regions, such as Quebec, where seismic design imposes requirements to ensure high ductility for bridge piers, the use of precast elements for foundation elements such as piers is a major challenge. Indeed, structures built using this technique have connection joints that are often the weak points. Therefore, it is essential to design earthquake-resistant field joints while maintaining the integrity of the structure. The advent of new innovative materials, such as high-performance fibre-reinforced concrete (UHPC), characterised by exceptional mechanical properties in traction and compression, has made it possible to successfully rehabilitate bridge piers with many deficiencies regarding seismic design rules and to provide them with ductile behaviour. For existing bridges, the concrete cover around reinforcements at the base of the piers is removed and substituted by UHPFRC. This technique makes it possible to connect the overlapping bars in UHPFRC and eliminates splitting failure of the overlapped bars. The success achieved in reinforcing existing deficient bridge piers has therefore been adapted to new structures. A research program conducted at Polytechnique Montreal aims to develop fully precast piers and abutments designed to offer seismic resistance that meets current performance requirements. In these application UHPFRC are used in the connection between the precast elements to ensure continuity when subjected to the most demanding conditions for seismic design. The research presented in this thesis is a continuation of the development of bridge piers and follows the study conducted by Darveau. The work presented in this thesis includes an experimental component on three new columns and subjected to cyclic loading and nonlinear finite element analyses.

The results obtained by Darveau during the first test series are presented. This campaign includes a control specimen as well as a first precast column with a UHPFRC connection. The control specimen built using the conventional cast-in-place approach was designed according to the

current requirements of CSA S6-14 while the precast specimen P1 was connected using a 300 mm high UHPFRC joint at the column base. The 25M bars were lapped over a length of 250 mm, corresponding to $10 d_b$, which was sufficient for the lapped bars to reach rupture outside the UHPFRC joint. The conclusions drawn from this first test series are that precast specimen P1 presented much less damage than the control specimen for the same displacement, it showed better ductility and a better ability to maintain its load over large displacements. Nevertheless, Darveau suggested ways to improve the behavior of precast bridge piers.

The experimental part of this project includes three precast columns (P2, P3 and P4) built in a precast plant, each having its own characteristics. The columns, with geometry identical to those of Darveau, have a total height of 4350 mm, including a 700 mm deep footing, a 3050 mm high column, and a 600 mm deep cap-beam. The column diameter is 610 mm with a longitudinal reinforcement ratio of 2% (12-25M) and a 600 mm high UHPFRC joint. The bars embedded in the footing consist of 12-25M for specimen P2 and 12-30M for specimens P3 and P4, corresponding to a reinforcement ratio of 3%. For specimen P4, the footing bars are unbounded over a length of 150 mm in the UHPFRC joint to increase the length of the plastic hinged. The selected lap splice lengths are equal to 500 mm for specimens P2 and P3, and 400 mm for specimen P4, corresponding to ratios of 20, 17 and 13 d_b respectively. A constant axial load of 1000 kN is applied whereas the columns are subjected to unidirectional lateral cyclic loading until failure.

The results obtained show that the three precast specimens largely meet design code requirements. A plastic hinge formed at the base of columns. All three specimens showed superior performances than the control one tested by Darveau. Specimen P2 reached a displacement ductility level $\mu_{\Delta} = 7\Delta_y$ whereas P3 and P4 specimen ductility level $\mu_{\Delta} = 6\Delta_y$ was developed. However, all three precast columns showed more damage than desired at the top of the UHPFRC joint initiated the spalling of the column cover followed by the buckling and rupture of the reinforcing bars above the joint. Following the experimental tests, design recommendation on the maximum compressive strain of concrete is proposed. Indeed, to ensuring the development of a plastic hinge at the column base and in the footing, concrete strain in compression above the UHPFRC joint must be limited to a maximum value of 0.004, a value more severe than that of 0.006 proposed by CSA-S6-19 which proved inadequate.

The penetration of the plastic hinge into the footing observed experimentally is consistent with the value of $0.022f_{ye}d_b$ recommended in design guidelines. As observed in previous projects on column strengthening with UHPFRC cover and for Darveau's specimen P1, the plastic hinge penetrates little into the UHPFRC joint, stopping at the first stirrup. The use of a debonded length in the UHPFRC joint has proven effective in increasing the length of the plastic hinge, providing a way to adjust the length needed according to the design displacement demand.

A methodology for modeling piles using Abaqus software and the EPM3D concrete constitutive law was developed. The nonlinear static pushover analyses carried out with the finite element model made it possible to reproduce with a high level of precision the behaviour of the specimens observed experimentally, for the envelope of the hysteretic force-displacement curves, the crushing of the concrete, the yielding pattern of the longitudinal bars and the length of the plastic hinge. On the other hand, the buckling of the reinforcements that occurs for large displacements has not been reproduced numerically given the limitations of the chosen finite element model.

Finally, this thesis concludes with the design of circular and square specimens made following the improved design rules determined from the test program and nonlinear analyses. The performance of the new specimens was validated using finite element analysis.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT	VIII
TABLE DES MATIÈRES	XI
LISTE DES TABLEAUX.....	XVII
LISTE DES FIGURES.....	XIX
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XXX
1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Contexte général.....	1
1.2 Problématique.....	3
1.3 Objectifs et portée du projet de recherche.....	6
1.4 Méthodologie et organisation du mémoire.....	7
2 REVUE DE LA LITTÉRATURE.....	9
2.1 Bétons fibrés à ultra-hautes performances	9
2.1.1 Propriétés mécaniques	9
2.1.2 Durabilité.....	12
2.2 Comportement sismique d'une pile de pont.....	13
2.2.1 Aléa sismique	13
2.2.2 Ductilité	14
2.2.2.1 Principes	14
2.2.2.2 Rotule plastique.....	17

2.2.3	Modes de rupture.....	21
2.2.3.1	Détail d'armatures transversales inadéquat.....	21
2.2.3.2	Longueur d'ancrage inadéquate des barres longitudinales dans la fondation	22
2.2.3.3	Longueur de chevauchement trop petite dans l'incapacité de transférer les efforts	23
2.2.4	Critères de performance sismique	24
2.3	Type de connexions pour une construction accélérée	26
2.3.1	Méthodes existantes	26
2.4	Ancrage et chevauchement des barres d'armatures	32
2.4.1	Longueur d'ancrage et longueur de développement.....	32
2.4.2	Joint de chevauchement	34
2.4.3	Utilisation du BFUP dans un joint de chevauchement.....	36
2.4.4	Adhérence des armatures dans le BFUP	36
2.4.5	Joint de chevauchement dans le BFUP	41
2.5	Analyse numérique.....	43
2.5.1	Abaqus.....	44
2.5.2	EPM3D.....	46
2.5.2.1	Béton en compression	46
2.5.2.2	Béton en traction	49
2.5.3	RESPONSE-2000.....	51
3	CONCEPTION DES SPÉCIMENS	54
3.1	Conception initiale des premiers spécimens	54
3.1.1	Conception des piles des ponts de référence	54
3.1.1.1	Conception initiale	54

3.1.1.2	Validation à l'aide de la méthode de la « charge uniforme ».....	55
3.1.1.3	Choix final.....	62
3.1.2	Géométrie des spécimens	63
3.2	Amélioration du concept	69
3.2.1	Spécimen P2.....	69
3.2.2	Spécimens P3 & P4.....	71
3.2.3	Vérification subséquente	79
4	PROGRAMME EXPÉRIMENTAL	85
4.1	Portée des essais	85
4.2	Phase de construction	85
4.2.1	Construction des semelles	85
4.2.2	Construction des chevêtres.....	86
4.2.3	Construction du fût.....	87
4.2.4	Construction du joint de BFUP	88
4.2.5	Gainage des armatures	91
4.3	Propriétés des matériaux	92
4.3.1	Béton haute performance	92
4.3.2	Béton fibré à ultra-hautes performances	93
4.3.2.1	Résistance à la compression.....	93
4.3.2.2	Résistance à la traction.....	94
4.3.3	Acier.....	101
4.3.4	Instrumentation des spécimens.....	102
4.3.4.1	Jauges de déformation.....	103
4.3.4.2	LVDT	105

4.3.4.3	Système de mesure du déplacement relatif	107
4.3.4.4	Système de corrélation digitale d'images	107
4.3.5	Protocole d'essai	109
4.4	Résultats	110
4.4.1	Dégradation des colonnes.....	110
4.4.1.1	Spécimen P2.....	110
4.4.1.2	Spécimen P3.....	114
4.4.1.3	Spécimen P4.....	117
4.4.1.4	Sommaire	120
4.4.2	Courbes hystérétiques	121
4.4.3	Déplacements résiduels	130
4.4.4	Retour élastique.....	131
4.4.5	Analyse de la rigidité.....	133
4.4.6	Analyse de la courbure.....	135
4.4.7	Analyse des déformations en compression	140
4.4.8	Pénétration de la rotule plastique dans la semelle.....	155
4.4.9	Déformations des jauges	157
4.4.10	Flambement des armatures.....	161
4.5	Sommaire	162
5	ANALYSES PAR ÉLÉMENTS FINIS	167
5.1	Propriétés mécaniques.....	167
5.1.1	Éléments utilisés.....	167
5.1.2	Validation des lois de matériaux	169
5.1.2.1	Comportement en compression du BFUP.....	169

5.1.2.2	Comportement en traction du BFUP	170
5.1.2.3	Comportement en traction de l'acier	171
5.2	Modèle numérique.....	173
5.2.1	Définition du modèle.....	173
5.2.1.1	Modélisation de la rotule plastique dans le modèle numérique	175
5.2.2	Maillage.....	175
5.2.3	Ancrage du modèle à la dalle du laboratoire	178
5.2.4	Application des charges	178
5.3	Résultats	179
5.3.1	Enveloppe des courbes hystérétiques	179
5.3.2	Séquence d'endommagement des piles	181
5.3.2.1	Déplacement horizontal.....	181
5.3.2.2	Plastification des armatures.....	182
5.3.2.3	Flambement des armatures.....	184
5.3.2.4	Écrasement du béton	185
5.3.2.5	Fissuration du béton	190
5.4	Sommaire	192
6	AMÉLIORATION DE LA CONCEPTION DES SPÉCIMENS.....	194
6.1	Solutions proposées.....	194
6.2	Spécimen circulaire	195
6.2.1	Géométrie et modélisation	195
6.2.2	Résultats	196
6.3	Spécimen carré	202
6.3.1	Géométrie	202

6.3.2	Armatures longitudinales	202
6.3.3	Armatures transversales	206
6.3.3.1	Armature transversale dans la région de la rotule plastique.....	208
6.3.4	Modélisation du spécimen.....	208
6.3.5	Résultat de l'analyse numérique	209
7	CONCLUSION	218
7.1	Rappels des objectifs	218
7.2	Volet expérimental	218
7.3	Analyses numériques.....	220
7.4	Recommandations	221
	RÉFÉRENCES	222

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1 Indicateurs de durabilité - Condition non fissurée	12
Tableau 2-2 Résistance prévue des matériaux (Massicotte, B., 2021a)	17
Tableau 2-3 Déformations maximales en compression selon le niveau de performance sismique cible	25
Tableau 3-1 Résultat de l'analyse multimodale pour un pont régulier dans la région de Montréal (Darveau, 2018).....	55
Tableau 3-2 Déplacements pour les directions longitudinale et transversale obtenus de l'analyse SAP2000 ainsi que leur rigidité respective	58
Tableau 3-3 Période fondamentale pour les directions longitudinale et transversale	58
Tableau 3-4 Valeurs d'accélération spectrales pour un sol de type C dans la région de Montréal, période de retour de 2475 ans	59
Tableau 3-5 Comparatif des résultats obtenus dans ce mémoire et ceux par Philippe Darveau	61
Tableau 3-6 Étape de calcul de l'effort tranchant probable V_p	62
Tableau 3-7 Résumé des quatre concepts de piles préfabriquées	84
Tableau 4-1 Proportion du mélange utilisé pour le BFUP	88
Tableau 4-2 Propriétés mécaniques du béton haute performance	93
Tableau 4-3 Propriétés mécaniques du béton fibrés ultra performant	94
Tableau 4-4 Dégradation en fonction du ratio de ductilité en déplacement $\mu\Delta$	120
Tableau 4-5 Capacité en flexion en fonction du ratio de ductilité en déplacement $\mu\Delta$	130
Tableau 4-6 Ratio de déplacements résiduels	131
Tableau 4-7 Déformations maximales atteintes par le béton ordinaire en haut du joint.....	143
Tableau 4-8 Résumé de la séquence du comportement de la pile P2 et ses paramètres associés	163
Tableau 4-9 Résumé de la séquence du comportement de la pile P3 et ses paramètres associés	164

Tableau 4-10 Résumé de la séquence du comportement de la pile P4 et ses paramètres associés	165
Tableau 5-1 Éléments et matériaux utilisés dans le modèle numérique	174
Tableau 6-1 Résumé des paramètres géométriques de la pile P5	196

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 Fissures sur le pont de l'autoroute 520 tirée du Journal de Montréal (2020)	1
Figure 1-2 Construction d'une pile de pont en mode accéléré (Culmo et al., 2013).....	2
Figure 1-3 Préfabrication du pont de la Confédération (Massicotte, B. et al., 2011)	3
Figure 1-4 Piles de ponts faites de colonnes multiples circulaires (Massicotte).....	7
Figure 2-1 Action des fibres dans un BFUP lors de formation de fissures (Charron & Desmettre, 2015).....	9
Figure 2-2 Comportement en traction directe pour le BFUP (Massicotte, B., 2021b)	10
Figure 2-3 Effet de l'orientation des fibres sur la relation force-glissement (Roy et al., 2017).....	11
Figure 2-4 Accélération spectrale pour des structures possédant des périodes de 0.05 s (Canada, 2021).....	13
Figure 2-5 Spectres d'accélération pour un sol de classe C – CNBC 2015 (Massicotte 2021).....	14
Figure 2-6 Comportement hystérétique de deux colonnes soumises à des efforts cycliques (Chail et al., 1991).....	15
Figure 2-7 Comportement typique d'une colonne de pont ductile et position de la rotule plastique (Massicotte, B., 2021a)	16
Figure 2-8 Paramètres associés à la rotule plastique (Massicotte, B., 2021a)	18
Figure 2-9 Courbe typique moment-courbure d'une colonne de pont (Massicotte, B., 2021a)	19
Figure 2-10 Longueur de la rotule plastique en fonction du diamètre des barres (Dagenais, M.-A. et al., 2018).....	20
Figure 2-11 Modes de rupture associés au manque d'armatures transversales (Swanson, 2011) et (Alim et al., 2015)	22
Figure 2-12 Rupture par arrachement (Priestley et al., 1996).....	23
Figure 2-13 Rupture du joint de chevauchement, séisme de Loma Prieta 1989 (Priestley et al., 1996).....	24

Figure 2-14 Endroits où peuvent se retrouver les connexions pour éléments préfabriqués, tiré de (Marsh, 2011)	26
Figure 2-15 Connexion de type « barres couplées »	27
Figure 2-16 Connexion de type « barres prolongées et ancrées »	28
Figure 2-17 Connexion de type « éléments jointés »	29
Figure 2-18 Connexion de type « éléments emboîtés »	30
Figure 2-19 Colonne testée à l'université de Berkeley (Nguyen et al., 2017)	31
Figure 2-20 Représentation de la longueur de développement d'une barre d'armature en traction directe	32
Figure 2-21 Test d'arrachement d'une barre d'armature au sein d'un bloc de béton (Cairns, 2015)	33
Figure 2-22 Test de longueur de développement d'une barre d'armature (Cairns, 2015)	34
Figure 2-23 Chevauchement de barres d'armatures avec et sans contact	34
Figure 2-24 Principe de transmission des efforts entre une 2 barres d'armatures chevauchées (Hamad & Mansour, 1996)	35
Figure 2-25 Montage expérimental utilisé pour des tests d'arrachement sur des barres d'armatures dans du BFUP, tiré de Yuan et Graybeal	37
Figure 2-26 Position du vérin par rapport au banc d'essais lors du test d'arrachement, tiré de Yuan et Graybeal	37
Figure 2-27 Contraintes dans les barres en fonction de la longueur d'ancrage et de différents paramètres (Yuan & Graybeal, 2015)	38
Figure 2-28 Propriétés géométriques de la configuration des barres et espacement maximal à respecter pour un effet de groupe (Yuan & Graybeal, 2015)	39
Figure 2-29 Recommandation de Yuan et Graybeal à la suite des essais d'arrachement, 2015	39
Figure 2-30 Configuration du joint en BFUP	40

Figure 2-31 Configuration du tablier testé et instrumentation	40
Figure 2-32 Essais de flexions 4 points sur des poutres avec zone de moment constant (Dagenais, M.-A. & Massicotte, 2015)	41
Figure 2-33 Technique de réhabilitation par remplacement du béton ordinaire par du BFUP dans la zone de chevauchement des armatures, tiré de (Dagenais, M.-A. et al., 2018).....	42
Figure 2-34 Courbes hystérésis des 2 colonnes testées dans le cadre du projet de Boucher-Proulx	43
Figure 2-35 Analyse dans le domaine Implicite (Standard) vs Explicite (Ben Ftima, 2018)	46
Figure 2-36 Concept de l'endommagement du béton en compression (Massicotte, B. & Ben Ftima, 2017)	47
Figure 2-37 Comportement post-pic en compression du béton (Massicotte, B. & Ben Ftima, 2017).....	48
Figure 2-38 Analyses de compression triaxiale avec différents niveaux de confinement, avec l'enveloppe de rupture de Willam et Warnke (1975) (Aubré, 2014).....	49
Figure 2-39 Comportement en traction du béton non armé et armé	50
Figure 2-40 Comportement en traction du béton fibré (Lagier, F., 2015)	50
Figure 2-41 Matériaux non-linéaire utilisé par le logiciel <i>Reponse2000</i>	51
Figure 2-42 Effet P-Delta (Belleri, Andrea et al., 2014).....	51
Figure 2-43 Différents paramètres de <i>Response2000</i>	53
Figure 3-1 Modélisation du pont dans <i>SAP2000</i>	56
Figure 3-2 Propriétés attribuées aux différentes membrures composant le pont	56
Figure 3-3 Déformée des colonnes pour les directions longitudinale et transversale à la suite de l'application de la charge p_o	57
Figure 3-4 Dimension du spécimen de référence (Darveau, 2018).....	63
Figure 3-5 Dimension du spécimen préfabriqué P1 (Darveau, 2018).....	64

Figure 3-6 Arrangement des armatures	66
Figure 3-7 Courbe hystérétique force-déplacement des deux colonnes.....	67
Figure 3-8 Dégradation à la base des colonnes à un déplacement de $\mu_{\Delta} = 3$ (± 100 mm)	67
Figure 3-9 Dégradation à la base des colonnes à un déplacement de $\mu_{\Delta} = 7$ (dernier cycle).....	68
Figure 3-10 Coupe transversale et longitudinale de la pile P2.....	70
Figure 3-11 Détail du joint de chevauchement du spécimen P2	71
Figure 3-12 Disposition des barres d'armatures des piles P3 et P4.....	72
Figure 3-13 Coupe transversale et longitudinale des piles P3 et P4	73
Figure 3-14 Détail du joint de chevauchement du spécimen P3	74
Figure 3-15 Détail du joint de chevauchement du spécimen P4	75
Figure 3-16 Vue en plan de la semelle pour la pile P2	76
Figure 3-17 Vue en plan de la semelle pour les piles P3 et P4	76
Figure 3-18 Vue en élévation de la semelle pour la pile P2.....	77
Figure 3-19 Vue en élévation pour la semelle des piles P3 et P4	77
Figure 3-20 Vue en plan du chevêtre des piles P2, P3 et P4.....	78
Figure 3-21 Vue en élévation du chevêtre des piles P2, P3 et P4	78
Figure 3-22 Coupe de section à la base des colonnes P2 et P3 dans Response-2000	79
Figure 3-23 Courbe moment-courbure de la pile P2 obtenu de Response-2000	80
Figure 3-24 Courbe moment-courbure de la pile P3 obtenu de Response-2000	80
Figure 3-25 Courbe moment-courbure de la section au haut du joint obtenu de Response-2000	81
Figure 3-26 État de contrainte du béton au haut du joint pour un effort de flexion de 800 kN-m obtenu de Response-2000.....	81
Figure 3-27 Section de la nouvelle section à 16 barres et la réponse moment-courbure obtenu à l'aide de Response-2000	82

Figure 3-28 État de contrainte du béton au haut du joint pour un effort de flexion de 800 kN-m, pour la nouvelle section à 16 barres de Response-2000.....	83
Figure 4-1 Cage d'armatures de la semelle P4	86
Figure 4-2 Cage d'armature du chevêtre	87
Figure 4-3 Coulée du chevêtre	87
Figure 4-4 Coffrage du fût lors de la coulée des colonnes.....	88
Figure 4-5 Montage du gabarit pour tenir les barres en place.....	88
Figure 4-6 Joint des trois spécimens avant la coulée de BFUP	89
Figure 4-7 Montage des portes fabriquées pour la coulée de BFUP dans le joint	90
Figure 4-8 Cure humide de 7 jours, spécimen P2	91
Figure 4-9 Joint BFUP après mûrissement, spécimen P2	91
Figure 4-10 Emplacement et installation des gaines de 150 mm.....	92
Figure 4-11 Dimensions de l'os utilisée pour caractériser le BFUP en traction directe.....	94
Figure 4-12 Essai de traction directe sur os	95
Figure 4-13 Courbes contrainte-déformation des os	96
Figure 4-14 Courbes contrainte-ouverture de fissure des os	97
Figure 4-15 Fissure d'un tirant à la suite d'un essai de traction direct	98
Figure 4-16 Courbes contraintes-déformations des tirants	99
Figure 4-17 Courbes contraintes-ouverture de fissures des tirants	99
Figure 4-18 Moyenne des essais de traction directe pour les os et les tirants, contrainte-déformation	100
Figure 4-19 Moyenne des essais de traction directe pour les os et les tirants, ouverture de fissure	101
Figure 4-20 Courbes contraintes-déformations des barres d'armatures 25M.....	102

Figure 4-21 Moyenne des courbes contraintes-déformations des barres d'armatures 30M	102
Figure 4-22 Plan des jauges sur les armatures longitudinales.....	104
Figure 4-23 Emplacement des LVDT pour le calcul de la courbure des colonnes	106
Figure 4-24 Système de potentiomètres à corde installé sur la semelle.....	107
Figure 4-25 Règle d'installation d'une paire de caméras pour le système "DIC"	108
Figure 4-26 Exemple de mouchetis sur le spécimen P4 pour le système de "DIC"	109
Figure 4-27 Protocole de chargement pour les trois essais	109
Figure 4-28 Premiers cycles de la colonne P2 à $1\Delta_y$ et $1.5\Delta_y$	111
Figure 4-29 Fissuration de la colonne P2 à $2\Delta_y$ et $2.5\Delta_y$	111
Figure 4-30 Fissuration de la colonne P2 à $3\Delta_y$ et $3.5\Delta_y$	112
Figure 4-31 Fissuration de la colonne P2 à $4\Delta_y$ et $5\Delta_y$	112
Figure 4-32 Dégradation de la colonne P2 respectivement à l'est et à l'ouest à $5\Delta_y$	113
Figure 4-33 Dégradation de la colonne P2 à $6\Delta_y$	113
Figure 4-34 Dégradation de la colonne P2 à $7\Delta_y$	114
Figure 4-35 État final de la colonne P2 en haut du joint après avoir enlevé les morceaux de béton et rupture d'une barre d'armature	114
Figure 4-36 Premiers cycles de la colonne P3 à $1\Delta_y$ et $2\Delta_y$	115
Figure 4-37 Ouverture du joint froid de la colonne P3 à $3\Delta_y$	116
Figure 4-38 Dégradation de la colonne P3 à $3\Delta_y$ et $4\Delta_y$	116
Figure 4-39 Dégradation de la colonne P3 à $5\Delta_y$ et $6\Delta_y$	117
Figure 4-40 Premiers cycles de la colonne P4 à $1.5\Delta_y$ et $2\Delta_y$	118
Figure 4-41 Dégradation de la colonne P4 à $2.5\Delta_y$ et $3\Delta_y$	118
Figure 4-42 Dégradation de la colonne P4 à $3.5\Delta_y$ et $4\Delta_y$	119
Figure 4-43 Dégradation de la colonne P4 à $5\Delta_y$ et $6\Delta_y$	119

Figure 4-44 Courbe force-déplacement de la pile P2.....	122
Figure 4-45 Courbe moment-déplacement de la pile de référence et P2	124
Figure 4-46 Courbe force-déplacement de la pile P3.....	125
Figure 4-47 Courbe force-déplacement de la pile P4.....	125
Figure 4-48 Courbe force-déplacement des piles P3 et P4	126
Figure 4-49 Courbe moment-déplacement de la pile de référence et P4	127
Figure 4-50 Courbe moment-déplacement de la pile P2 vs P4	128
Figure 4-51 Énergie dissipée selon chaque cycle pour la pile de référence et P1, P2, P3 et P4..	129
Figure 4-52 Schématisation du calcul du retour élastique, pour la pile P2	132
Figure 4-53 Retour élastique en fonction du ratio de déplacement μ_{Ay}	133
Figure 4-54 Dégradation de la rigidité effective	135
Figure 4-55 Concept de courbure le long d'une colonne (Pokhrel & Bandelt, 2019).....	136
Figure 4-56 Courbure de la pile P2	137
Figure 4-57 Courbure de la pile P3	138
Figure 4-58 Courbure de la pile P4	139
Figure 4-59 Déformations du béton en compression de la pile P2 le long de la colonne pour différents cycles.....	141
Figure 4-60 Déformations du béton en compression de la pile P3 le long de la colonne pour différents cycles.....	141
Figure 4-61 Déformations du béton en compression de la pile P4 le long de la colonne pour différents cycles.....	142
Figure 4-62 Position des extensomètres fictifs du système optique par rapport aux LVDT réels	144
Figure 4-63 Déformations du béton en compression de la pile P2 le long de la colonne pour différents cycles, mesurés à l'aide des LVDT et du système optique.....	145

Figure 4-64 Déformations du béton en compression de la pile P4 le long de la colonne pour différents cycles, mesurés à l'aide des LVDT et du système optique.....	146
Figure 4-65 Déformations du béton en compression mesurée à l'aide du système optique pour la pile P2, pour des déplacements de $\Delta = 30$ mm et $\Delta = 60$ mm	148
Figure 4-66 Déformations du béton en compression mesurée à l'aide du système optique pour la pile P2, pour des déplacements de $\Delta = 75$ mm et $\Delta = 90$ mm	149
Figure 4-67 Déformations du béton en compression mesurée à l'aide du système optique pour la pile P2, pour des déplacements de $\Delta = 105$ mm et $\Delta = 120$ mm	150
Figure 4-68 Déformations du béton en compression mesurée à l'aide du système optique pour la pile P4, pour des déplacements de $\Delta = 30$ mm et $\Delta = 60$ mm	151
Figure 4-69 Déformations du béton en compression mesurée à l'aide du système optique pour la pile P4, pour des déplacements de $\Delta = 75$ mm et $\Delta = 90$ mm	152
Figure 4-70 Déplacements de conception pour les régions de Montréal, La Malbaie et Vancouver	154
Figure 4-71 État de dégradation de la pile de référence ainsi que de la pile P2	155
Figure 4-72 Soulèvement de la pile P2	156
Figure 4-73 Soulèvement de la pile P3	156
Figure 4-74 Soulèvement de la pile P4	157
Figure 4-75 Jauges de déformations pour la pile P2, EST	158
Figure 4-76 Jauges de déformations pour la pile P2, OUEST	158
Figure 4-77 Déformation maximale des jauges P2, EST	158
Figure 4-78 Déformation maximale des jauges P2, OUEST	158
Figure 4-79 Jauges de déformations pour la pile P3, EST	159
Figure 4-80 Jauges de déformations pour la pile P3, OUEST	159
Figure 4-81 Jauges de déformations pour la pile P4, EST	159

Figure 4-82 Jauges de déformations pour la pile P4, OUEST	159
Figure 4-83 Déformation maximale des jauges P3, EST	160
Figure 4-84 Déformation maximale des jauges P3, OUEST	160
Figure 4-85 Déformation maximale des jauges P4, EST	160
Figure 4-86 Déformation maximale des jauges P4, OUEST	160
Figure 5-1 Élément C3D8R utilisé dans les analyses	168
Figure 5-2 Illustration du problème de type « <i>hourglass</i> »	168
Figure 5-3 Cube utilisé pour valider les lois de matériaux	169
Figure 5-4 Comportement en compression uniaxial du béton selon la loi de matériau EPM3D	170
Figure 5-5 Comportement pré-pic du BFUP en traction	171
Figure 5-6 Comportement post-pic du BFUP en traction	171
Figure 5-7 Courbe contraintes déformations pour les déformations nominales et vraies	172
Figure 5-8 Courbe contraintes-déformations de l'acier obtenu de l'analyse numérique dans Abaqus	172
Figure 5-9 Géométrie de la colonne ainsi que la cage d'armature	173
Figure 5-10 Relation contrainte-déformation pour un béton avec et sans raidissement en traction, calculé à l'aide d'EPM3D sur un cube de 25 mm (Darveau, 2018)	175
Figure 5-11 Maillage global	176
Figure 5-12 Variation du maillage	177
Figure 5-13 Plaque rigide et système d'ancrage pour modèle numérique	178
Figure 5-14 Enveloppe de la courbe force-déplacement, pile P2	180
Figure 5-15 Enveloppe de la courbe force-déplacement, pile P3	180
Figure 5-16 Enveloppe de la courbe force-déplacement, pile P4	181
Figure 5-17 Déformée des colonnes à $\Delta = 180$ mm ($\mu_{\Delta} = 6.0$)	182

Figure 5-18 Patron de plastification des aciers d'armatures à $\Delta = 75$ mm ($\mu_{\Delta} = 2.5$)	183
Figure 5-19 Patron de plastification des aciers d'armatures à $\Delta = 180$ mm ($\mu_{\Delta} = 6.0$)	183
Figure 5-20 Écrasement du béton en compression lorsque le moment maximal est atteint	185
Figure 5-21 Écrasement du béton en compression à $\Delta = 180$ mm ($\mu_{\Delta} = 6.0$)	186
Figure 5-22 Écrasement du béton, pile P2 à $\Delta = 180$ mm ($\mu_{\Delta} = 6.0$)	187
Figure 5-23 Écrasement du béton, pile P3 à $\Delta = 180$ mm ($\mu_{\Delta} = 6.0$)	188
Figure 5-24 Écrasement du béton, pile P4 à $\Delta = 180$ mm ($\mu_{\Delta} = 6.0$)	188
Figure 5-25 Déplacement correspondant à l'atteinte d'une déformation de l'ordre de 0.004ε en compression.....	189
Figure 5-26 État de contrainte du béton en traction à $\Delta = 180$ mm ($\mu_{\Delta} = 6.0$).....	191
Figure 5-27 Patron de fissuration des colonnes à $\Delta = 180$ mm ($\mu_{\Delta} = 6.0$)	192
Figure 6-1 Enveloppe de la courbe force-déplacement de la pile P5.....	197
Figure 6-2 Enveloppe de la courbe moment-déplacement de la pile P5	197
Figure 6-3 Écrasement du béton pour un déplacement de 75 mm ($\mu_{\Delta} = 2.5$) et 180 mm ($\mu_{\Delta} = 2.5$)	198
Figure 6-4 Contraintes dans le béton dépassant 60 MPa	199
Figure 6-5 Déformation en compression dans le béton sous la limite de 0.004 et 0.006, pour un déplacement de 180 mm.....	200
Figure 6-6 Patron de plastification, état de contrainte du béton en traction ainsi que l'ouverture de fissure pour la pile P5	201
Figure 6-7 Modélisation des armatures de la pile carrée ancrées dans la semelle	203
Figure 6-8 Courbe moment-courbure obtenue à l'aide du logiciel « <i>Response2000</i> ».....	203
Figure 6-9 Modélisation du haut du joint, à l'interaction entre BFUP et BO.....	204
Figure 6-10 Réponse moment-courbure et état de contrainte dans le béton au haut du joint obtenus avec Response-2000	205

Figure 6-11 Disposition des barres d'armatures longitudinales dans le joint en BFUP	206
Figure 6-12 Disposition de l'armature transversale au haut du joint de BFUP	207
Figure 6-13 Modèle numérique de la pile carrée	209
Figure 6-14 Enveloppe force-déplacement de la pile obtenue de l'analyse numérique	210
Figure 6-15 Enveloppe de la courbe moment-déplacement pour la pile préfabriquée carrée.....	211
Figure 6-16 Déformée de la pile carrée.....	212
Figure 6-17 Contrainte de compression dans le béton ayant dépassé 60 MPa	213
Figure 6-18 Patron de plastification des barres d'armatures dans la colonne préfabriquée carrée pour un déplacement de 180 mm ($\mu_{\Delta} = 6.0$).....	214
Figure 6-19 État de contraintes du béton en traction	215
Figure 6-20 Ouverture de fissures dans la colonne	216
Figure 7-1 État de dégradation de la pile de référence pour différents niveaux de ductilité	227
Figure 7-2 État de dégradation de la pile de référence pour différents niveaux de ductilité, suite	228

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

Abréviations :

6DDL	Système à 6 degrés de liberté
AASHTO	American Association of State Highway and Transport Officials
ACI	American Concrete Institute
ADE	Analyse dynamique élastique
ALLIE	Énergie interne de déformation
ALLKE	Énergie cinétique engendrée par les masses en déplacements
ASE	Analyse statique élastique
ASNLPI	Analyse statique non linéaire par poussées incrémentales
ATNL	Analyse temporelle non linéaire
BFUP	Béton fibré à ultra-hautes performances
BHP	Béton haute performance
BO	Béton ordinaire
BPDL	Béton Préfabriqué du Lac
BPDR	Béton Préfabriqué du Richelieu
CAP	Construction accélérée de ponts
CBF	Conception basée sur la force
CBP	Conception basée sur la performance
DE	Éléments permettant les déformations
ED	Connexions permettant la dissipation de l'énergie
MTQ	Ministère des Transports du Québec
P2	Pile préfabriquée, spécimen 2
P3	Pile préfabriquée, spécimen 3
P4	Pile préfabriquée, spécimen 4
PRE	Pile préfabriquée
REF	Pile de référence
TCCM	Théorie du champ de compression modifiée
TCC	Théorie du champ de compression

Variables :

a	Dimension de la semelle dans la direction parallèle au séisme
A_g	Aire brute de la section
A_s	Aire de l'armature longitudinale soumise à la flexion
A_v	Aire de l'armature transversale
b	Dimension de la semelle dans la direction perpendiculaire au séisme
b_w	Largeur effective en cisaillement de la section
d_v	Profondeur effective en cisaillement de la section
E	Module de Young
F_b	Force de freinage sur une pile
f'_c	Résistance en compression du béton
$F(T)$	Coefficient du site pour l'accélération spectrale
f_y	Limite élastique minimale prescrite de l'acier
g	Accélération gravitationnelle
G	Module de rigidité du sol
h_i	Longueur du potentiomètre i
I	Inertie de la section
I_E	Coefficient d'importance (adimensionnel)
K	Rigidité d'un élément
k_Φ	Balancement de la structure
K_0	Rigidité initiale
K_{eff}	Rigidité effective
L	Longueur d'un élément
L_p	Longueur totale de la rotule plastique
L_{ps}	Longueur de la rotule plastique dans la semelle
l_i	Distance horizontale entre les potentiomètres i Ouest et Est.
M_f	Moment pondéré
M_{flong}	Moment pondéré maximum dans la direction longitudinale
M_{ftrans}	Moment pondéré maximum dans la direction transversale
N_f	Charge axiale pondérée
P	Effort axial

p_e	Charge sismique uniformément distribuée
p_o	Charge uniformément distribuée
R	Coefficient de modification de réponse sismique (adimensionnel)
s	Espacement des étriers
$S_a(T)$	Accélération de la réponse spectrale amortie de 5 %, Spectre de calcul dans la direction X
SPX	
SPY	Spectre de calcul dans la direction Y
S_{ze}	Paramètre d'espacement effectif des fissures
T	Période fondamentale de la structure
V	Force de cisaillement
V_c	Résistance pondérée du béton
V_f	Effort de cisaillement pondéré
V_p	Résistance en cisaillement pondérée de la précontrainte
V_s	Résistance en cisaillement pondérée de l'acier
V_s	Vitesses moyennes de l'onde de cisaillement
$V_{s,max}$	Déplacement de la structure dans la direction d'application de la charge
W	Charge permanente de l'ouvrage

Sigles :

α_L	Coefficient de pondération à l'ÉLUT n°1
β	Coefficient de résistance au cisaillement du béton fissuré
β_Φ	Paramètre adimensionnel du sol
Δ_m	Déplacement inélastique
Δ_y	Déplacement à la première plastification des armatures longitudinales
Δ_i	Allongement ou raccourcissement calculé par le potentiomètre i
ε_c	Déformation à la fibre supérieure comprimée
ε_s	Déformation à la fibre tendue
ε_{cu}	Déformation ultime du béton
ε_x	Déformation longitudinale à mi-hauteur de la section
θ	Angle d'inclinaison des fissures de cisaillement
λ	Coefficient de densité du béton
μ_Δ	Niveau de ductilité de l'élément correspondant au déplacement Δ
ν	Coefficient de Poisson
ρ	Densité du sol
ρ_s	Pourcentage d'armature
\ddot{u}	Vecteur des accélérations nodales
ϕ_c	Coefficient de tenue du béton
ϕ_s	Coefficient de tenue de l'acier
φ_i	Courbure du potentiomètre i

LISTE DES ANNEXES

Annexe A - Dégradation de la pile de référence pour différents niveaux de ductilité	227
---	-----

1 INTRODUCTION

1.1 Contexte général

Plusieurs ponts du Québec construits avant 1970 arrivent désormais à leur fin de vie utile dû au vieillissement associé à la durabilité des matériaux (corrosion, RAG, etc.), ou encore dû à leur inaptitude à remplir leur fonction première (géométrie routière inadéquate, etc.). Certains ponts, parfois plus récents, voient leur fiabilité réduite en regard de l'amélioration des connaissances ou à l'évolution des règles de conception (fatigue, résistance parasismique, etc.). Bien que certains de ces ponts nécessitent des réparations mineures, plusieurs demandent une réhabilitation majeure ou un remplacement complet. Plus précisément, sur un total de 9702 ponts au Québec, 400 nécessitent des travaux majeurs et 319 un remplacement (Québec, 2021).



Figure 1-1 Fissures sur le pont de l'autoroute 520 tirée du Journal de Montréal (2020)

Dans le contexte actuel où l'environnement, l'économie et une urbanisation grandissante sont des enjeux principaux, il est primordial de construire des infrastructures répondant aux besoins actuels et futurs. De plus, avec l'augmentation du nombre de voitures sur le réseau routier, l'impact des chantiers sur le trafic est un nouvel enjeu à prendre en compte. Dans cette optique, les nouvelles technologies de construction ainsi que l'avancée dans la recherche de nouveaux matériaux permettent aujourd'hui de construire des infrastructures plus rapidement, possédant une durée de vie beaucoup plus grande et où le coût d'entretien est minimisé. Depuis les années 2000, une nouvelle technologie de construction pour les ponts est étudiée et utilisée, nommée

« Construction Accélérée des Ponts, CAP » ou « *Accelerated Bridge Construction, ABC*, en anglais ». Cette technique de construction repose sur l'assemblage d'éléments préfabriqués directement en chantier, comme le montre la figure 1-2.

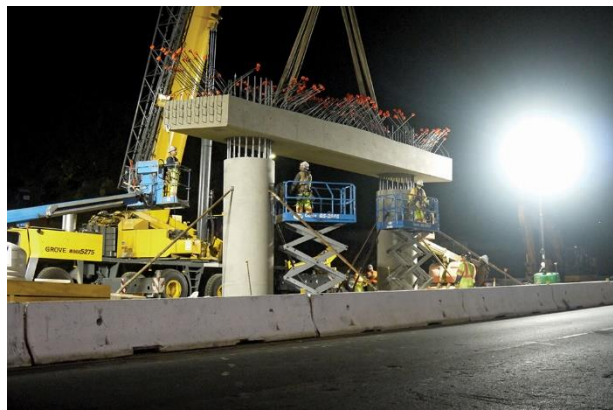
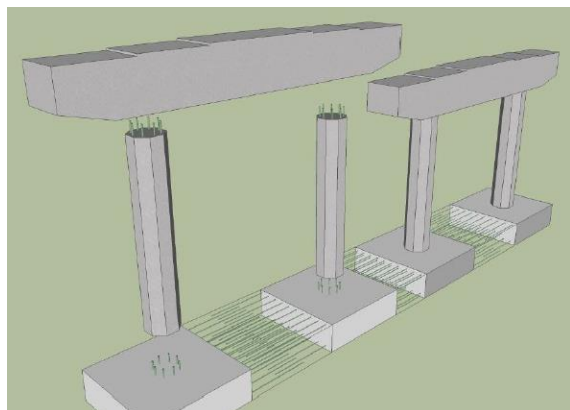


Figure 1-2 Construction d'une pile de pont en mode accéléré (Culmo et al., 2013)

Cette technique, qui vise entre autres à réduire le temps consacré en chantier pour la construction des ponts, n'est pas nouvelle : elle a été adoptée pour la construction du pont de la Confédération dans les années 1990 (figure 1-3), comme beaucoup d'autres ouvrages d'envergure variable, particulièrement aux États-Unis (Culmo, 2009).



Figure 1-3 Préfabrication du pont de la Confédération (Massicotte, B. et al., 2011)

Toutefois, cette technique de construction revêt un intérêt encore plus élevé depuis la disponibilité depuis environ le début des années 2000 des bétons fibrés à ultra-hautes performances (BFUP) qui facilitent la configuration des joints entre éléments préfabriqués (Graybeal, 2012). En effet, ces bétons se démarquent par des propriétés mécaniques en traction et en compression significativement supérieures à celles du béton ordinaire en plus de présenter une durabilité exceptionnelle.

1.2 Problématique

La construction d'un nouveau pont est un projet demandant beaucoup de logistique, encore plus dans un contexte de reconstruction en présence d'un trafic routier existant. Parmi les solutions disponibles pour accommoder les usagers de la route, on y retrouve les détours, la construction de ponts temporaires ou la construction par phases, impliquant qu'une voie est fermée durant les travaux (Culmo et al., 2013). En plus d'un impact négatif pour les usagers, ces solutions impliquent un coût supplémentaire aux propriétaires de ces ouvrages. De plus, avec un réseau

routier beaucoup plus développé que dans les années 60, la faisabilité des remplacements de pont devient plus difficile avec des espaces de travail beaucoup plus restreints. Finalement, la sécurité des travailleurs est un enjeu où les chantiers sont à proximité des routes (Culmo et al., 2013). La construction accélérée des ponts devient donc une technique de construction très attrayante pour les propriétaires d'ouvrages puisqu'elle permet de minimiser, voire jusqu'à éliminer, certains des problèmes mentionnés précédemment. Le principe de base de cette technique est de fabriquer les éléments en béton en usine, dits préfabriqués, de les transporter au chantier et ensuite de les assembler. Les avantages liés à cette technique de construction sont les suivants :

- réduction importante de la durée de construction d'un projet;
- augmentation de la sécurité des travailleurs;
- réduction de la main-d'œuvre en chantier;
- amélioration du contrôle de qualité;
- réduction importante des problèmes liés à la température, la pluie, le vent et autres intempéries;
- réduction significative des contraintes reliées à la planification des projets relativement au chemin critique comparé à une construction conventionnelle;
- réduction importante des problèmes de retrait du béton, notamment pour la formation de microfissures, résultant en une meilleure durabilité à long terme.

Pour ce type de projet, la connexion entre les différents éléments du pont est un détail de conception qui présente son lot de défis, puisqu'elle assure l'intégralité du pont. Avec le gain de popularité de la CAP, plusieurs types de connexions ont été proposés dans la littérature pour des régions sismiques de faible à moyenne intensité. Cependant, peu de guides proposent des règles de conception de connexions pour les régions sismiques de haute intensité (Palermo & Mashal, 2012). La grande demande en ductilité et les efforts importants engendrés par les séismes font en sorte que ces connexions doivent pouvoir transférer les efforts tout en gardant leur intégrité.

Les travaux réalisés à Polytechnique Montréal sur le renforcement parasismique des colonnes de ponts à l'aide du BFUP, avec des détails d'armatures inadéquats typiques de ceux retrouvés sur les ponts construits avant l'introduction des règles actuelles, ont permis de montrer l'intérêt de

l'utilisation de ce nouveau matériau au niveau des zones de chevauchement (Boucher-Proulx, 2008; Dagenais, M. A., 2014; Garneau, 2015; Jolicoeur, 2016; Vachon, 2004). Avec cette technique mise au point à Polytechnique Montréal, le béton d'enrobage des barres dans la zone de chevauchement des armatures de la semelle et de la pile, est substitué par un BFUP avec fibres d'acier. L'action du BFUP consiste à joindre les barres entre elles. Dans ce cas, la rotule plastique se développe essentiellement à l'extérieur du joint en BFUP, principalement par pénétration de la plastification dans la semelle de fondation elle-même. Si nécessaire, une désolidarisation partielle des armatures ancrées dans la semelle au niveau du joint en BFUP permet d'augmenter la longueur de la rotule plastique (Dagenais, M.-A. et al., 2018). Suite à ces études, des recommandations ont été faites pour appliquer cette technique pour le renforcement des piles déficientes de ponts existants en ce qui a trait aux détails de conception parasismique (Massicotte 2019).

Les performances obtenues pour le renforcement des piles déficientes ont conduit vers l'application de cette technique pour la construction de piles préfabriquées avec l'utilisation d'une connexion en BFUP à la base des colonnes préfabriquées (Darveau, 2018). La connexion en BFUP testée se trouve à l'interface entre la semelle et la colonne sur une hauteur de 300 mm. Cette hauteur du joint en BFUP correspond à $12 d_b$, avec une longueur de chevauchement égale à $10 d_b$, ce qui correspond à la longueur pour laquelle une barre d'armature peut développer sa pleine capacité dans le BFUP selon (Lagier, F. et al., 2015). La position du joint se trouve au bas de la colonne dans la zone de la rotule plastique. Tout comme pour la technique de renforcement, le joint en BFUP assure la liaison entre les armatures chevauchées, avec la formation de la rotule plastique à l'extérieur du joint en BFUP par la pénétration de la plastification dans la semelle, comme pour une pile coulée en place. Un spécimen de référence, conçu selon les exigences de la norme CSA-S6-14 pour une conception conventionnelle, a aussi été fabriqué afin de comparer le comportement des piles préfabriquées à celui des piles conçues avec les règles destinées aux constructions coulées en place. Le spécimen préfabriqué a présenté des performances supérieures à celles de la colonne de référence, montrant que ce type de connexion en BFUP est adéquat dans des conditions de sismicité élevée. Le comportement observé a également mis en évidence des pistes afin d'améliorer encore davantage la performance des piles préfabriquées. Dans cette

optique, trois nouveaux spécimens préfabriqués ont été construits dans le cadre de ce projet, avec pour chacun d'eux différentes particularités visant à améliorer la performance de ces éléments.

1.3 Objectifs et portée du projet de recherche

Ce projet vise à valider la performance sismique du concept de colonnes de ponts préfabriqués avec connexion en BFUP et à bonifier les connaissances acquises dans les études précédentes. De plus, ce projet vise à proposer une méthodologie de conception, adaptée aux outils disponibles aux ingénieurs praticiens, répondant aux exigences de la norme CSA-S6. Le projet s'inscrit dans la continuité d'un programme de recherche mené à Polytechnique Montréal visant le développement d'éléments de fondation de ponts résistant aux séismes incluant piles, culées et semelles préfabriquées. Plus précisément, ce projet de recherche vise à :

1. valider expérimentalement le comportement de colonnes préfabriquées sous un chargement cyclique, relativement à leur ductilité, leur résistance ainsi que leur intégrité à différents niveaux de ductilité;
2. valider la performance des joints de chevauchement en BFUP dans la zone de rotule plastique quant à leur capacité pour l'ancrage des barres longitudinales chevauchées ainsi qu'à l'élimination de certains modes de ruptures préjudiciables au comportement ductile des colonnes en béton;
3. développer et valider un modèle numérique par éléments finis non linéaires des colonnes sur les logiciels Abaqus et EPM3D qui :
 - a. reproduit le comportement global des spécimens;
 - b. permet d'analyser le patron de plastification des barres d'armatures au sein de la colonne;
 - c. permet d'étendre l'applicabilité de ce modèle à des colonnes de géométries différentes (carrés ou rectangulaires);
 - d. proposer des améliorations quant à la conception des colonnes et des joints et au besoin, proposer des sujets d'étude additionnels;

4. proposer une méthodologie de conception pour les colonnes préfabriquées et des joints en BFUP utilisant les outils de calcul à la disposition des ingénieurs.

Bien que l'applicabilité du projet pourrait s'appliquer à différentes géométries de ponts, la portée du projet se limite aux piles de ponts faites de colonnes multiples, tel qu'illustré sur la figure 1-4, où les colonnes sont encastrées à leur base dans la semelle et à leur sommet au chevêtre. Pour la partie expérimentale, des colonnes circulaires sollicitées en flexion uniaxiale seront considérées. Toutefois, les recommandations pour la conception seront étendues aux colonnes sollicitées en courbure simple dans la direction longitudinale et en courbure double dans la direction transversale.



Figure 1-4 Piles de ponts faites de colonnes multiples circulaires (Massicotte)

1.4 Méthodologie et organisation du mémoire

La réalisation de ce projet se fait selon les étapes suivantes :

1. étude des pistes d'amélioration suite au premier essai d'une colonne préfabriquée réalisé par Philippe Darveau (2018);

2. conception des trois spécimens répondant aux exigences de la norme CSA-S6-19 en prenant compte des pistes d'améliorations;
3. construction des trois colonnes préfabriquées en usine sous supervision et assemblage des éléments à l'aide du joint en BFUP au laboratoire de Structures de Polytechnique Montréal;
4. réalisation d'essais sur les trois piles dans le but d'observer le comportement parasismique des trois différents spécimens et du joint de BFUP sous un chargement cyclique;
5. réalisation des modèles numériques par éléments finis non linéaires des trois spécimens de colonnes à l'aide du logiciel Abaqus et de la loi de béton EPM3D et validation des modèles avec les résultats expérimentaux;
6. utilisation des modèles numériques pour d'autres colonnes de géométries différentes avec un joint en BFUP et étude les résultats;
7. conclusion sur la performance globale des trois spécimens en comparant leurs comportements globaux avec celui de la colonne de référence, puis formulation de recommandations quant à la continuation du projet de recherche sur les colonnes préfabriquées résistant aux séismes.

Ce mémoire de recherche se divise en six chapitres. Le premier chapitre présente le contexte dans lequel la recherche s'effectue, la problématique, les objectifs ainsi que la méthodologie employée. Le chapitre suivant présente la revue de littérature portant sur l'état des connaissances pour différents sujets abordés dans ce mémoire. Le troisième chapitre résume les résultats expérimentaux obtenus de la première colonne préfabriquée puis présente l'idéologie derrière la conception des trois nouveaux spécimens. Le chapitre quatre présente la construction des spécimens, les résultats expérimentaux pour chaque colonne et la discussion en lien avec ces résultats. Le cinquième chapitre présente les modèles numériques, les propriétés de matériaux ainsi que les résultats. Des conclusions sont tirées quant à la validité des modèles. Le chapitre six présente la conception d'un nouveau spécimen circulaire à la suite des recommandations émises par l'auteur ainsi qu'un exemple complet de conception d'un spécimen avec une colonne préfabriquée carrée. Finalement, le dernier chapitre permet de résumer le travail effectué et de donner des recommandations quant à la suite du projet.

2 REVUE DE LA LITTÉRATURE

2.1 Bétons fibrés à ultra-hautes performances

2.1.1 Propriétés mécaniques

Les bétons fibrés à ultra-hautes performances (BFUP) se distinguent des bétons ordinaires (BO) par leurs propriétés mécaniques nettement supérieures dont leur résistance en compression et leur résistance et ductilité en traction. En effet, les BFUP présentent des résistances entre 120 MPa (limite inférieure selon la norme CSA S6-19) jusqu'à plus de 200 MPa en compression pour les bétons commerciaux, alors que la résistance en traction uniaxiale peut varier de 7 MPa à 15 MPa selon le dosage en fibres (Habel et al., 2008). La composante principale du BFUP est le ciment et différents ajouts cimentaires dont la masse doit être supérieure à 700 kg/m^3 , ce qui représente le double d'un béton ordinaire. Le gain de résistance en traction vis-à-vis un béton ordinaire est dû aux fibres présentes dans le béton qui empêchent l'ouverture de macrofissures (Charron & Desmettre, 2015). La figure 2-1 présente l'action de couture des fibres qui limitent l'ouverture des fissures dès la surface par rapport à un béton ordinaire où cette action est assurée par les armatures situées loin de la surface.

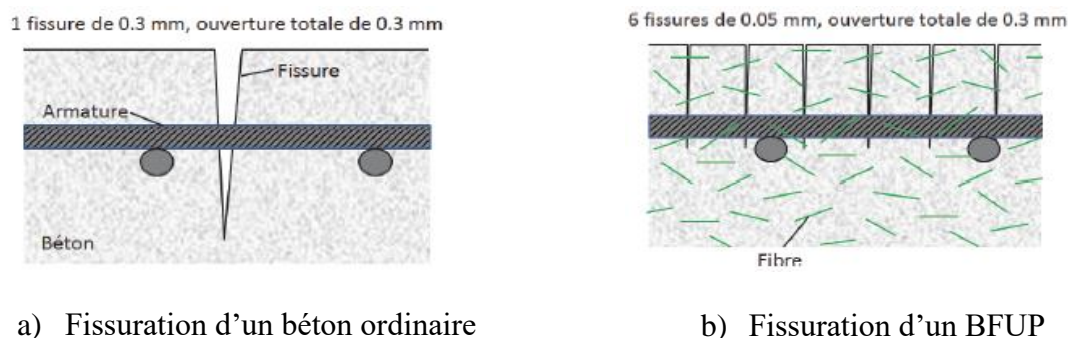


Figure 2-1 Action des fibres dans un BFUP lors de formation de fissures (Charron & Desmettre, 2015)

Lorsque la matrice de béton commence à fissurer, à la suite de la phase élastique, les fibres ancrées de chaque côté de la fissure viennent ponter celle-ci et en restreignent l'ouverture. Selon le dosage en fibres la contrainte dans l'élément tendu peut diminuer ou augmenter après la

fissuration de la matrice, ce qui donne des bétons adoucissants ou écouissant. Dans ce dernier cas, après d'atteinte de la contrainte maximale, la contrainte diminue alors qu'une fissure dominante s'ouvre dû au déchaussement des fibres, phénomène observé dans les bétons adoucissants dès l'atteinte de la résistance maximale de la matrice. La phase écouissant est caractérisée par la formation d'une multitude de fissures. La perte de rigidité par rapport à la phase élastique initiale témoigne du fait que ce sont les fibres pontant les fissures qui contrôlent le comportement. Lorsque la résistance maximale est atteinte dans l'une de ces fissures, on observe une perte de la résistance associée à l'arrachement des fibres pontant la fissure. Ce phénomène est appelé localisation (Massicotte, 2021). La figure 2-2 illustre le comportement typique de BFUP en traction directe.

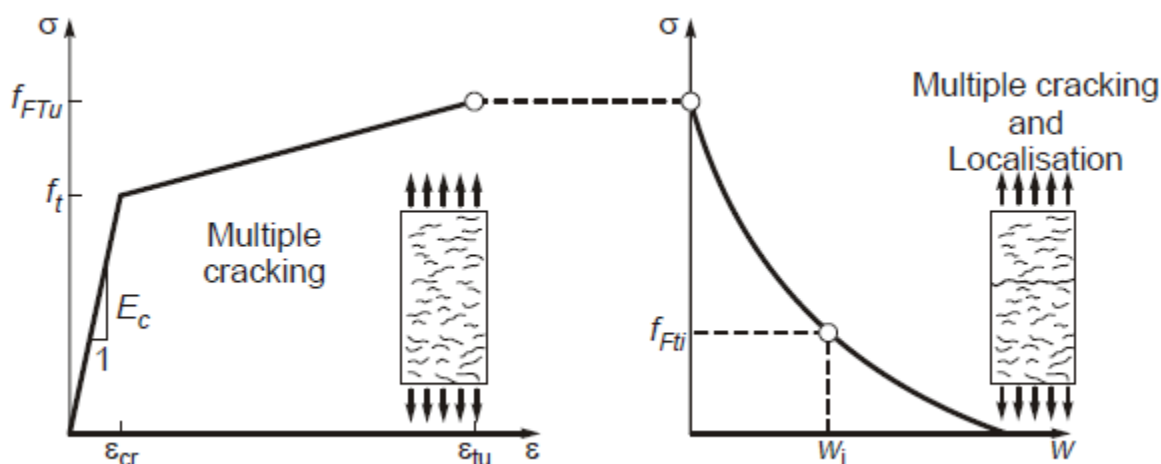


Figure 2-2 Comportement en traction directe pour le BFUP (Massicotte, B., 2021b)

Le pourcentage de fibres présentes dans le mélange, le type de fibres utilisé ainsi que l'orientation de celles-ci jouent un rôle majeur dans le comportement en traction du BFUP. La longueur et le type des fibres varie selon le type de mélange utilisé et peuvent être en acier, polypropylène, nylon ou bien polyester (Charron & Desmettre, 2015). Bien que les fibres utilisées soient droites, la forte compacité de la matrice des BFUP permet une adhérence adéquate. Il est important que les fibres soient orientées parallèlement à la contrainte de traction. Une mauvaise orientation des fibres peut réduire jusqu'à 50% sa résistance en traction (Lagier, F.

et al., 2015), voire davantage (Delsol & Charron, 2013). Des essais réalisés sur des dalles 50×50×431 mm en traction directe montrent qu'une mauvaise orientation des fibres influence non seulement la réponse post-pic, mais aussi la contrainte à la première fissure (Maya Duque & Graybeal, 2016). Dans le contexte de l'ancrage des armatures dans le BFUP, les recherches indiquent qu'il est préférable d'avoir des fibres orientées perpendiculairement aux barres d'armatures. En effet, des essais d'arrachement de barres d'armatures noyées dans du BFUP réalisés par (Roy et al., 2017) avec des fibres orientées perpendiculairement, parallèlement ou de manière aléatoire par rapport à l'orientation des barres, ont permis d'illustrer l'influence de ce paramètre. La figure 2-3 montre la relation entre la force et le glissement d'une barre d'armature selon l'orientation des fibres.

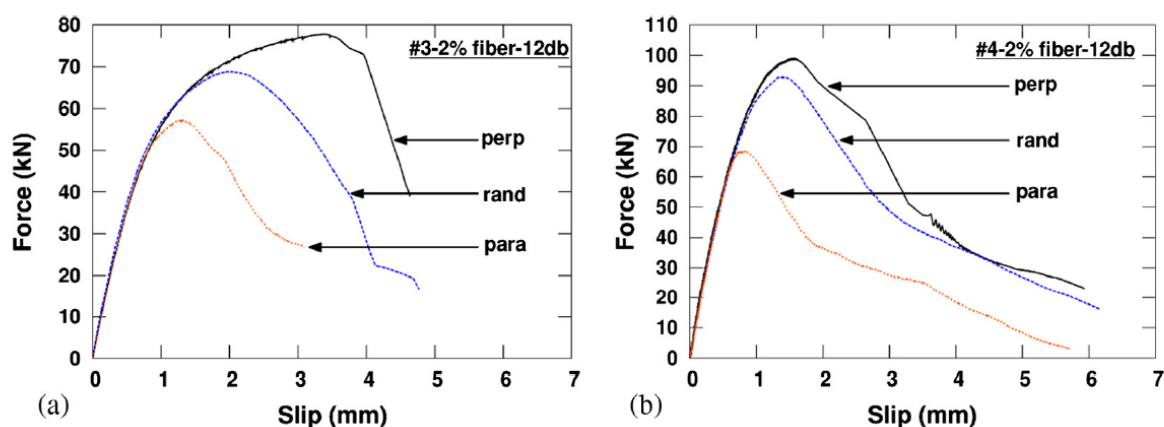


Figure 2-3 Effet de l'orientation des fibres sur la relation force-glissement (Roy et al., 2017)

La conclusion de l'étude de (Roy et al., 2017) est qu'une orientation perpendiculaire aux barres d'armature permet d'obtenir de plus hautes contraintes dans la barre ainsi d'un glissement plus important. Ceci s'explique par le fait que les fissures de fendages parallèles aux barres associées aux efforts ortho-radiaux autour des barres d'armatures sont empêchées par la présence de fibres dans le béton, permettant l'atteinte de plus grandes contraintes.

Finalement, la grande déformabilité en traction, combinée à une résistance élevée, font des BFUP un choix d'intérêt pour la plusieurs applications, dont en particulier les joints de chevauchement (Lagier, F., 2015), le gainage des colonnes (Kennedy et al., 2015) ou les deux (Dagenais, M. A.,

2014). En effet, le gainage en BFUP s'est avéré une solution efficace pour la réhabilitation des piles de ponts dont le détail du chevauchement d'armatures longitudinales est déficient (Boucher-Proulx & Massicotte, 2008). Pour la construction accélérée des ponts, les joints en BFUP entre les éléments préfabriqués permettent de réduire grandement la longueur de chevauchement des armatures (Darveau, 2018; Marleau, 2017).

2.1.2 Durabilité

Par sa matrice très dense, le BFUP présente des indicateurs de durabilité à l'état non fissuré et fissuré nettement supérieurs à ceux d'un béton ordinaire, d'où l'intérêt marquant pour des projets de réfection d'ouvrages existants ou de construction d'ouvrages nouveaux pour lesquels la durabilité constitue une préoccupation au premier plan. Le tableau 2-1 présente un sommaire des indicateurs de durabilité pour le béton ordinaire et le béton fibré ultra performant (Charron & Desmettre, 2015).

Tableau 2-1 Indicateurs de durabilité - Condition non fissurée

Indicateur de durabilité	Béton ordinaire	Béton fibré ultra performant
Perméabilité à l'air, K_{air} (m²)	10^{-15} - 10^{-16}	$< 100 \times 10^{-18}$
Perméabilité à l'eau, K_{eau} (m/s)	10^{-11} - 10^{-12}	$< 500 \times 10^{-12}$
Diffusion effective, D_{eff} (m²/s)	2×10^{-11} - 2×10^{-12}	200×10^{-12}
Vitesse de corrosion, C (µm/an)	1.20	< 0.01
Porosité à l'eau, ϕ (%)	12-16	1-6

Ces propriétés font du BFUP un choix judicieux pour des applications où la dégradation due aux agents corrosifs et l'eau sont des enjeux importants, tel les piles de ponts. En effet, l'utilisation du BFUP sur les piles de ponts permet de réduire, entre autres, l'impact du sel de déglacage sur le bas des colonnes de ponts engendré par les éclaboussements du trafic routier.

2.2 Comportement sismique d'une pile de pont

2.2.1 Aléa sismique

La commission Géologique du Canada détermine l'aléa sismique de chaque région, en utilisant des méthodes probabilistes, exprimé en accélération spectrale. Les accélérations spectrales ($S_a(g)$) sont en fonction de la période fondamentale de vibration d'une structure et dépendent de la probabilité de dépassement d'un séisme donné (Massicotte, B., 2021a). Dans le domaine des ponts, trois probabilités de dépassement sont utilisées par le code CSA-S6 : 10% de dépassement dans 50 ans (1/475 ans), 5% de dépassement dans 50 ans (1/975 ans) et 2% de dépassement dans 50 ans (1/2475 ans). La figure 2-4 présente une carte des aléas sismiques pour des structures possédant une période de vibration de 0.05 s pour un amortissement de 5%.

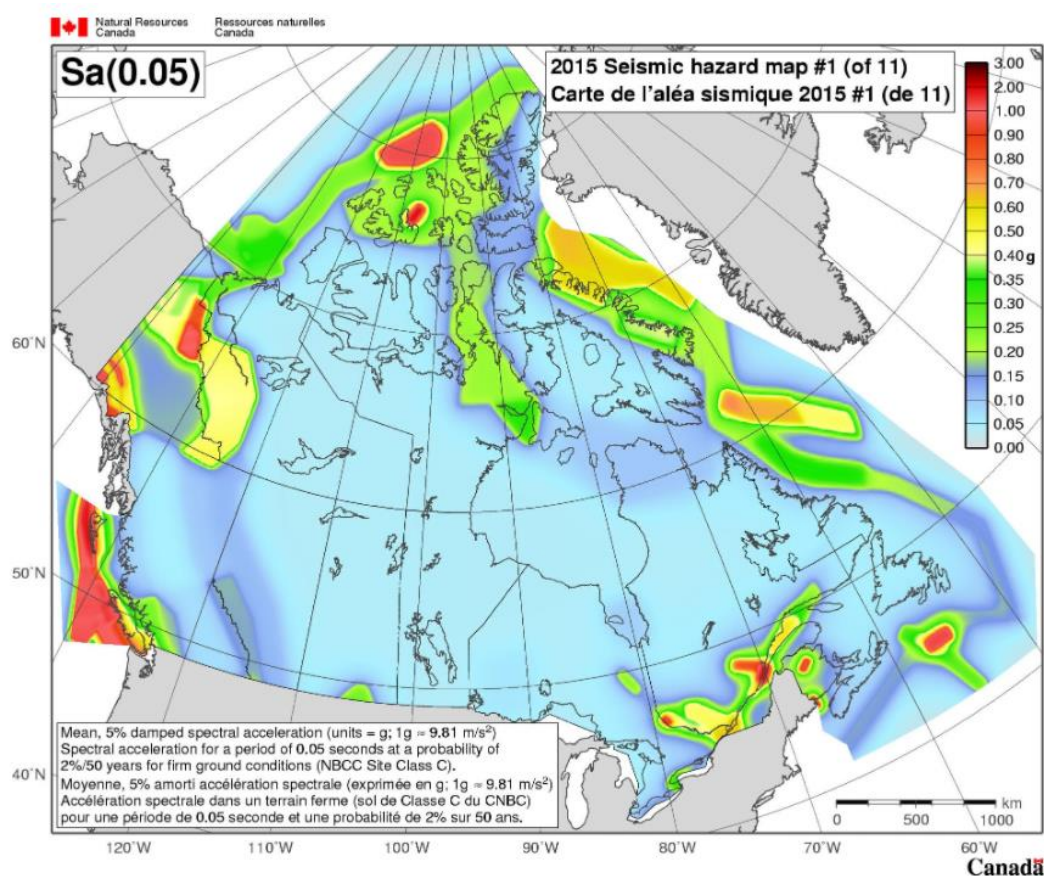


Figure 2-4 Accélération spectrale pour des structures possédant des périodes de 0.05 s (Canada, 2021)

Les valeurs des réponses spectrales en fonction des périodes sont fournies par le *CNBC* comme illustré sur la figure 2-5. Ces valeurs correspondent à un sol de type C (sol très dense et roche tendre) et doivent être multipliées par un facteur de modification $F(T)$ pour tenir compte des différents types de sol, variable selon la première période naturelle de vibration de l'ouvrage.

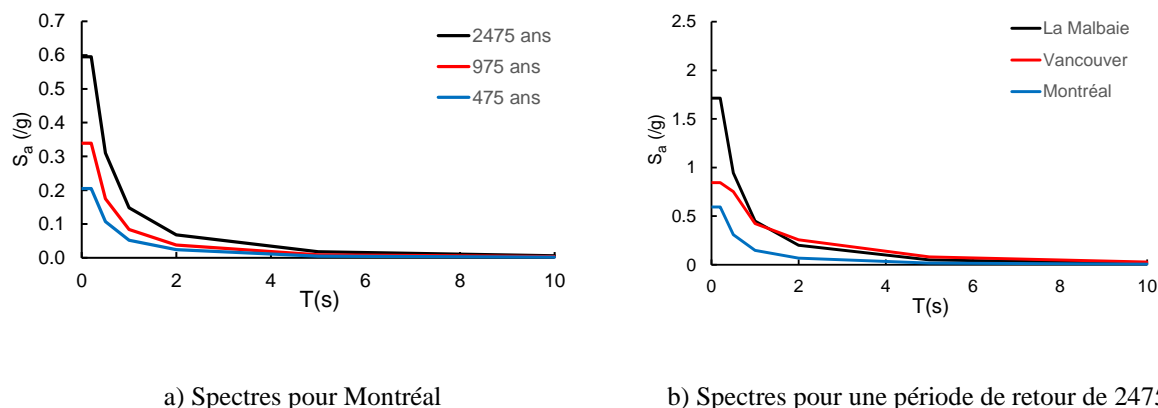


Figure 2-5 Spectres d'accélération pour un sol de classe C – CNBC 2015 (Massicotte 2021)

2.2.2 Ductilité

2.2.2.1 Principes

Les efforts engendrés par un séisme sur une pile de pont peuvent mener à la ruine de la structure si celle-ci n'est pas conçue adéquatement. La conception d'une pile de pont ductile est un moyen efficace d'assurer un comportement adéquat face à un séisme. La ductilité se définit comme étant la capacité d'une structure à se déformer dans le domaine plastique sans engendrer une perte de résistance, même après plusieurs cycles (Zuluaga et al., 2015). Elle peut être exprimée en fonction de la courbure de la section de la colonne, des déformations de matériaux en traction et compression, de la rotation de l'élément structural ou des déplacements en tête de pile. La ductilité, exprimée en termes de déplacement, s'exprime comme le ratio du déplacement total par rapport au déplacement associé à l'initiation de la plastification des armatures :

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (2.1)$$

Dans le cadre d'une conception parasismique, une colonne de pont présentant une bonne ductilité en déplacement est essentielle. En effet, cela permet d'engendrer de grands déplacements de la colonne tout en gardant son intégrité et de dissiper l'énergie transmise par le séisme (Massicotte, B., 2021a). La figure 2-6 ci-dessous présente les courbes d'hystérésis de deux colonnes soumises à un chargement cyclique présentant des comportements non ductile et ductile.

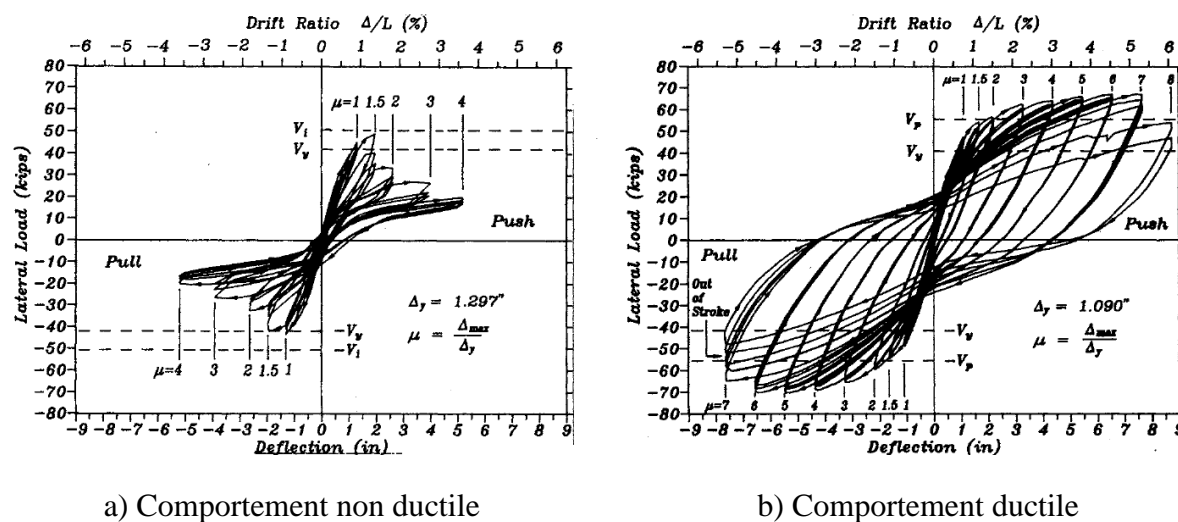


Figure 2-6 Comportement hystérique de deux colonnes soumises à des efforts cycliques (Chai et al., 1991)

L'énergie dissipée par les colonnes de pont correspond à l'aire totale sous l'ensemble des courbes hystériques. Dans le cas illustré sur la figure précédente, la courbe de gauche présente le comportement typique d'une colonne non ductile avec une perte de résistance dès lors que le premier cycle est atteint, accompagnée d'une faible dissipation de l'énergie et d'une rupture au caractère fragile. La courbe de droite est l'exemple d'une colonne ductile capable de dissiper l'énergie sismique en subissant de grands déplacements sans perte de résistance jusqu'à un ratio de ductilité en déplacement μ_{Δ} égal à 7. Dans le cas d'une colonne de pont encastrée à la semelle de fondation et soumise à des efforts de flexion en courbure simple, l'énergie est dissipée principalement dans la zone inférieure de la colonne, au niveau de la connexion avec la semelle. Cette zone se nomme « rotule plastique » et doit être dimensionnée de façon à développer de

grandes rotations plastiques sans perte d'intégrité, tandis que le reste de la colonne doit rester dans le domaine élastique (Massicotte, B., 2021a). Le moment résistant correspondant à la plastification à la base de la colonne est appelé le « moment plastique ». La figure 2-7 présente le comportement typique d'une colonne de pont ductile et la position de la rotule plastique pour une colonne en courbure simple.

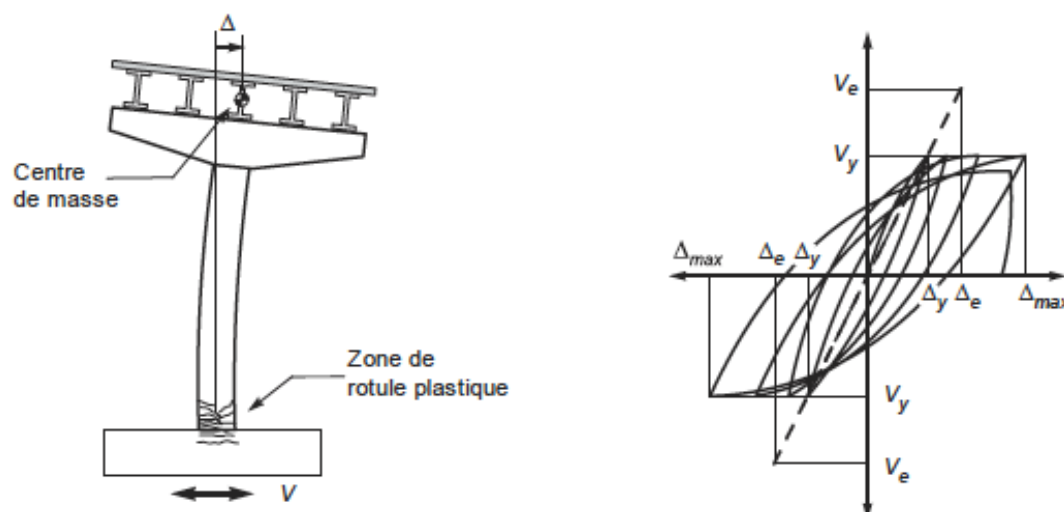


Figure 2-7 Comportement typique d'une colonne de pont ductile et position de la rotule plastique (Massicotte, B., 2021a)

Le calcul du moment plastique permet une conception des autres éléments avec une charge maximale supérieure à celle causant la plastification de la rotule plastique, appelé moment probable M_p . Pour calculer ce moment, il faut d'abord déterminer la capacité de la rotule plastique avec les propriétés réelles, nommée résistance flexionnelle nominale escomptée (*flexural nominal expected resistance* en anglais) M_{ne} . Cette résistance se calcule en utilisant les coefficients de tenue ϕ_c et ϕ_s égaux à 1 et en considérant un comportement élastoplastique des aciers d'armature. De plus, des résistances réelles des différents matériaux de construction, plus élevées que les valeurs nominales de conception, doivent être utilisées. Les propriétés escomptées des matériaux, f_{ye} et f'_{ce} , sont donc utilisées. Le tableau 2-2 présente les différentes valeurs selon l'approche de conception, basée sur la force (CBF) ou basée sur la performance (CBP).

Tableau 2-2 Résistance prévue des matériaux (Massicotte, B., 2021a)

Matériau	Approche	Critère	Valeur
Armature	CBF	$R < 3$	$f_{ye} = 1.10f_y$
		$R \geq 3$	$f_{ye} = 1.20f_y$
	CBP	-	$f_{ye} = 1.20f_y$
Béton	CBF et CBP	-	$f'_{ce} = 1.10f'_c$

Le moment probable, M_p , quant à lui prend compte de l'écrouissage des aciers d'armatures. La résistance probable correspond à $1.2M_{ne}$ pour un pont de performance sismique de catégorie 2 et de $1.3M_{ne}$ pour les ponts de performance sismique de catégorie 3. Il est attendu que les aciers d'armatures subissent de plus grandes déformations lorsque soumis à un séisme de plus grande envergure, donc un écrouissage plus important, d'où le facteur 1.3 pour des catégories de performance plus élevée. Les prescriptions des codes pour les détails d'armatures dans les zones de rotule plastique visent à éliminer les modes de rupture associés au flambement des armatures, à la dégradation du béton dans le noyau de la colonne, le bris ou la dislocation des étriers qui conduiraient vers la ruine des ouvrages.

2.2.2.2 Rotule plastique

Pour des colonnes de ponts, les rotules plastiques peuvent se former à deux endroits : à la connexion de la semelle et de la colonne ou à la connexion de la colonne et du chevêtre. Lorsqu'une seule rotule se forme (généralement à la base), la colonne est en courbure simple alors qu'elle est en courbure double lorsqu'encastree à ses deux extrémités. Dans ce dernier cas, il peut y avoir la formation d'une ou deux rotules plastiques selon les détails d'armatures utilisés. L'obtention d'un comportement ductile lorsqu'une pile de pont est soumise à un séisme de moyenne à haute intensité nécessite un nombre suffisant d'étriers transversaux dans la zone de rotule plastique, adéquatement ancrés. Ces étriers fournissent un confinement au noyau et empêchent le flambement des barres longitudinales en compression. Sous l'effet d'efforts de flexion, la plastification des barres longitudinales engendre des déformations plastiques qui se traduisent en rotation plastique. Ces déformations plastiques sont localisées sur une certaine

hauteur, ce qu'on appelle longueur de la rotule plastique (L_p) (Zuluaga et al., 2015). La figure 2-8 présente le concept de rotule plastique ainsi que ses paramètres associés pour une colonne encastrée à sa base.

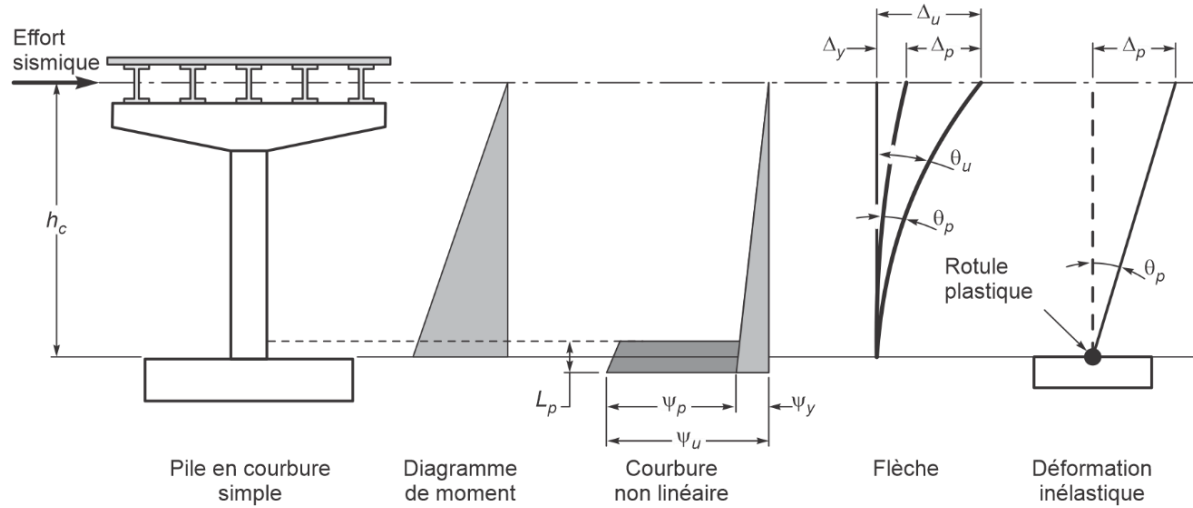


Figure 2-8 Paramètres associés à la rotule plastique (Massicotte, B., 2021a)

Le déplacement total au haut de la colonne (Δ_u) est la somme du déplacement élastique associé à l'initiation de la plastification des armatures dans la rotule plastique (Δ_y) et du déplacement plastique (Δ_p). En supposant un diagramme de moment triangulaire pour une colonne en courbure simple (comme le montre la figure 2-8) ainsi qu'un comportement élastique linéaire, le déplacement élastique associé à la plastification des armatures peut être obtenu à partir de l'équation suivante :

$$\Delta_y = \psi_y \frac{L^2}{3} \quad (2.2)$$

où la rotation élastique, ψ_y , est obtenu à l'aide d'une analyse sectionnelle, comme montré à la figure 2-9 qui illustre l'hypothèse retenue par le code CSA-S6-19 pour définir la courbure associée à l'initiation de la plastification et la rigidité effective devant être utilisée dans les analyses.

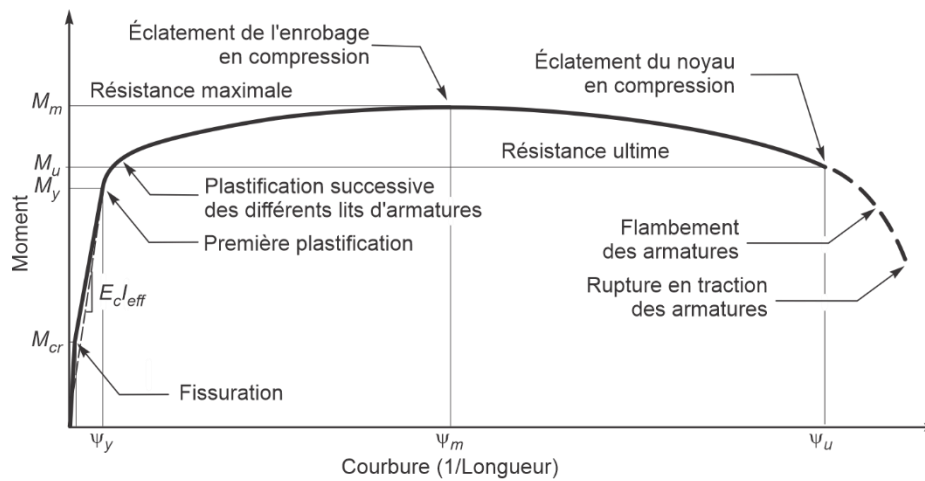


Figure 2-9 Courbe typique moment-courbure d'une colonne de pont (Massicotte, B., 2021a)

Le déplacement plastique de la colonne quant à lui se calcule à l'aide des équations suivantes en supposant que toutes les déformations plastiques se produisent dans la zone de rotule plastique située au niveau du dessus de la semelle :

$$\theta_p = (\psi_u - \psi_y)L_p \quad (2.3)$$

$$\Delta_p = \theta_p \left(H_c - \frac{L_p}{2} \right) = (\psi_u - \psi_y)L_p H_c \quad (2.4)$$

où H_c inclut la hauteur de la rotule plastique.

La longueur de la rotule plastique quant à elle se calcule avec des formules empiriques développées à la suite d'essais expérimentaux. En effet, au cours des années, plusieurs auteurs ont proposé des équations qui prennent compte de différents paramètres. La dernière équation retenue par le guide AASHTO est dérivée de celle proposée par Priestley et al. en 1996 :

$$L_p = 0.08h_c + 0.022f_y d_b \geq 0.044f_y d_b \quad (2.5)$$

Cette équation a été par la suite généralisée (Murphy et al., 2020) :

$$L_p = kh_c + L_{sp} \geq 2L_{sp} \quad (2.6)$$

où

$$L_{sp} = 0.022f_{ye}d_b \quad (2.7)$$

$$k = 0.2 \left(\frac{f_{ue}}{f_{ye}} - 1 \right) \leq 0.08 \quad (2.8)$$

Les premiers termes des équations 2.5 et 2.6 représente les déformations inélastiques se produisant dans la colonne au-dessus de la semelle due à la plastification des aciers d'armatures. Il permet aussi de prendre en compte les déformations non linéaires le long de la colonne principalement causée par la fissuration (Priestley et al., 1996). Le second terme des équations permet de considérer la pénétration de la rotule plastique dans la semelle, notamment due au glissement, et la plastification des barres d'armatures dans la semelle. La limite minimale imposée aux deux équations propose que la longueur de la rotule plastique doive être au minimum égale à deux fois la longueur de la rotule plastique dans la semelle. La différence entre les deux équations est l'utilisation de la limite élastique escomptée f_{ye} et non de la valeur nominale f_y . Les travaux de Dagenais (2014) ont démontré que le terme représentant la pénétration de la rotule plastique dans la semelle tel que proposé par les équations précédentes pour un grand nombre de barres pour des piles rectangulaires était également adéquat, comme le montre la figure 2-10. L'auteur conclut cependant que ces équations sont valables uniquement pour des barres inférieures à 35M, comme le montre l'écart plus important sur la figure 2-10 pour les barres 45M.

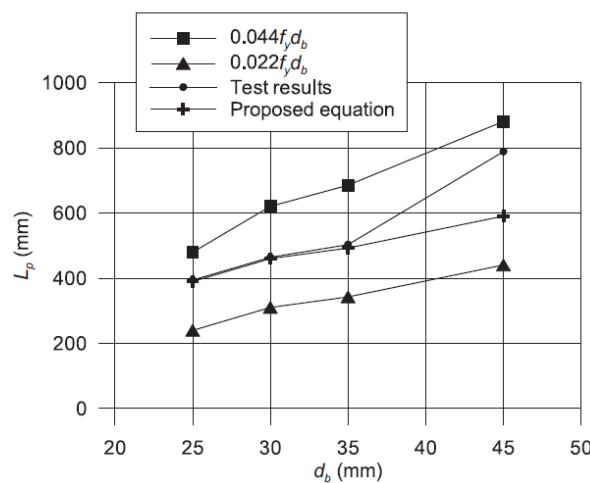


Figure 2-10 Longueur de la rotule plastique en fonction du diamètre des barres (Dagenais, M.-A. et al., 2018)

2.2.3 Modes de rupture

Au cours des dernières décennies, des tremblements de terre majeurs et leurs dommages importants causés aux structures ont poussé la communauté scientifique à revoir les normes de conception parasismique. Pour n'en nommer que quelques-uns, les tremblements de terre de Loma Prieta M6.9 (1989), de Northridge M6.7 (1994) et de Kobe M7.2 (1995) ont permis d'identifier les causes principales des effondrements de ponts (Anderson et al., 1996; Mitchell et al., 1995; Mitchell et al., 1991). Trois modes de ruptures courants sont décrits dans ce qui suit.

2.2.3.1 Détail d'armatures transversales inadéquat

Une mauvaise conception de l'armature transversale est caractérisée par un espacement trop grand des étriers ou un ancrage insuffisant, voire inexistant. Ceci a pour effet de diminuer la résistance en cisaillement sous de grandes charges cycliques. En effet, lorsque la pile est soumise à de grandes déformations plastiques combinées à des efforts de cisaillement, le confinement du noyau est assuré par les étriers. Un confinement inadéquat du béton mène à une perte rapide de l'intégrité de la colonne, limitant le comportement ductile de celle-ci et menant à une rupture prématurée en cisaillement. D'autre part, les aciers d'armature transversaux assurent la retenue des barres longitudinales contre le flambement. Un espacement trop grand combiné à plusieurs cycles de chargement amène les barres longitudinales à flamber sous les efforts de compression. Après plusieurs cycles, cela peut mener à la rupture en traction des barres, phénomène associé à une rupture par fatigue. Le flambement des barres longitudinales est souvent localisé dans la zone de la rotule plastique dont le comportement est caractérisé par les grandes rotations plastiques. Les photos sur la figure 2-11 illustrent une rupture en cisaillement caractérisée par une fissure en diagonale et une rupture en flexion par manque de confinement.

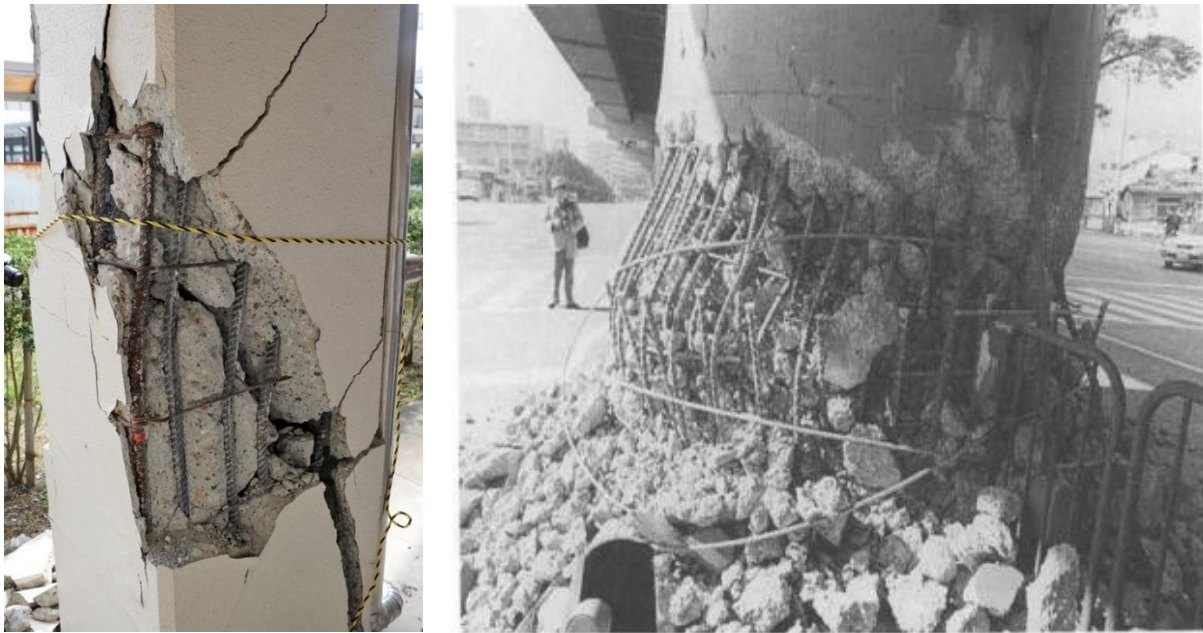


Figure 2-11 Modes de rupture associés au manque d'armatures transversales (Swanson, 2011) et (Alim et al., 2015)

2.2.3.2 Longueur d'ancrage inadéquate des barres longitudinales dans la fondation

Une longueur d'ancrage insuffisante des barres d'armatures dans la fondation mène à une rupture par arrachement (*pull-out failure*). Ce mode de rupture est typique pour les ponts construits avant 1970, où la longueur d'ancrage, souvent conçue pour la compression, peut être aussi peu que $20 d_b$ (ChaiI et al., 1991) ce qui est insuffisant pour des efforts de traction. Lors d'un grand effort de flexion, les barres longitudinales doivent pouvoir développer leur pleine capacité en traction et en compression, et atteindre la plastification, dans les zones de rotule plastique. Un ancrage inadéquat résulte en un glissement des barres longitudinales dans la semelle jusqu'à l'arrachement complet, menant à la ruine de la colonne, comme le montre la figure 2-12.

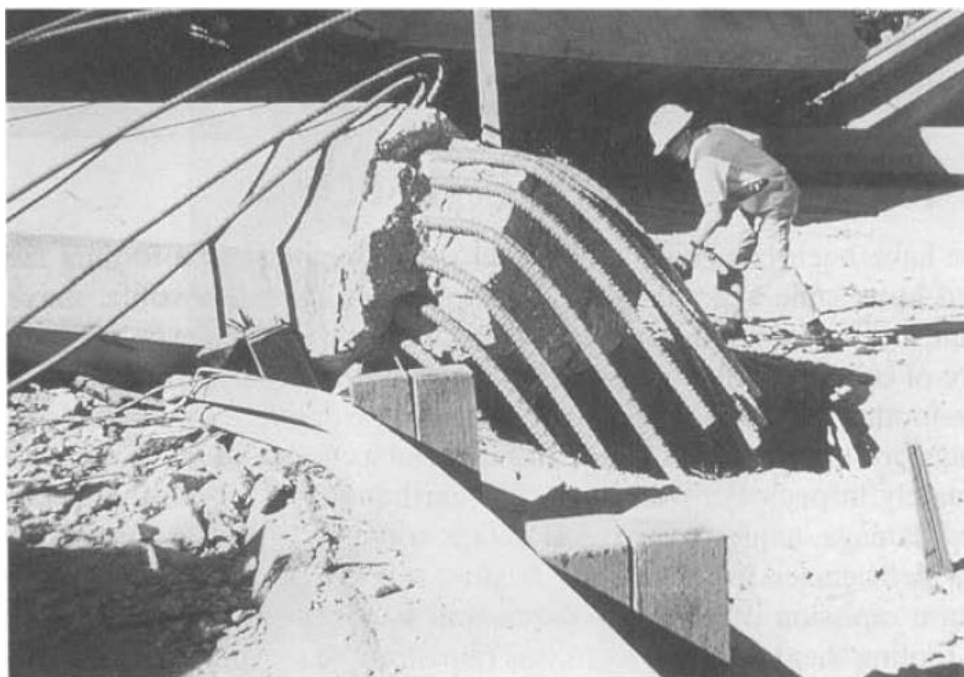


Figure 2-12 Rupture par arrachement (Priestley et al., 1996)

2.2.3.3 Longueur de chevauchement trop petite dans l'incapacité de transférer les efforts

Comme mentionné à la section 2.1.3, le chevauchement des barres longitudinales permet de transférer les efforts d'un élément à l'autre, dans le cas qui nous intéresse, de la colonne à la semelle. Le code actuel CSA-S6-19 ne permet pas le chevauchement des barres d'armatures au niveau de la rotule plastique. Cependant, beaucoup de colonnes de ponts construits avant l'introduction de règles de conception parasismique modernes présentent une conception inadéquate au niveau du chevauchement des barres longitudinales (Dagenais, M.-A. et al., 2018). Une longueur insuffisante de chevauchement et un mauvais confinement sont les principaux facteurs à l'origine de ce mode de rupture. Ce dernier est marqué par des fissures de fendage dans la zone de chevauchement accompagnées d'une perte d'adhérence entre le béton et l'acier, entraînant le glissement des barres d'armature. La figure 2-13 présente un tel type de rupture.



Figure 2-13 Rupture du joint de chevauchement, séisme de Loma Prieta 1989 (Priestley et al., 1996)

2.2.4 Critères de performance sismique

Le code CSA-S6 comme les guides de conception récemment développés aux États-Unis, recommandent des valeurs limites de déformation et d'endommagement des matériaux, de mouvements résiduels et autres selon le niveau de performance attendu pour différentes périodes de retour. Pour les déformations en compression du béton et les déplacements résiduels du tablier, l'édition 2019 du code CSA-S6 et le guide de l'AASHTO (NCHRP, 2020) proposent les valeurs présentées au tableau 2-3. Les valeurs mesurées expérimentalement seront comparées à ces limites.

**Tableau 2-3 Déformations maximales en compression selon le niveau de performance
sismique cible**

Service immédiat avec dommages minimaux		
Permet le trafic régulier		
Aucune interruption de services pour les réparations		
	CSA-S6-19	AASHTO – PL3
ϵ_c	≤ 0.006	≤ 0.004
ϵ_s	$\leq \epsilon_y (\pm 0.002)$	$\leq 0.010 (\pm 5\epsilon_y)$
Δ_{Tablier}	Doit permettre d'atteindre le niveau de performance attendu	$\leq 25 \text{ mm (1 po)}$
Service limité avec dommages réparables		
Permet le trafic des véhicules d'urgence		
Aucune fermeture du pont pour les réparations		
	CSA-S6-19	AASHTO – PL2
ϵ_c	Pas d'indications	$\leq \epsilon_{ccu}$ (noyau confiné)
ϵ_s	$\leq 0.025 (\pm 12.5\epsilon_y)$	$\leq 0.8\epsilon_{sb}$
Δ_{Tablier}	Doit permettre le service immédiat	$\leq 225 \text{ mm (9 po)}$
Service interrompu avec dommages importants		
Permet le trafic des véhicules d'urgence suite à une inspection		
Fermeture du pont pour les réparations		
	CSA-S6-19	AASHTO
ϵ_c	Écaillage important permis $\leq 0.80 \epsilon_{ccu}$ (noyau confiné)	Pas un niveau considéré
ϵ_s	$\leq 0.050 (\pm 25\epsilon_y)$	
Δ_{Tablier}	Doit permettre les véhicules d'urgence après inspection	
Sécurité des personnes et remplacement probable		
Permet l'évacuation des personnes sans effondrement		
	CSA-S6-19	AASHTO – PL1
ϵ_c	$\leq \epsilon_{ccu}$	$\leq 1.4 \epsilon_{ccu}$
ϵ_s	≤ 0.075 pour $d_b \leq 30\text{M}$ ≤ 0.060 pour $d_b \geq 35\text{M}$	$\leq \epsilon_{sb} = 0.032 + 790 \rho_s \frac{f_{yhe}}{E_s} - 0.14 \frac{P}{A_f f'_{ce}}$
Δ_{Tablier}	Doit permettre l'évacuation du pont	Pas d'indication

Dans ce tableau

ϵ_{ccu} est la déformation ultime en compression d'un béton confiné;

ϵ_{sb} est la déformation de flambement d'une barre d'armature;

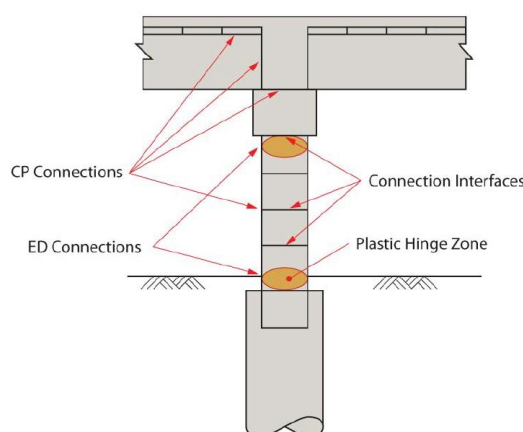
f_{yhe} correspond à la limite élastique escomptée des spirales assurant le confinement;

f_{ce} est la résistance en compression escomptée du béton.

2.3 Type de connexions pour une construction accélérée

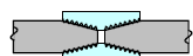
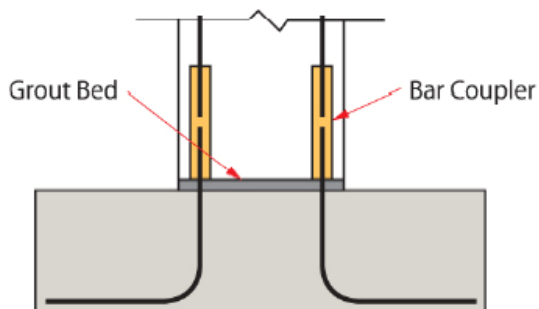
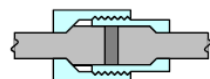
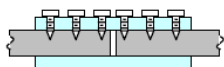
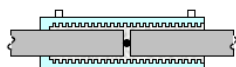
2.3.1 Méthodes existantes

La conception des connexions entre les différents éléments doit être faite de façon à assurer un comportement adéquat qui rencontre les mêmes exigences qu'une construction conventionnelle, d'autant plus que ces connexions se retrouvent très souvent dans une zone de rotule plastique. La figure 2-14 montre des exemples d'endroits où les connexions peuvent se retrouver.



**Figure 2-14 Endroits où peuvent se retrouver les connexions pour éléments préfabriqués,
tiré de (Marsh, 2011)**

Selon l'endroit où se situe la connexion, le NCHRP (*National Cooperative Highway Research Program*) définit deux types de connexions : ED (*Energy-Dissipating* - Dissipe l'énergie) et CP (*Capacity-Protected* - Élément protégé). Les connexions de type ED présentent une résistance cyclique moindre que les éléments adjacents, forçant les déformations inélastiques à se produire dans celles-ci. Cependant, ces connexions sont conçues de façon à pouvoir bien dissiper l'énergie et à accepter de grandes déformations pour satisfaire aux exigences associées à la demande sismique de la région où le pont est construit. À l'inverse, les connexions de type CP sont conçues plus résistantes que les éléments adjacents, assurant un comportement élastique et minimisant l'endommagement de celles-ci. Les figures 2-15 à 2-18 qui suivent présentent un résumé des différents types de connexions retrouvés sur des projets de type « ABC ». Seuls les concepts y sont présentés et le lecteur est invité à consulter les ouvrages des différents auteurs pour plus d'informations.

*Threaded sleeve**Headed bars with mating sleeves**External clamping screws**Grouted splice sleeve*

(Marsh, 2011)

Description

Ce système permet de coupler deux barres ensemble, bout à bout, à l'aide de différents systèmes permettant d'éliminer le chevauchement des barres d'armatures. Les systèmes d'attache sont standards et doivent permettre la plastification des barres d'armature.

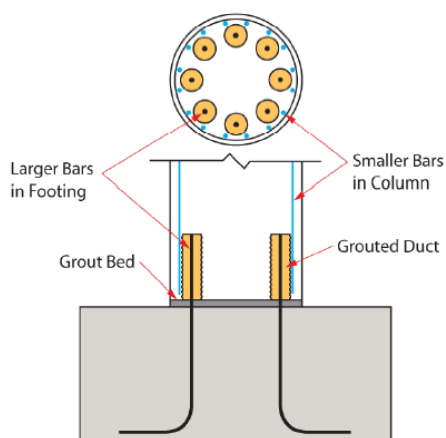
Auteurs pertinents

(Ameli et al., 2015; Haber, Zachary B, 2013; Marsh, 2011; Tazarv & Saiidi, 2015)

Avantages et inconvénients

Plus rapide qu'une construction conventionnelle, mais peu d'informations concernant le comportement sous un chargement cyclique. Le mécanisme de coupleur doit être adéquatement choisi puisque cette connexion repose sur son comportement

Figure 2-15 Connexion de type « barres couplées »



(Marsh, 2011)

Description

Les barres longitudinales d'un élément préfabriqué sont prolongées et insérées dans un autre élément préfabriqué avec trous en attente. Un coulis cimentaire est ensuite ajouté afin de noyer les barres d'armature. Ce type de connexion repose sur l'adhérence entre la barre et le coulis cimentaire. L'effort est transféré de la colonne à la semelle par un chevauchement des barres longitudinales.

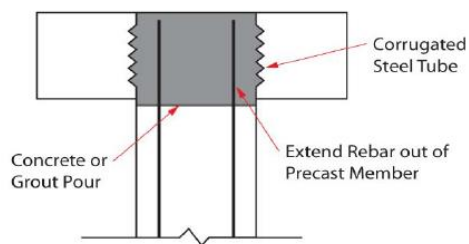
Auteurs pertinents

(Belleri, A. & Riva, 2012; Hofer et al., 2021; Tazarv & Saiidi, 2015; Tazarv et al., 2021; Tullini & Minghini, 2019)

Avantages et inconvénients

Facile à assembler, grande tolérance sur la position des barres. Cependant, l'ajout du coulis cimentaire est difficile en chantier, et aucune façon d'assurer qu'il n'y a pas de poche d'air qui se forme lors de la mise en place doit être adéquatement choisi puisque cette connexion repose sur son comportement.

Figure 2-16 Connexion de type « barres prolongées et ancrées »



(Marsh, 2011)

Description

Les éléments jointés reprennent le même principe que les barres prolongées et ancrées. En effet, la différence est qu'il n'y a pas de trous en attente de l'élément qui reçoit les barres prolongées. Un coulis cimentaire est ensuite ajouté dans la « poche ». La résistance est assurée par l'adhérence entre le coulis cimentaire, les barres d'armature et la semelle.

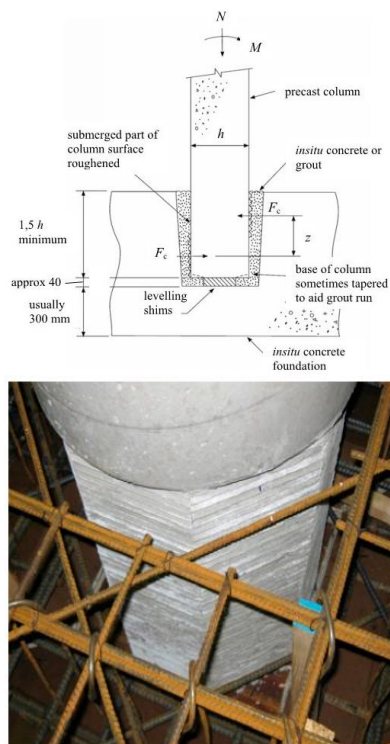
Auteurs pertinents

(Haber, Zachary B, 2013; Wang et al., 2019)

Avantages et inconvénients

Facile à assembler, plus grande tolérance sur la position des barres qu'avec les barres prolongées et ancrées. Cependant, cette méthode demande un temps de mûrissement du béton, donc un gain de temps moindre. En plus de la difficulté à ajouter le coulis cimentaire, ce type de connexion est sensible à l'infiltration d'eau et d'agents corrosifs à l'interface des deux matériaux.

Figure 2-17 Connexion de type « éléments jointés »



(Marsh, 2011)

(Haraldsson et al., 2013)

Description

Cette connexion se différencie des autres puisqu'aucune barre n'est en attente. Un élément préfabriqué est emboîté dans un autre élément préfabriqué, puis un joint de coulis cimentaire est ensuite ajouté. Une autre méthode consiste à construire la cage d'armature de la semelle alentour de la colonne, puis de couler la semelle.

Auteurs pertinents

(Haraldsson et al., 2013; Xu et al., 2021; Zhang et al., 2021)

Avantages et inconvénients

Grande tolérance pour placer la colonne dans la semelle. La conception de la colonne peut être la même qu'une colonne conventionnelle, pas besoin de coulis cimentaire si la semelle est coulée autour de la colonne.

Figure 2-18 Connexion de type « éléments emboîtés »

Plus récemment, des essais ont été menés sur des colonnes à coffrage participatif. Le principe est de construire une coque armée, souvent constituée de matériaux innovants, qui sert de coffrage pour ensuite couler du béton ordinaire à l'intérieur. Cette coque joue trois rôles distincts :

coffrage pour le béton ordinaire, protection du noyau aux intempéries (sel de déglacage, cycle gel/dégel) et confinement adéquat pour le noyau. Ce type de colonne se distingue des autres types par sa grande rigidité. Cette technique permet d'éviter l'assemblage de la cage d'armature et de manipuler du béton fibré en chantier. La figure 2-19 présente un spécimen testé à l'université de Berkeley, en Californie.

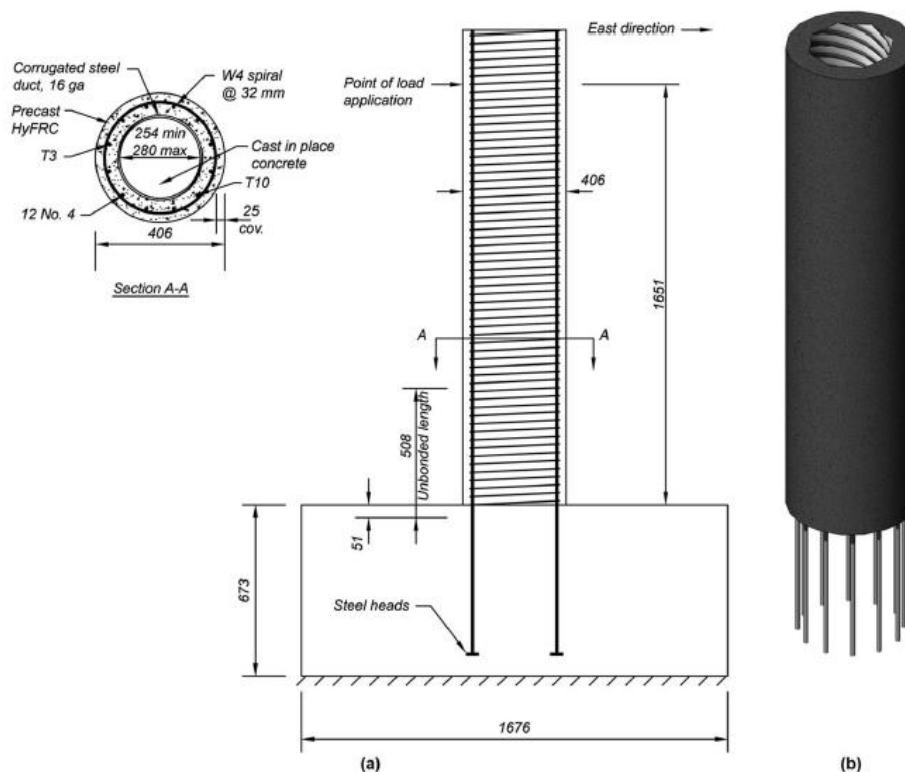


Figure 2-19 Colonne testée à l'université de Berkeley (Nguyen et al., 2017)

Dans le cas présent, l'armature se trouve uniquement dans la coque et un béton ordinaire est coulé au centre. Grâce à sa coque renforcée de fibres, la colonne a su maintenir une charge de 93% de sa charge maximale jusqu'à un déplacement de $9.5 \Delta_y$, pour ensuite atteindre un déplacement maximal de $13 \Delta_y$ (Nguyen et al., 2017). La colonne présente peu d'endommagement et aucun signe de flambement des barres longitudinales. Dans le cadre du programme de recherche mené à Polytechnique Montréal, 3 colonnes employant cette technologie ont été testées par Simon Bourget (2021), pour son projet de doctorat. Les trois spécimens présentent certaines distinctions : deux spécimens ont une coque armée en béton fibré

ultra performant et l'autre utilise un béton haute performance. Le cœur des trois colonnes est aussi armé par des barres longitudinales provenant de la semelle. Globalement, la réponse sismique de ces trois spécimens répond largement aux critères de conception, avec une ductilité d'environ $12 \Delta_y$, un endommagement minime et aucun signe de flambement des barres longitudinales. Comme pour le spécimen de Berkeley, les essais se terminent par la rupture de deux barres d'armatures.

2.4 Ancrage et chevauchement des barres d'armatures

2.4.1 Longueur d'ancrage et longueur de développement

La longueur de développement L_d correspond à la longueur d'ancrage d'une barre d'armature qui permet l'atteinte de la plastification, comme le montre la figure 2-20. L'adhérence est la contrainte de cisaillement qui permet le transfert des efforts entre la barre et le béton, qui se distingue en 3 composantes : l'adhérence chimique, le frottement ainsi que l'interaction mécanique entre les crénelures de la barre d'armature et le béton (Lutz & Gergely, 1967).

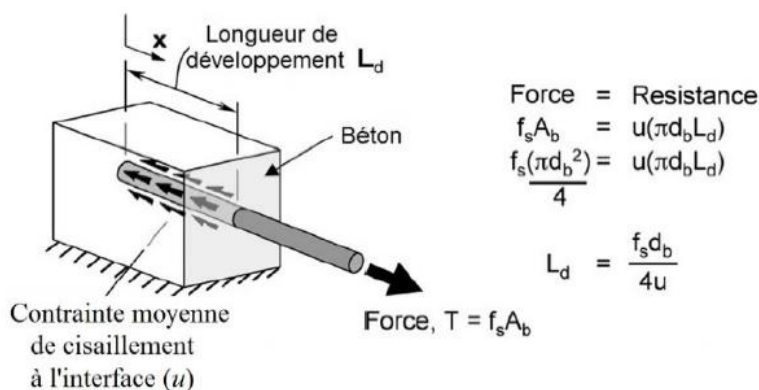


Figure 2-20 Représentation de la longueur de développement d'une barre d'armature en traction directe

Une longueur d'ancrage adéquate en traction doit être choisie afin d'assurer la plastification de la barre d'armature avant son arrachement ou son glissement dans un élément fléchi. Cette longueur

d'ancrage dépend de plusieurs facteurs : son diamètre, la distance par rapport aux autres barres, le recouvrement du béton ainsi que la résistance en traction du béton (Zuluaga et al., 2015).

Deux types d'essais ont historiquement été utilisés pour déterminer de la longueur de développement : les essais d'arrachement et les essais de flexion. La figure 2-21 présente différents types d'essais d'arrachement standards.

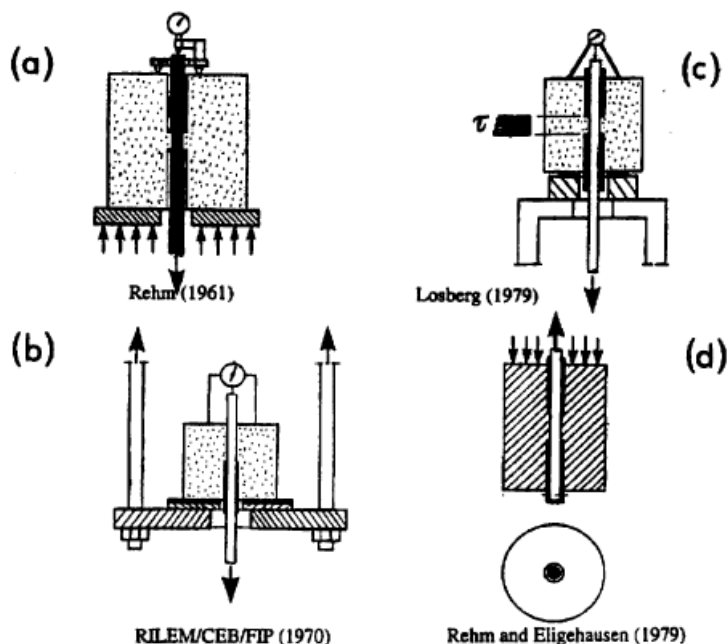


Figure 2-21 Test d'arrachement d'une barre d'armature au sein d'un bloc de béton
(Cairns, 2015)

L'essai d'arrachement standard a longtemps été la référence pour déterminer les propriétés de contraintes d'adhérence – glissement des armatures. Toutefois, l'état de contrainte dans le béton n'est pas représentatif des conditions retrouvées dans les éléments fléchis comme les poutres et les poteaux. Pour cette raison, les essais de flexion sont considérés plus représentatifs, comme montré sur la figure 2-22. Cet essai peut inclure différentes conditions géométriques (espacement des barres, confinement par les étriers, etc.).

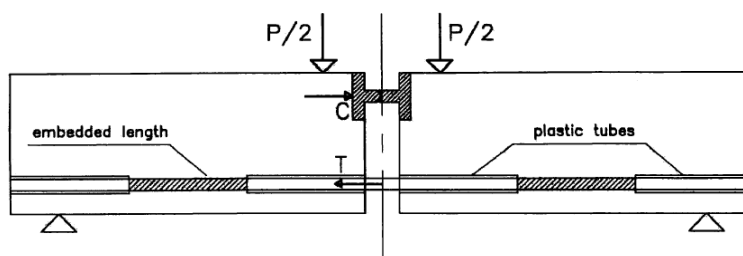


Figure 2-22 Test de longueur de développement d'une barre d'armature (Cairns, 2015)

2.4.2 Joint de chevauchement

Le chevauchement des barres d'armature consiste en une technique de construction qui permet d'assurer une continuité de l'acier d'armature dans une structure. Afin d'assurer le transfert des efforts d'une barre à l'autre, la longueur de chevauchement doit être adéquate. Selon l'article [4.7.5.2.7] de la norme CSA S6-19, la longueur de chevauchement au sein d'une colonne en béton armé pour une conception parasismique doit être supérieure à 400 mm ou 60 diamètres de barre, et le chevauchement est interdit dans une zone de rotule plastique (CSA, 2019). Deux types de joints de chevauchement sont retrouvés : joint de chevauchement avec contact et sans contact, comme le montre la figure 2-23.

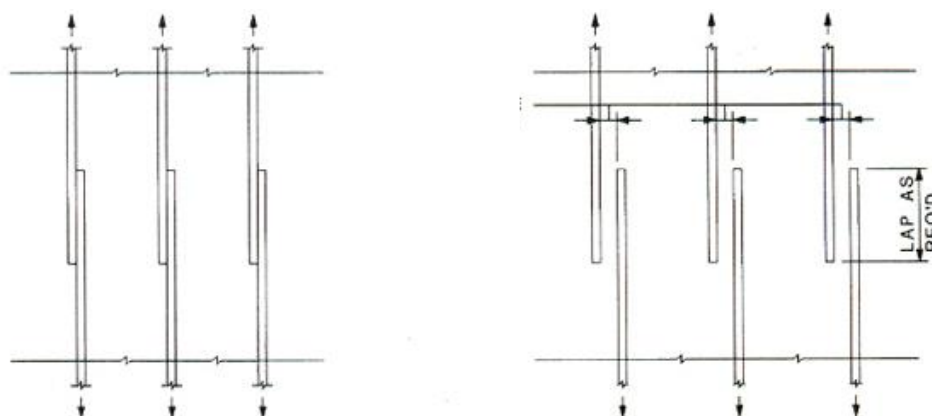


Figure 2-23 Chevauchement de barres d'armatures avec et sans contact

Pour des éléments préfabriqués, des joints sans contact sont préférables puisqu'ils facilitent l'assemblage des éléments et assurent une meilleure distribution du béton dans le joint. Des

études réalisées par Sagan et Gergely sur 47 spécimens en béton ordinaire contenant chacun 2 joints de chevauchement, ont montré que le nombre de cycles inélastiques avant rupture d'un joint de chevauchement en traction dépend principalement du niveau de confinement fourni par le béton et l'armature transversale (Sagan et al., 1991). De plus, l'espacement entre les barres d'armatures ainsi que la résistance du béton sont deux autres facteurs à prendre en compte. En effet, comme le montre la figure 2-24, le béton permet le transfert d'effort d'une barre à l'autre par des bielles en compression. En revanche, le mode de rupture est associé au fendage du béton en traction.

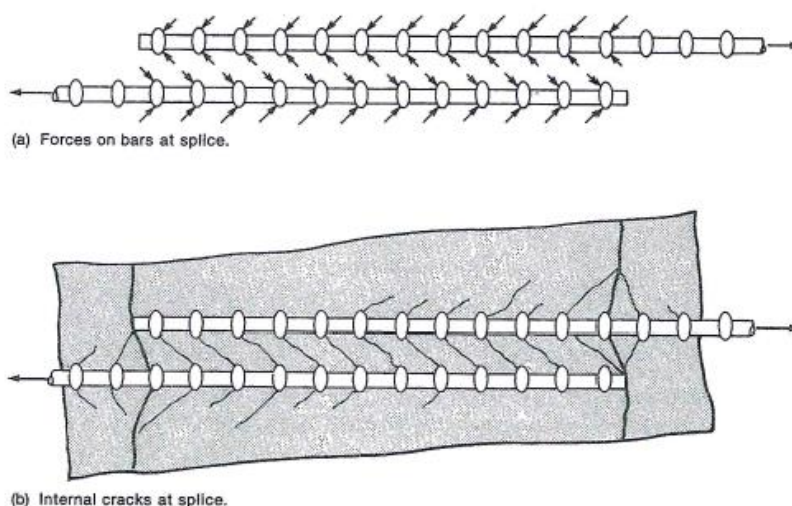


Figure 2-24 Principe de transmission des efforts entre une 2 barres d'armatures chevauchées (Hamad & Mansour, 1996)

Le transfert d'efforts peut être modélisé par un élément de treillis où la force est transmise d'une barre à l'autre par une bielle en compression, le béton, et la force de traction est reprise par la barre d'armature ainsi que le béton avoisinant celle-ci (Sagan et al., 1991). Les auteurs concluent pour le béton non fibré que le niveau de performance d'un joint de chevauchement dans le domaine élastique est indépendant de l'espacement des barres jusqu'à une distance de $6d_b$, et que pour assurer un comportement adéquat dans le domaine inélastique, des armatures transversales uniformément disposées le long de la longueur de chevauchement sont nécessaires puisqu'elles jouent un rôle critique dans le transfert d'efforts. Une autre étude menée sur 17 poutres en béton non fibré, avec différents joints de chevauchement dans une zone de moment constant au centre

des poutres, ont montré que les joints sans contact ont une plus grande résistance à la flexion comparée au joint avec contact, et ce jusqu'à un espacement de $5d_b$ (Hamad & Mansour, 1996)

2.4.3 Utilisation du BFUP dans un joint de chevauchement

Comme mentionné précédemment, les codes modernes de conception des ponts (comme la norme CSA-S6:19) proscrivent le chevauchement des barres d'armatures longitudinales dans les zones de rotules plastiques pour les piles devant résister aux séismes comme à la base des colonnes ou encore à niveau du chevêtre. Dans le cadre des projets de construction accélérée des ponts, l'utilisation du BFUP dans les joints de connexion entre deux éléments préfabriqués où il y a un chevauchement d'armatures présente des avantages considérables en permettant d'utiliser des longueurs de chevauchement grandement diminuées, de 4 à 5 fois par rapport au béton normal. Dans les éléments sujets à de grandes rotations plastiques cycliques, les joints en BFUP permettent le chevauchement des armatures à l'extérieur des zones de rotule plastique, comme à la base des piles de ponts, comme démontré dans les programmes d'essais antérieurs réalisés à Polytechnique Montréal (Dagenais, M.-A. et al., 2018; Darveau, 2018) pour lesquels des performances sismiques améliorées ont été obtenues. Pour ces applications, tout comme pour les joints entre les éléments de dalles préfabriquées, la clé du succès réside dans la performance exceptionnelle des joints de chevauchement dans le BFUP tel que décrit dans ce qui suit.

2.4.4 Adhérence des armatures dans le BFUP

Des études réalisées au cours des 10 dernières années sur l'adhérence des barres d'armature dans le BFUP montrent que celui-ci est un matériau qui, utilisé localement au niveau des connexions des éléments préfabriqués, est très avantageux pour la préfabrication. En effet, les zones de chevauchement entre éléments préfabriqués ont longtemps considéré comme les points faibles de ce type de construction. L'utilisation de joints de chevauchement en BFUP rend ces points névralgiques plus robustes que les éléments qu'ils relient.

Yuan & Graybeal, 2015 ont réalisé des essais d'arrachement sur des barres d'armatures chevauchées, avec et sans contact, dans un BFUP. Ces essais ont été conçus afin de représenter du mieux possible les conditions de chevauchement d'armatures retrouvées en situation réelle. La figure 2-25 présente le montage utilisé pour l'essai.

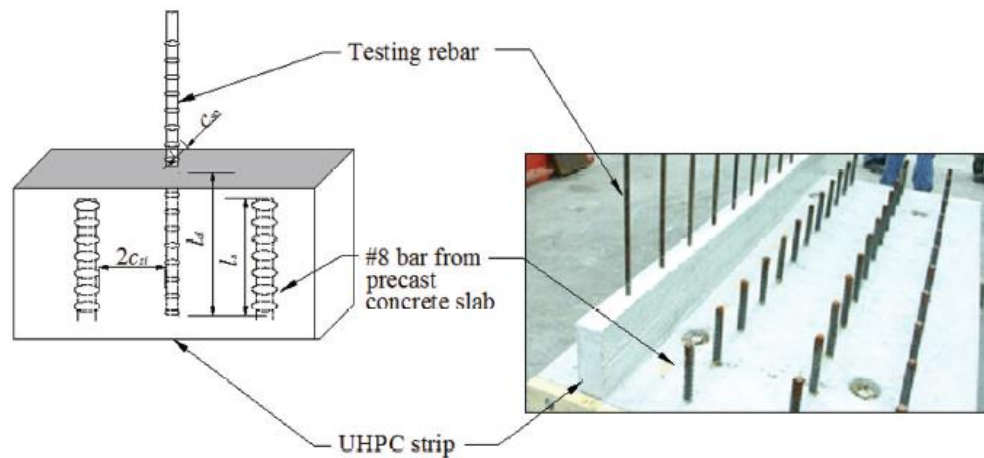


Figure 2-25 Montage expérimental utilisé pour des tests d'arrachement sur des barres d'armatures dans du BFUP, tiré de Yuan et Graybeal

La dalle du dessous est préfabriquée avec des barres no.8 dépassant de 203 mm (8 po). Un muret de BFUP, avec un pourcentage de fibres de 2%, est coulé par-dessus la dalle, centré sur les barres no. 8, alors que les barres testées (#5 à #7) sont placées en alternance entre deux barres no. 8. L'essai d'arrachement est fait à l'aide d'un vérin hydraulique appuyé sur une chaise reposant sur la dalle préfabriquée, comme le montre la figure 2-26.

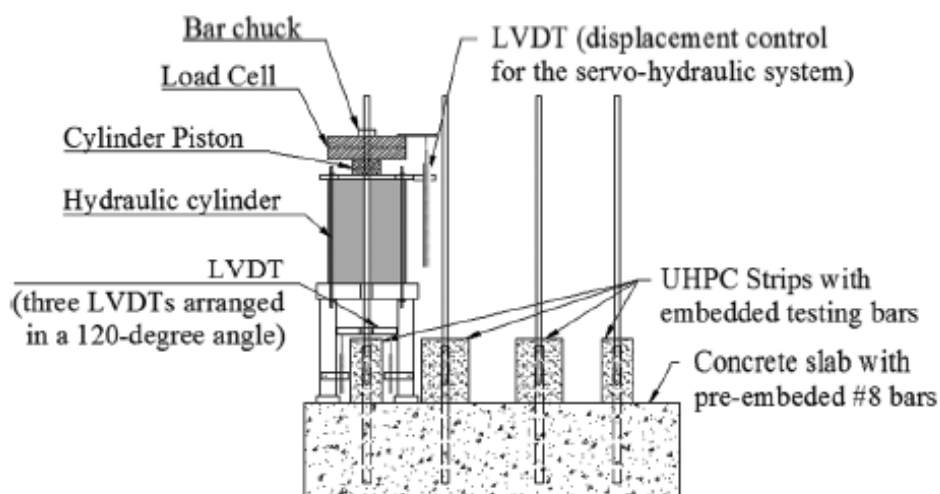


Figure 2-26 Position du vérin par rapport au banc d'essais lors du test d'arrachement, tiré de Yuan et Graybeal

Ce montage permet de mettre en tension les barres testées ainsi que les barres no. 8 provenant de la dalle préfabriquée (Yuan & Graybeal, 2015). L'objectif visé est d'avoir des barres ancrées dans le béton sans avoir l'effet de confinement obtenu d'essais d'ancrage normalisés (pull-out) pour lequel un gain de résistance dû à la compression provient de la réaction du vérin directement appuyé sur le bloc, comme le montre la figure 2-21. Les barres utilisées pour l'essai sont de catégorie haute résistance, afin d'éviter la plastification ou la rupture de la barre à de basses contraintes. Des configurations différentes du montage sont testées afin d'isoler certaines variables : longueur d'ancrage, l'épaisseur du recouvrement ainsi que l'espacement entre les barres. La figure 2-27 présente les contraintes ultimes en fonction de la longueur d'ancrage, pour différentes valeurs d'épaisseur de recouvrement.

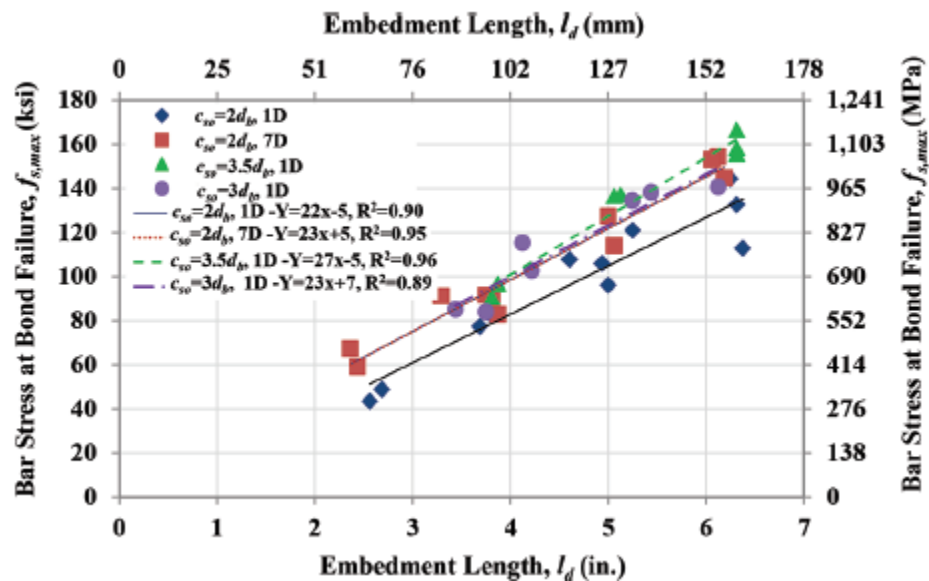


Figure 2-27 Contraintes dans les barres en fonction de la longueur d'ancrage et de différents paramètres (Yuan & Graybeal, 2015)

Pour des longueurs d'ancrage d'aussi peu que $5d_b$ (127 mm), les barres atteignent des contraintes de 700 MPa avec un recouvrement de $2d_b$. De plus, l'espacement entre les barres joue un rôle important. En effet, comme le montre la figure 2-28, si l'espacement est supérieur à $l_s \tan(\theta)$, les autres barres d'armatures ne confèrent aucune aide pour freiner la propagation des fissures diagonales (Yuan & Graybeal, 2015). Il est à noter qu'il y a une erreur de notation sur la figure 2-28, où le terme « $2c_{si}$ » devrait être remplacé par « c_{si} ».

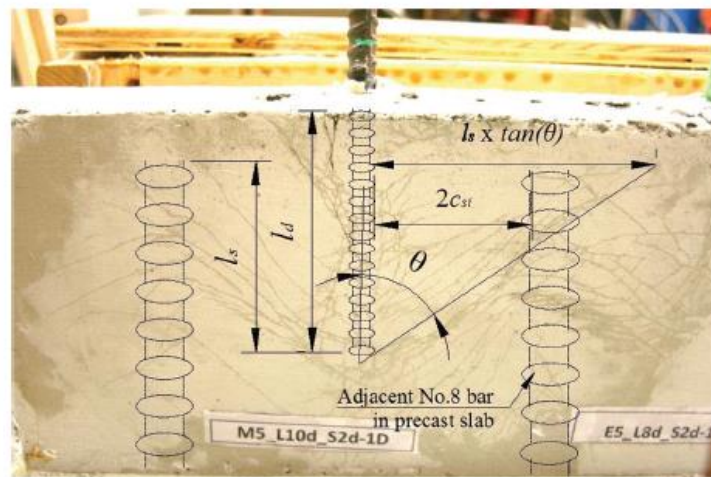


Figure 2-28 Propriétés géométriques de la configuration des barres et espacement maximal à respecter pour un effet de groupe (Yuan & Graybeal, 2015)

Pour un espacement supérieur à $l_s \tan(\theta)$, les auteurs concluent que la résistance à l'arrachement d'une barre d'armature dépend majoritairement des propriétés mécaniques en traction du BFUP. Les conclusions tirées de cette étude sont que la force d'adhérence augmente lorsque :

- la longueur d'ancrage augmente;
- l'épaisseur du recouvrement augmente;
- la résistance à la compression du BFUP augmente.

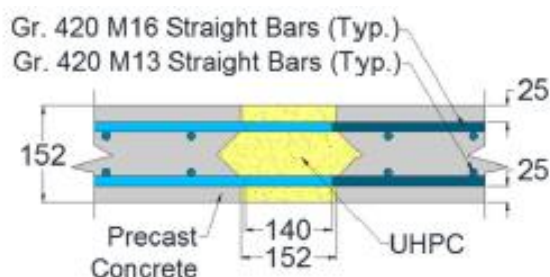
De plus, les barres en contact présentent des forces d'adhérence plus faibles que les barres sans contact. Les auteurs expliquent ce phénomène par le manque de fibres entre les barres qui réduit les performances en traction du BFUP (Yuan & Graybeal, 2015). La figure 2-29 présente les recommandations des auteurs à la suite de leur étude.

Yield strength of reinforcement (MPa)	Minimum cover (c)	Embedment length (l_d)
$f_y \leq 517$	$c \geq 3d_b$	$8d_b$
	$2d_b \leq c < 3d_b$	$10d_b$
$517 < f_y \leq 689$	$c \geq 3d_b$	$12d_b$
	$2d_b \leq c < 3d_b$	$12d_b$

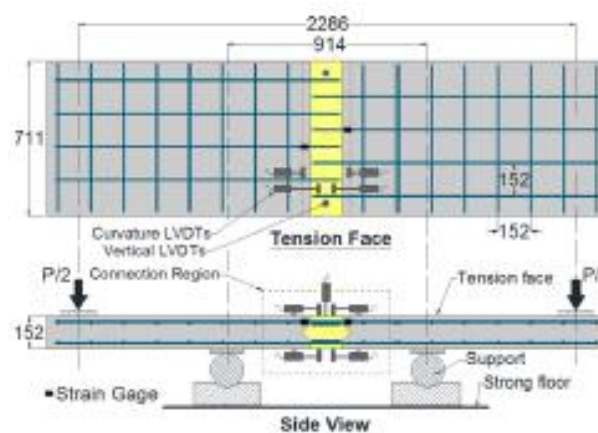
Figure 2-29 Recommandation de Yuan et Graybeal à la suite des essais d'arrachement, 2015

Malgré que l'essai développé par le FHWA élimine certains problèmes, les études numériques de (Rosini, 2018) et (Bastide, 2020) ont fait ressortir que le fait de tirer sur une barre peut, dans certains cas, augmenter la résistance à l'ancrage alors que celle-ci peut diminuer, par rapport à la situation où toutes les barres entre les éléments liés par un joint en BFUP sont sollicitées simultanément. Ce problème fait actuellement l'objet d'un projet de recherche mené par Renaud-Laprise.

Des études subséquentes réalisées par Haber et Graybeal en 2018 sur des tabliers de ponts préfabriqués ont confirmé les recommandations de la figure 2-29 (Haber, Zachary B. & Graybeal, 2018). Les tabliers de ponts sont connectés à l'aide d'un joint de BFUP où l'armature se chevauche, comme le montrent les figure 2-30 et figure 2-31 ci-dessous.



**Figure 2-30 Configuration du joint en
BFUP**



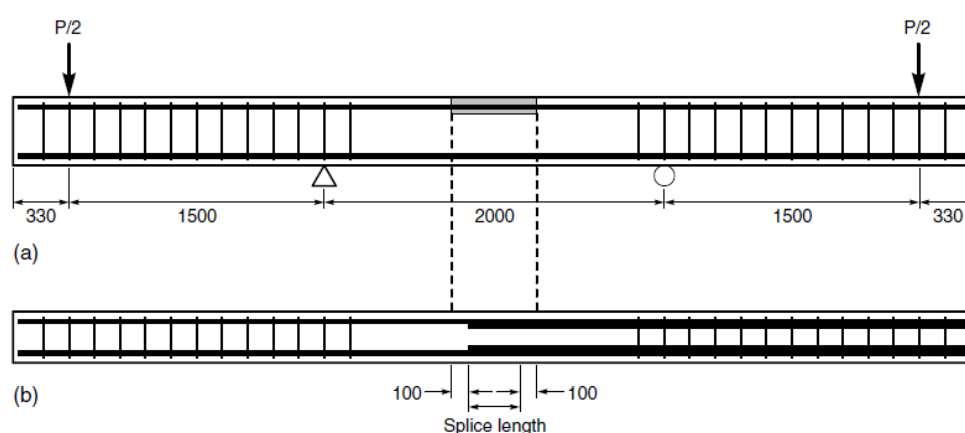
**Figure 2-31 Configuration du tablier testé et
instrumentation**

Les cinq spécimens ont présenté une résistance en flexion supérieure à ce qui était attendu selon une méthode de calcul classique. De plus, les ruptures des spécimens sont dues à l'éclatement du béton ordinaire des panneaux préfabriqués (Haber, Zachary B. & Graybeal, 2018). À la rupture, les barres d'armatures chevauchées sans contact dans le joint présentaient des contraintes entre 485 et 540 MPa.

Dans une étude sur des joints entre dalles préfabriquées jointes avec des joints en BFUP, Marleau (2017) a également confirmé que ce type de joint présentait un comportement adéquat lorsque soumis à des cycles de fatigue engendrés par le trafic routier.

2.4.5 Joint de chevauchement dans le BFUP

Les propriétés mécaniques améliorées en traction du BFUP ainsi que sa grande résistance à la compression permet de réduire, voire d'éliminer, certains modes de rupture liés au chevauchement des barres d'armatures dans une zone soumise à des efforts de flexion. En effet, des essais sur 18 poutres en flexion 4 points ont été réalisés où la zone de chevauchement est réparée avec du BFUP, comme le montre la figure 2-32 (Dagenais, M.-A. & Massicotte, 2015).



**Figure 2-32 Essais de flexions 4 points sur des poutres avec zone de moment constant
(Dagenais, M.-A. & Massicotte, 2015)**

Plusieurs variables étaient observées durant ces essais, notamment la profondeur de réparation, la longueur de chevauchement et la grosseur des barres utilisées. Aucune armature transversale n'est présente afin d'isoler l'apport en gain de résistance du BFUP. Globalement, les résultats des essais montrent une augmentation considérable de la ductilité vis-à-vis les poutres de référence. De plus, le mode de rupture par fendage a soit été complètement éliminé ou il est survenu plus loin durant l'essai, et ce grâce à une bonne capacité au BFUP d'emmagasiner l'énergie (Dagenais, M.-A. & Massicotte, 2015). La plastification des armatures 25M est observée pour une longueur de chevauchement de seulement $6 d_b$ et de $12 d_b$ pour les barres 35M. D'autres essais expérimentaux menés par Guillaume Boucher-Proulx sur deux piles rectangulaires, une pile de référence ainsi qu'une pile réhabilitée, ont montré une fois de plus le grand potentiel d'utiliser le BFUP dans une zone de chevauchement d'armatures, plus

précisément au niveau de la rotule plastique d'une colonne de pont. Les spécimens ont été fabriqués selon le mode de construction typique des pratiques d'avant les années 1980 où de nombreux détails d'armatures sont reconnus aujourd'hui comme étant inadéquats au niveau de la rotule plastique. Avec la méthode de renforcement préconisée, le béton dans la zone de chevauchement des armatures à la base des piles est substitué par un BFUP. Dans une première série d'essais, une de ces piles a été réhabilitée en enlevant le béton ordinaire jusqu'à $1 d_b$ derrière les armatures en chevauchement, sur toute la longueur de chevauchement, comme le montre la figure 2-33.

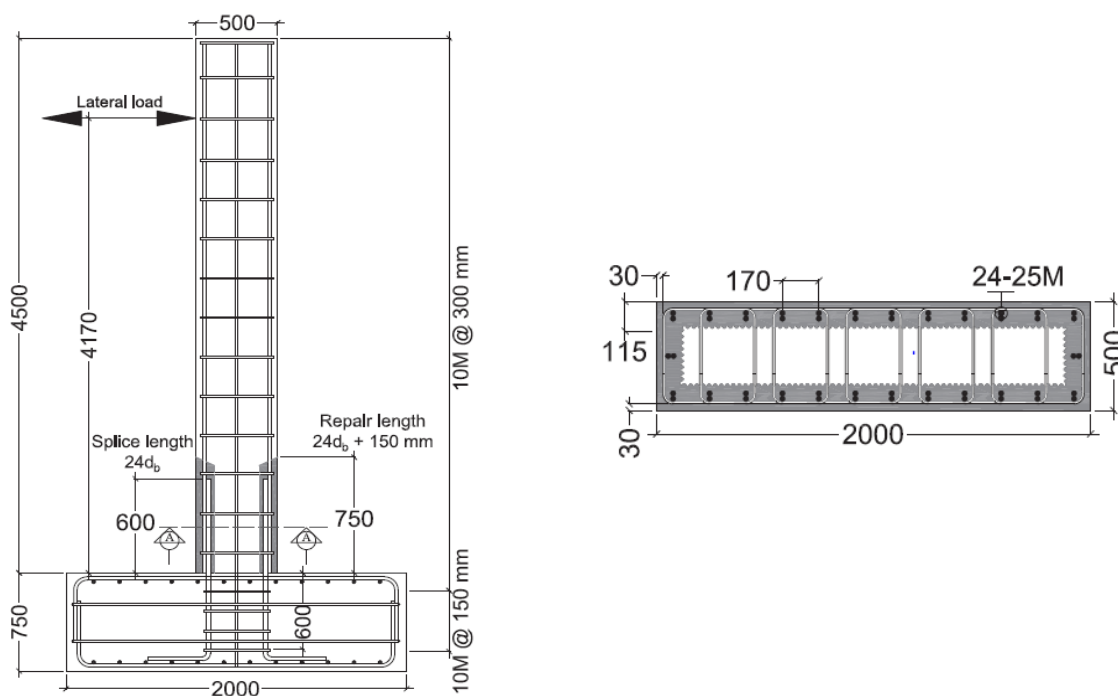


Figure 2-33 Technique de réhabilitation par remplacement du béton ordinaire par du BFUP dans la zone de chevauchement des armatures, tiré de (Dagenais, M.-A. et al., 2018)

Pour les piles des ponts existants non conçus pour résister aux séismes, il est courant de trouver des longueurs de chevauchement des armatures de $24 d_b$ qui correspond davantage aux longueurs utilisées pour les poteaux en compression. Les deux piles ont été soumises à un chargement cyclique afin d'apprécier le comportement en condition sismique. Avant même de terminer son premier cycle, la pile de référence présentait des fissures de fendage associées à une perte d'adhérence entre les barres d'armatures et le béton. Une rupture fragile est survenue au 2e cycle

seulement. La deuxième pile s'est démarquée par une grande ductilité et une bonne capacité à dissiper l'énergie du séisme (Dagenais, M.-A. et al., 2018). La figure 2-34 présente les courbes hystérésis force-déplacement des 2 piles.

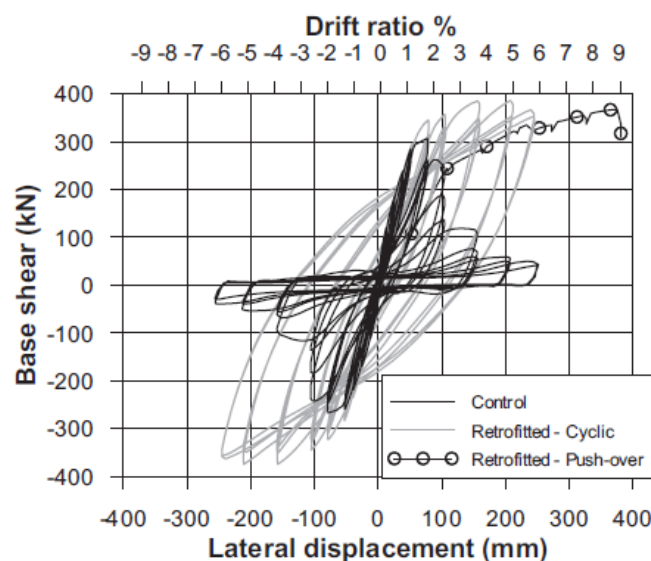


Figure 2-34 Courbes hystérésis des 2 colonnes testées dans le cadre du projet de Boucher-Proulx

L'aire sous la courbe de la pile réhabilitée montre sa capacité à bien dissiper l'énergie. De plus, elle maintient sa charge jusqu'à un ratio de ductilité en déplacement μ_{Δ} égal à 6. Ce comportement témoigne de la grande utilité du BFUP au niveau de la zone de la rotule plastique d'une pile de pont.

Plus récemment, des essais expérimentaux réalisés par Philippe Darveau sur une colonne ronde préfabriquée ont aussi montré que l'utilisation du BFUP pour un joint de connexion d'éléments préfabriqués où il y a présence de chevauchement d'armature est plus qu'adéquate. Ces résultats seront présentés au chapitre 3.

2.5 Analyse numérique

Cette section présente sommairement les logiciels d'analyse numérique utilisés dans le cadre de ce projet. Les analyses des piles des spécimens et des piles de ponts ont été réalisées avec le

logiciel d'éléments finis Abaqus (Hibbitt et al., 2014). Avec ce logiciel est utilisé le modèle constitutif de béton EPM3D, développé à Polytechnique Montréal (Massicotte, B. & Ben Ftima, 2017) pour modéliser le comportement non linéaire du béton. La combinaison de ces deux logiciels permet l'analyse non-linéaire raffinée des structures en béton. Le logiciel *Response2000* est aussi utilisé dans le cadre d'analyse sectionnelle en 2D pour une pile de pont en courbure simple.

2.5.1 Abaqus

Abaqus est un logiciel d'éléments finis qui permet l'analyse statique et dynamique pour plusieurs types de problèmes. Le logiciel propose à l'utilisateur deux versions, soit Abaqus/Standard et Abaqus/Explicit, qui se différencient par leur méthode de résolution ainsi que les types d'éléments retrouvés dans la librairie. En effet, Abaqus/Standard utilise la formulation suivante pour résoudre un problème :

$$P - I = 0 \quad (2.9)$$

où P est la matrice des forces externes et I la matrice des forces internes à chaque nœud. Cette méthode est basée sur l'équilibre des forces externes et internes, obtenu de façon itérative jusqu'à l'atteinte de la convergence. Le choix de la méthode dépend du type de problème rencontré. Les méthodes fréquemment utilisées sont Newton-Raphson ainsi que la méthode de Riks, basée sur la longueur d'arc. Abaqus/Explicit utilise la formulation suivante :

$$M\ddot{u} = P - I \quad (2.10)$$

où M est la matrice des masses modales et u la matrice de l'accélération des nœuds. Les étapes de résolution pour un problème dans Abaqus/Explicit sont présentées ci-dessous (Massicotte, B. & Ben Ftima, 2017)

1.	Incrément du temps t , calcul de l'accélération nodale	$\ddot{u}(t) = (\mathbf{M})^{-1}(\mathbf{P}(t) - \mathbf{I}(t))$	(2.11)
2.	Calcul des déplacements nodaux avec double intégrale en utilisant la méthode de différence centrale	$u(t + \Delta t) = u(t) + \Delta t(t + \Delta t)\ddot{u}\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right)$	(2.12)
3.	Calcul de l'incrément des déformations	En connaissant le taux de déformations $\Delta\varepsilon = \varepsilon(t+\Delta t) - \varepsilon(t)$	
4.	Calcul des contraintes en utilisant les lois de matériaux	$\sigma(t + \Delta t) = f(\sigma(t), d\varepsilon)$	(2.13)
5.	Calcul du vecteur des forces nodales internes	$\mathbf{I}(t + \Delta t)$	(2.14)

Globalement, à chaque pas de temps, EPM3D reçoit en intrant les taux de déformations des matériaux et actualise les contraintes dans les éléments. Afin d'effectuer une analyse quasi-statique dans Abaqus/Explicit, il est important de choisir un temps d'application de la charge adéquat afin d'obtenir un ratio de l'énergie cinétique par rapport à l'énergie interne de déformation inférieur à 5% (Ben Ftima, 2018). Généralement, un temps équivalent à 20 fois la première période fondamentale du modèle numérique est utilisé (Ben Ftima, 2018). La figure 2-35 présente la différence entre une réponse pour un chargement équivalent à 3T, 10T et d'une analyse effectuée dans Abaqus/Standard, où T est la première période du modèle numérique.

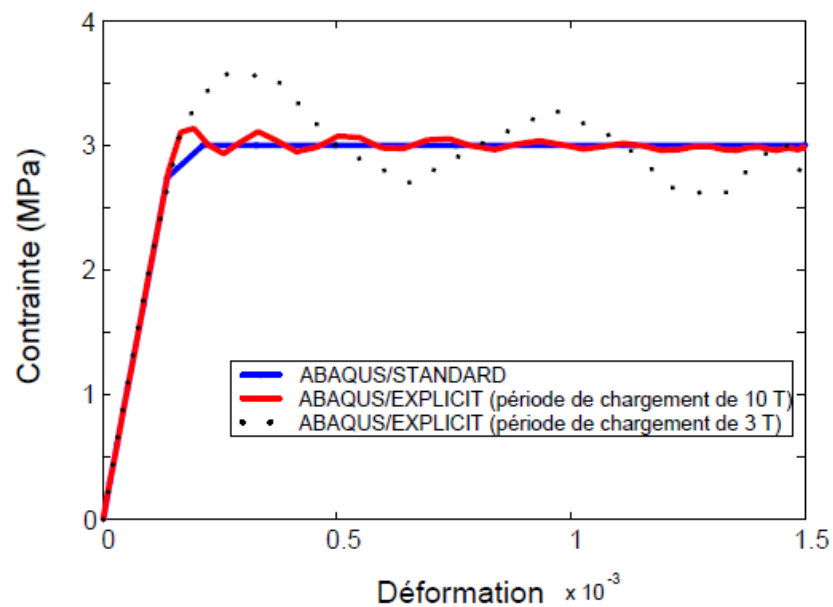


Figure 2-35 Analyse dans le domaine Implicite (Standard) vs Explicite (Ben Ftima, 2018)

2.5.2 EPM3D

EPM3D (Endommagement Progressif Multiaxial Tridimensionnel) est une loi constitutive pour l'analyse non linéaire par éléments finis (Massicotte et Ben Ftima 2017). Cette loi permet de considérer le béton non armé ou armé ordinaire ainsi que les bétons renforcés de fibres, adoucissants ou écouissant, sous des charges multiaxiales. Cette section vise à présenter les différentes hypothèses adoptées par ce modèle constitutif.

2.5.2.1 Béton en compression

2.5.2.1.1 Comportement pré-pic

La loi de comportement du béton pré-pic est définie à l'aide du modèle de Saenz (1964) ainsi que d'un scalaire, λ , qui représente l'endommagement du béton. Ce scalaire représente le ratio de l'incrément des déformations inélastiques par rapport aux déformations inélastiques à la rupture (Bouzaïene & Massicotte, 1997). La formulation de ce scalaire est présentée ci-dessous :

$$\lambda = \sum \frac{\Delta \varepsilon_{eq} - \frac{\Delta \sigma}{E_0}}{\varepsilon_c - \frac{\sigma_c}{E_0}} \quad (2.15)$$

Le modèle de Saenz se définit comme suit :

$$\tilde{\sigma} = \frac{E_0 \varepsilon_{eq}}{1 + \left(\frac{E_0}{E_{sec}} - 2 \right) R_e + R_E^2} \quad (2.16)$$

La figure 2-36 ci-dessous présente le concept de l'endommagement du béton sur la courbe contraintes/déformations du béton pré-pic.

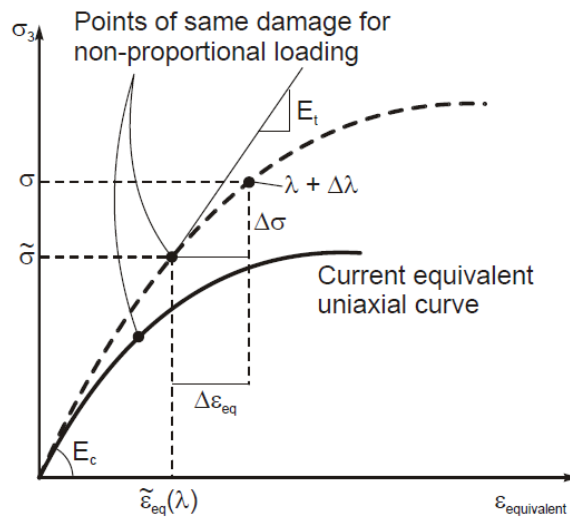


Figure 2-36 Concept de l'endommagement du béton en compression (Massicotte, B. & Ben Ftima, 2017)

Deux enveloppes de ruptures peuvent être utilisées, soit le modèle de Willam et Warnke (1975) et celui de Hseih et al (1982). La différence entre ces deux modèles est le nombre de points de contrôle utilisés par chacun d'eux, soit 5 pour Willam et Warnke et 4 pour Hseih, déterminés expérimentalement.

2.5.2.1.2 Comportement post-pic

Le comportement post-pic du béton en compression est modélisé à l'aide de la courbe présentée à la figure 2-37.

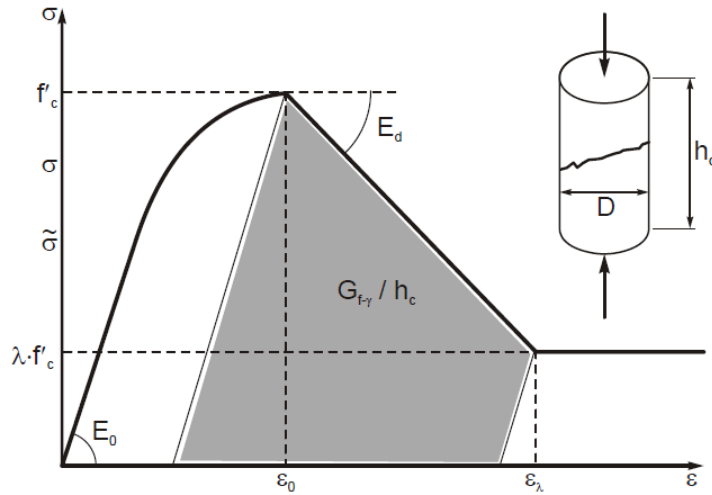


Figure 2-37 Comportement post-pic en compression du béton (Massicotte, B. & Ben Ftima, 2017)

La pente d'adoucissement E_d peut être calculée de la façon suivante :

$$E_d = -\frac{h_c}{\frac{\delta}{f'_c} - \frac{h_c}{E_0}} \quad \text{où } \delta = 0,714 \text{ mm} \quad (2.17)$$

Dans cette équation, h_c représente la taille moyenne d'un élément. Afin que le dénominateur soit positif et non nul, une restriction est imposée pour la grosseur maximale du maillage pour un modèle numérique :

$$h_c \leq \frac{\delta E_0}{f'_c} \quad (2.18)$$

Le modèle prend en considération le gain en résistance et en ductilité en compression associé au confinement du béton, phénomène qui affecte le module élastique, la courbe contrainte déformation ainsi que la pente E_d qui peut même devenir horizontale, comme le montre la figure 2-38

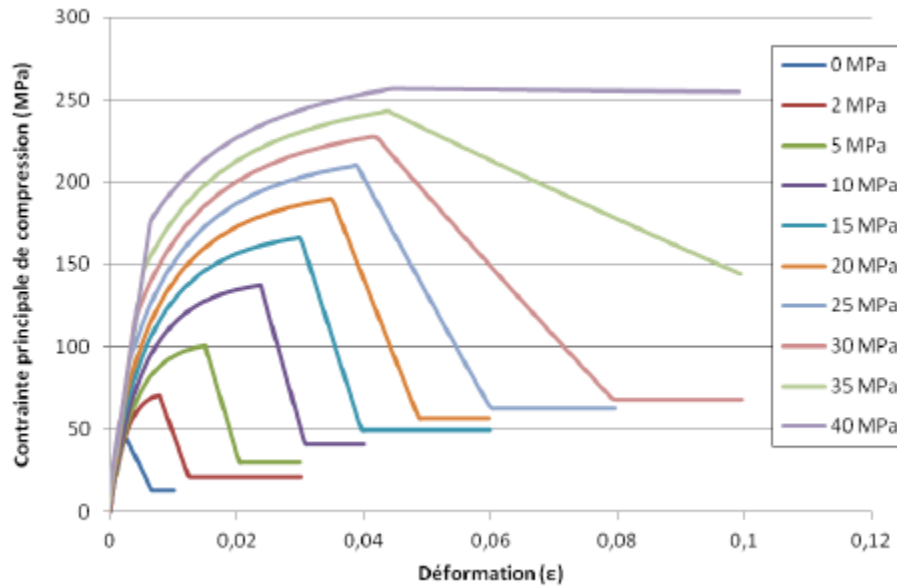


Figure 2-38 Analyses de compression triaxiale avec différents niveaux de confinement, avec l'enveloppe de rupture de Willam et Warnke (1975) (Aubré, 2014)

2.5.2.2 Béton en traction

Les lois en traction pour le béton non armé et armé utilisées par EPM3D sont présentées à la figure 2-39. Le béton non armé est défini par l'énergie surfacique de fissuration G_f (en N/mm) libérée par l'ouverture d'une fissure. Cette valeur, pour un élément de longueur h_t , définit l'énergie de fissuration volumique (en N/mm²). Pour le béton armé, l'interaction du béton et de l'armature augmente l'énergie de fissuration, phénomène appelé raidissement en traction. La loi de Fields & Bischoff (2004) a été introduite dans EPM3D.

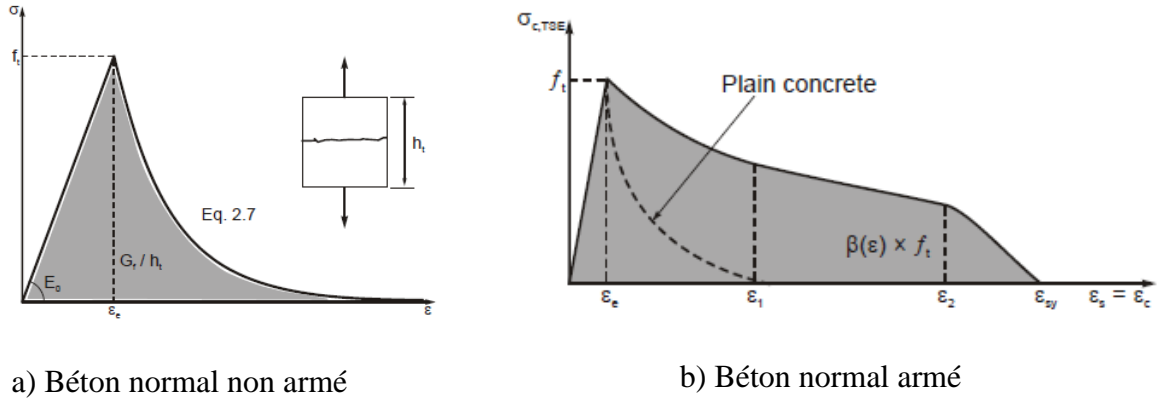


Figure 2-39 Comportement en traction du béton non armé et armé

L'énergie dissipée après la fissuration de la matrice dans un béton renforcé de fibres est beaucoup plus élevée que pour celui d'un béton normal. Dans ce cas, le comportement en traction directe est une donnée d'entrée. Deux courbes typiques sont présentées à la figure 2-39. Pour les BRF adoucissants, la courbe d'adoucissement est reproduite par 5 points après la fissuration de la matrice à la contrainte f'_t . Pour les BRF écrouissants, deux points additionnels doivent être fournis. Dans EPM3D, une loi contrainte-déformation est adoptée pour la partie écrouissant de la courbe. Pour la partie adoucissante, une relation contrainte-ouverture de fissure est considérée. Dans ce cas, la déformation est calculée directement dans EPM3D en divisant l'ouverture de fissure par la taille moyenne de l'élément.

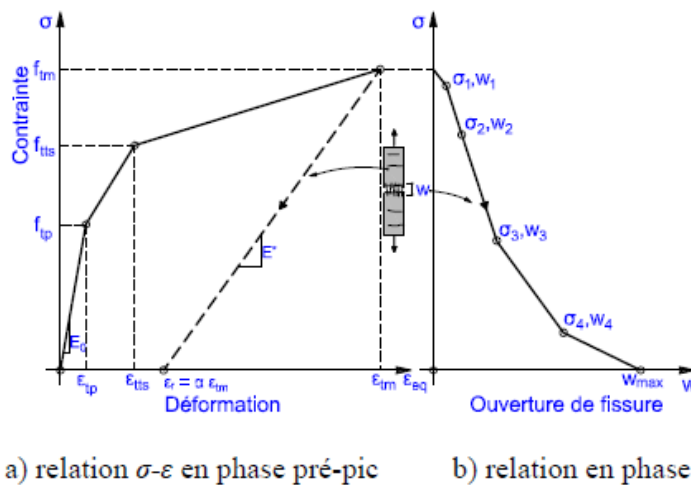


Figure 2-40 Comportement en traction du béton fibré (Lagier, F., 2015)

2.5.3 RESPONSE-2000

Response-2000 est un logiciel d'analyse sectionnelle 2D des éléments de poutres et de colonnes en béton armé soumises à des efforts de flexion, cisaillement et axiaux (Bentz & Collins, 2001). L'hypothèse de calcul implanté dans *Response-2000* est que les sections planes restent planes. Le logiciel tient compte de la non-linéarité des matériaux dans les analyses, comme le montre la figure 2-41, mais pas de la non-linéarité de géométrie.

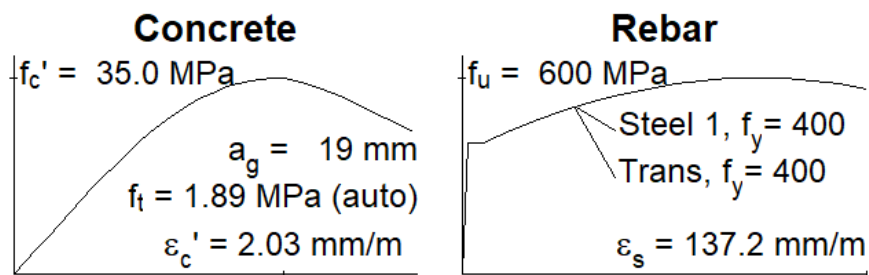


Figure 2-41 Matériaux non-linéaire utilisé par le logiciel *Reponse2000*

En effet, les effets P-Delta, présenté à la figure 2-42 suivante, ne sont pas pris en compte lors des analyses.

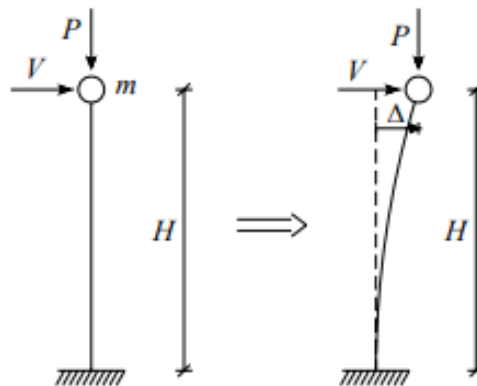


Figure 2-42 Effet P-Delta (Belleri, Andrea et al., 2014)

Dans le cas d'une colonne de pont, l'effet P-Delta est la contribution de l'effort axial sur le moment engendré à la base de la pile, qui se traduit par $M_{P-Delta} = P \times \Delta$. Cela dit, le moment résistant obtenu de l'analyse sectionnelle de *Response-2000* doit être traité avec précaution,

puisque l'effort tranchant obtenu correspond à un effort tranchant équivalent, qui ne tient pas compte de l'effet P-Delta. Cet effort tranchant équivalent est plus grand que l'effort tranchant réel, du fait qu'il reprend la partie des efforts P-Delta.

Dans le cadre de cette recherche, des déplacements de l'ordre de 200 mm pour des spécimens de 3 m de hauteur engendrent un moment dû aux effets P-Delta non négligeables qui doit être tenu compte lors de l'analyse des résultats. L'équation permettant de calculer le moment à la base est donnée par :

$$M_{base} = V \times H + P \times \Delta \quad (2.19)$$

À partir du moment résistant à la base fourni par Response-2000, l'effort tranchant réel correspondant pour la pile est donc égal à :

$$V_{réel} = \frac{M_{base} - P \times \Delta}{H} \quad (2.20)$$

où H est la distance entre le point d'inflexion et le dessus de la semelle.

Le logiciel permet de tenir compte de plusieurs paramètres dont la longueur de pénétration de la rotule plastique dans la semelle, comme le montre la figure 2-43. De base, lorsque l'option « *Fixed support (Column base)* » est cochée, la valeur est 0.022, qui correspond à la valeur proposée par Priestley. Celle-ci peut être modifiée pour avoir aucune pénétration, ou plus.

Full Member Properties ? X

Quick Define | Detailed Geometry | Detailed Materials | Detailed Dead Load | Detailed Live Load

Geometry and Loading

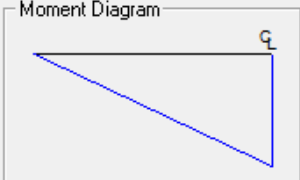
Length subjected to shear: 3350.0 mm Constant axial load: -1000 kN

Constant moment zone on right: 0.0 mm

☒ Constant shear analysis (Point loads)
☐ Uniformly distributed loading beam type (Max V at min M)
☐ Uniformly distributed loading footing type (Max V at max M)

Moment at left as %age of right: 0.0 Percent

Moment Diagram



Left side properties

☒ Support on bottom
☐ Beam hanging from support at top of beam
☐ Fixed Support (Column top)

Right side properties

☐ Load on continuous beam, load on top
☐ Load on continuous beam, load on bottom
☒ Fixed support (Column base)

Yield Penetration: 0.022 x sigma x db

OK Annuler Appliquer

Figure 2-43 Différents paramètres de Response2000

Finalement, *Response-2000* adopte le code couleur est le suivant dans les représentations graphiques :

- rouge foncé : les armatures sont sur le plateau élastique;
- rouge clair : armatures sont dans la phase écrouissant;
- vert clair : les armatures sont plastifiées en compression.

3 CONCEPTION DES SPÉCIMENS

3.1 Conception initiale des premiers spécimens

Cette section vise à présenter brièvement le travail effectué par Philippe Darveau (2018) ainsi que les résultats obtenus. En premier lieu, la conception des piles pour trois ponts de référence situés dans différentes régions est présentée, puis la conception initiale de la pile de référence ainsi que la colonne préfabriquée. Les modifications apportées aux trois nouveaux spécimens sont ensuite détaillées. Pour plus de détail concernant la modélisation du pont dans SAP2000, le lecteur est encouragé à lire le mémoire de Philippe Darveau.

3.1.1 Conception des piles des ponts de référence

3.1.1.1 Conception initiale

Les trois régions étudiées par Philippe Darveau sont les suivantes : Vancouver, La Malbaie et Montréal. Le pont à l'étude est un pont régulier ($I_E = 1.0$), composé de 6 poutres NEBT1600 avec une dalle de 220 mm d'épaisseur. La largeur du tablier est de 13.2 m avec deux travées continues de 40 m. La hauteur totale de la pile de pont choisie par Darveau est de 8.5 m, soit 6.8 m pour la colonne, 1.2 m pour le chevêtre, un encastrement à 0.3 m dans la semelle (correspondant à la pénétration de la rotule plastique) et un appareil d'appui de 0.2 m. La valeur de 300 mm de pénétration provient du second terme de l'équation 2.5, $0.022f_yd_b$ avec un $d_b = 35$ mm et un $f_y = 400$ MPa. Cependant, comme il sera montré plus loin, cette valeur de 300 mm de pénétration sera remise en question. La masse du tablier, incluant le poids des poutres, de la dalle, des dispositifs de retenue et de l'enrobé bitumineux, est égale à 193 kN/m. La réaction d'appui correspondante à la pile est de 9 650 kN. Le tableau suivant présente les résultats obtenus de l'analyse réalisée par Philippe Darveau pour la région de Montréal.

Tableau 3-1 Résultat de l'analyse multimodale pour un pont régulier dans la région de Montréal (Darveau, 2018)

Région	Diamètre de la colonne	M_{flong} (Séisme et Freinage)	M_{ftrans} (Séisme)	Pourcentage d'armature	Moment résistant	Période longitudinale
	(m)	kN-m	kN-m	%	kN-m	(s)
Montréal	0.95	515/2142	192	1.98	2151	2.29

Les deux résultats figurant dans la colonne du moment longitudinal correspondent respectivement au moment induit par le séisme et le moment induit par la force de freinage du CL-625. Ces valeurs seront validées et modifiées au besoin dans ce qui suit.

3.1.1.2 Validation à l'aide de la méthode de la « charge uniforme »

Pour un pont régulier possédant 2 travées de même longueur, les méthodes de la charge uniforme (CU) ainsi que l'analyse multimodale (MM) donnent des résultats comparables. La méthode de la charge uniforme consiste à appliquer une charge uniformément distribuée sur toute la longueur du pont (p_o) pour les 2 directions afin d'obtenir la rigidité de la structure pour les deux directions ($K_{long.}$ et $K_{trans.}$). La rigidité est définie comme la force nécessaire à appliquer pour une unité de longueur, souvent exprimée en kN/m ou N/mm et se calcule comme suit (Massicotte, B., 2021a) :

$$K = \frac{p_o L}{u_{max}} \quad (3.1)$$

Une fois la rigidité déterminée pour chaque direction, la période fondamentale se calcule à l'aide de l'équation :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g K}} \quad (3.2)$$

où W est le poids sismique exprimé en N et g est la constante de l'accélération gravitationnelle égale à 9.81 m/s^2 .

À l'aide du logiciel SAP2000, un modèle simplifié d'un pont est modélisé. Les propriétés des différentes sections, telle l'inertie, les propriétés élastiques des matériaux sont attribuées aux

éléments. Les figures 3-1 et 3-2 présente le modèle, la discrétisation avec la position des différents nœuds ainsi que les différentes propriétés attribuées aux membrures.

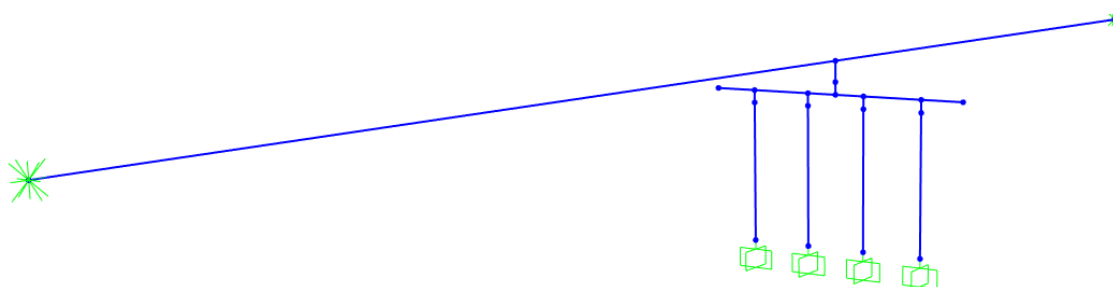


Figure 3-1 Modélisation du pont dans SAP2000

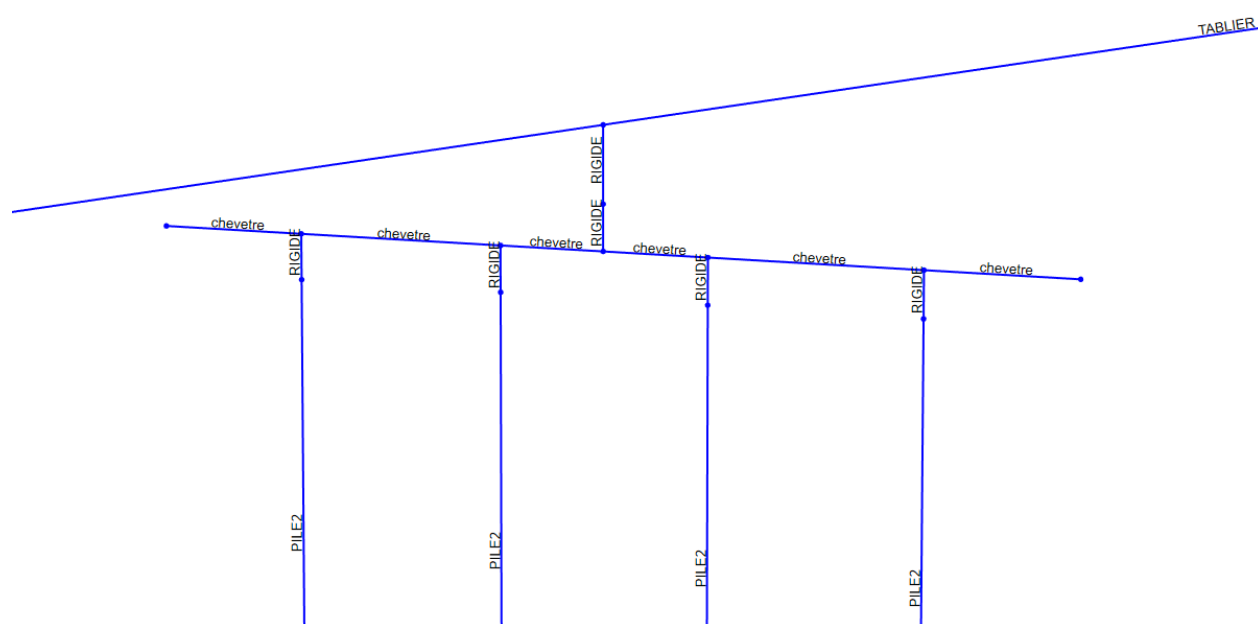
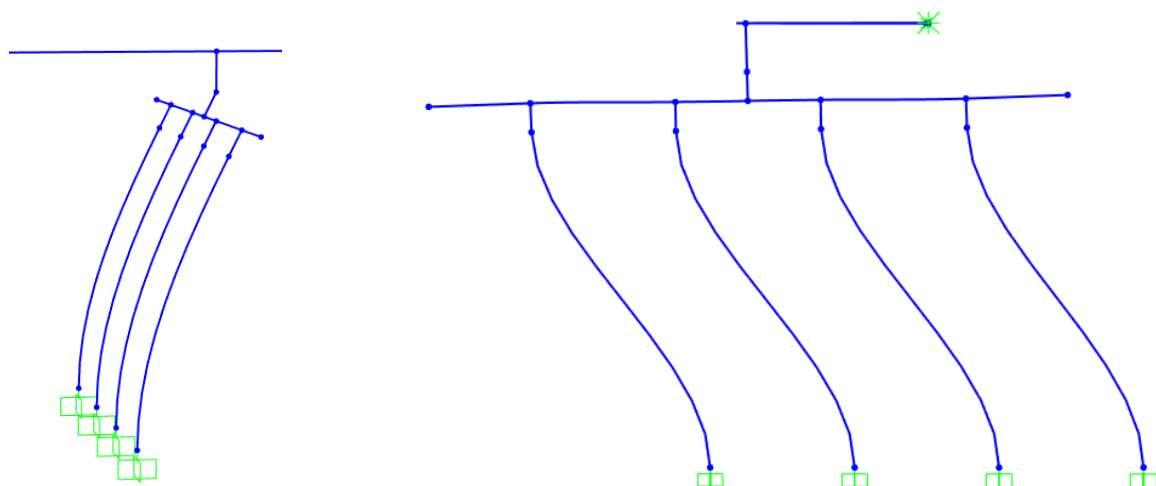


Figure 3-2 Propriétés attribuées aux différentes membrures composant le pont

Le tablier est connecté au chevetre par un élément rigide. De plus, l'élément composant le chevetre est placé en son centre de gravité, soit $6.8 \text{ m} + 1.2\text{m}/2 = 7.4 \text{ m}$ et les éléments reliant le chevetre aux colonnes sont aussi des éléments rigides. Dans la direction longitudinale, il est

supposé que la rotation de la pile soit libre au niveau de l'assise des poutres de sorte qu'une rotule est utilisée à l'extrémité inférieure de l'extension rigide dans le tablier. Dans la direction transversale, il est supposé que le tablier et le chevêtre demeurent parallèles de sorte que l'élément rigide n'est pas rotulé dans cette direction. La figure 3-3 présente les déformées pour les directions longitudinale et transversale obtenues à la suite de l'application de la charge p_o .



a) Direction longitudinale

b) Direction transversale

Figure 3-3 Déformée des colonnes pour les directions longitudinale et transversale à la suite de l'application de la charge p_o

Comparativement aux analyses effectuées par Philippe Darveau, la longueur de la pile est considérée à 8.2 m et non 8.5 m. En effet, Darveau avait considéré la rotation à 300 mm sous le dessus de la semelle, mais bien qu'il y ait une plastification dans la semelle, il est supposé que la rotation plastique se produit au centre de la rotule plastique située au niveau de la semelle. Comme vu à l'équation 2.6, la longueur de la rotule plastique totale se divise entre la pénétration dans la semelle et dans la colonne, et cette longueur totale est égale à au moins deux fois la pénétration dans la semelle, résultant en une rotation à la base de la colonne et non 300 mm sous le niveau de la semelle. Pour l'analyse du pont, les efforts transversaux sont répartis entre les culées et la pile, tandis que les efforts longitudinaux sont entièrement repris par la pile. Ceci implique une double courbure des colonnes de la pile pour les efforts transversaux et une

courbure simple pour les efforts longitudinaux. Les résultats de cette analyse sont présentés dans le tableau 3-2.

Tableau 3-2 Déplacements pour les directions longitudinale et transversale obtenus de l'analyse SAP2000 ainsi que leur rigidité respective

Direction	p_o (kN/m)	u_{max} (mm)	K (N/m) éq. (3.1)
Longitudinale	1	6.81	$K_{long} = \frac{1000 \frac{N}{m} \times 80 m}{0.00681 m} = 11747430 N/m$
Transversale	10	1.87	$K_{trans} = \frac{10\,000 \frac{N}{m} \times 80 m}{0.00187 m} = 427807487 N/m$

À partir de ces rigidités, la période fondamentale est calculée à l'aide de l'équation 3.2. Il est à noter que les périodes fondamentales peuvent être obtenues directement de l'analyse réalisée à l'aide de SAP2000. Il suffit d'appliquer, sur la longueur totale du tablier, la masse linéique du pont, qui est de $19.67 \text{ kN-s}^2/\text{m}^2$ (193 kN/m). Le poids sismique W utilisé dans les calculs correspond à $193 \text{ kN/m} \times 80 \text{ m} = 15440 \text{ kN}$. Le tableau 3-3 présente les périodes fondamentales pour les directions longitudinale et transversale.

Tableau 3-3 Période fondamentale pour les directions longitudinale et transversale

Direction	T (éq. 3.2) (s)	T (SAP2000) (s)
Longitudinale	2.30	2.30
Transversale	0.381	0.345

Il est à noter que la période fondamentale pour la direction longitudinale obtenue par la méthode multimodale faite par Philippe Darveau était de 2.29 s.

L'étape suivante consiste à déterminer les efforts élastiques pour les directions longitudinale et transversale à l'aide du spectre de conception du CNBC. Comme mentionné à la section 2.2.1, les spectres sont fournis pour des périodes de retour de 2475 ans, 975 ans et 475 ans. Ces spectres

donnent, pour des valeurs de périodes fondamentales se situant entre 0.05 s et 10 s, des valeurs d'accélération du sol, notés $S_a(g)$. À l'aide de cette valeur d'accélération, l'effort élastique se calcule comme suit (Massicotte, B., 2021a) :

$$V_e = S_a(g) \times I_e \times W \quad (3.3)$$

Le W correspond au poids sismique du pont repris par la pile. Dans le cas d'un pont avec une seule pile, celle-ci reprend l'entièreté du poids sismique. Le tableau 3-4 présente les valeurs d'accéléérations spectrales pour un sol de type C dans la région de Montréal.

Tableau 3-4 Valeurs d'accéléérations spectrales pour un sol de type C dans la région de Montréal, période de retour de 2475 ans

$S_a(0.2)$	$S_a(0.5)$	$S_a(1.0)$	$S_a(2.0)$	$S_a(5.0)$	$S_a(10.0)$
0.595	0.310	0.148	0.068	0.018	0.006

Une interpolation linéaire est nécessaire pour trouver la valeur d'accélération pour les périodes voulues. Pour une période de 2.30 s, l'accélération est de 0.063g et pour 0.381, l'accélération est de 0.423g.

$$V_{e, long} = 0.063 \times 1.0 \times 15440 = 972.7 \text{ kN} \text{ (243.2 kN / colonne)} \quad (3.4)$$

$$V_{e, trans} = 0.423 \times 1.0 \times 15440 = 6531.1 \text{ kN} \text{ (1632.8 kN / colonne)} \quad (3.5)$$

Les efforts sismiques élastiques ont été réduits conformément à la recommandation de la norme S6-19, soit $R = 4$ dans la direction longitudinale (colonne en courbure simple) et $R = 5$ dans la direction transversale (colonne en courbure double).

$$V_{m, long} = \frac{243.2}{4} = 60.8 \text{ kN} \quad (3.6)$$

$$V_{m, trans} = \frac{1632.8}{5} = 294.1 \text{ kN} \quad (3.7)$$

Finalement, l'effort de flexion dans la direction longitudinale correspond à $60.8 \text{ kN} \times 8.2 \text{ m} = 499 \text{ kN-m}$, vis-à-vis 515 kN-m obtenu par Darveau. Il est à noter que si une hauteur de 8.5 m avait été utilisée, le moment trouvé aurait été 516 kN-m (en supposant que la

période n'aurait pas grandement changée). De la même façon, on trouve un effort de flexion pour la direction transversale de 194 kN-m, comparé à un effort de 192 kN-m selon l'analyse multimodale présentée par Darveau.

En plus des efforts obtenus par analyse spectrale, un critère de déplacement maximal sous une charge de freinage du camion CL-625 est prescrit. Le déplacement longitudinal associé à la force de freinage se calcule comme suit :

$$D_b = \frac{F_b \alpha_L h^3}{3E_c I} \quad (3.8)$$

où F_b = force de freinage;

α_L = Coefficient de pondération à l'ÉLUT, égal à 0.9;

h = Hauteur de la pile (mesuré du dessus du chevrete au-dessus de la semelle);

E_c = Module élastique du béton;

I = Inertie de la pile;

Cette équation est simplement le calcul de flèche pour une poutre encastree en son extremité et libre à l'autre. Le ministère des Transports du Québec recommande l'utilisation d'un déplacement maximal de 10 mm sous l'effet du freinage afin de déterminer les caractéristiques des joints de dilatation aux culées. Cette valeur a été remise en question par Philippe Darveau qui suggère qu'un déplacement horizontal proportionnel à la hauteur de la pile devrait être utilisé. En effet, Darveau suggère de fixer la limite de déplacement à 0.5% de la hauteur de la pile pour le freinage, plutôt que 10 mm, ce qui permettrait de rester dans le domaine élastique pour des piles rondes. La force de freinage correspond à 180 kN + 10% de la surcharge de voie, qui dans ce cas est de 252 kN répartis sur 4 colonnes, donc 63 kN par colonne. La charge de freinage doit être pondérée d'un facteur 1.7 pour le dimensionnement des armatures. Le moment de flexion résultant est donc : $63 \text{ kN} \times 8.2 \text{ m} \times 1.7 = 879 \text{ kN-m}$. Le tableau 3-5 présente les résultats obtenus à la suite de l'analyse spectrale du pont pour la région de Montréal. On constate que Darveau a utilisé valeur pour le freinage 2.4 fois trop élevée, en oubliant de diviser le moment total par 4 colonnes.

Tableau 3-5 Comparatif des résultats obtenus dans ce mémoire et ceux par Philippe Darveau

Région	Ce mémoire Colonnes de 8.2 m		Darveau Colonnes de 8.5 m	
	$M_{f\text{long.}}$ (kN-m)	$M_{f\text{trans.}}$ (kN-m)	$M_{f\text{long.}}$ (kN-m)	$M_{f\text{trans.}}$ (kN-m)
Montréal	499	194	515	192
Freinage (pondéré)	879	0	2142	0

Pour une colonne ronde, l'effort de conception à utiliser pour la charge sismique correspond au vecteur résultant de l'application des charges dans les deux directions, conformément aux combinaisons de charges prescrites par le code S6, soit :

1. 100% longitudinal + 30% transversal;
2. 30% longitudinal + 100% transversal;

$$M_{f,1} = \sqrt{(1.0 \times 499)^2 + (0.3 \times 194)^2} = 503 \text{ kN.m} \quad (3.9)$$

$$M_{f,2} = \sqrt{(1.0 \times 194)^2 + (0.3 \times 499)^2} = 245 \text{ kN.m} \quad (3.10)$$

Les armatures de flexion, pour la région de Montréal, sont donc déterminées avec la charge de freinage en considérant le poids propre réduit sans charge vive (condition la plus défavorable). Cette combinaison de charge est moins critique que celle retenue par Darveau qui a conduit à une pile de 0.95 m de diamètre avec 2% d'acier d'armature. La conception à l'effort tranchant se fait en comparant le V_p associé au M_p à la charge de freinage. Le calcul du V_p est résumé dans le tableau 3-6.

Tableau 3-6 Étape de calcul de l'effort tranchant probable V_p

Étape	Équation	Charge axiale	Matériaux
Calcul du moment nominal escompté M_{ne}	M_{ne}	1.25D	f_{ye} et f'_{ce} $\phi_y = 1.0$ $\phi_c = 1.0$
Calcul du moment probable M_p	$M_p = R_M M_{ne}$	-	-
Calcul de l'effort tranchant probable V_p	$V_p = M_p/h_c$	-	-

Le calcul des propriétés de matériaux réelles est présenté au tableau 2-2. Dans le cas présent où $f_y = 400$ MPa et $f'_c = 50$ MPa, alors $f_{ye} = 480$ MPa et $f'_{ce} = 62.5$ MPa. Le moment résistant nominal escompté calculé est de 5845 kN-m. Le coefficient R_m dépend de la catégorie de performance sismique :

$$M_p = 1.20 M_{ne} \text{ (catégorie de performance sismique : 2)}$$

$$M_p = 1.30 M_{ne} \text{ (catégorie de performance sismique : 3)}$$

$$M_p = 1.30 \times 5845 \text{ kN.m} = 7600 \text{ kN.m} \quad (3.11)$$

Finalement, l'effort tranchant probable est donc égale à

$$V_p = \frac{M_p}{h_c} = \frac{7600 \text{ kN.m}}{8.2 \text{ m}} = 927 \text{ kN} \quad (3.12)$$

L'effort tranchant probable gouverne donc la conception à l'effort tranchant pour la pile.

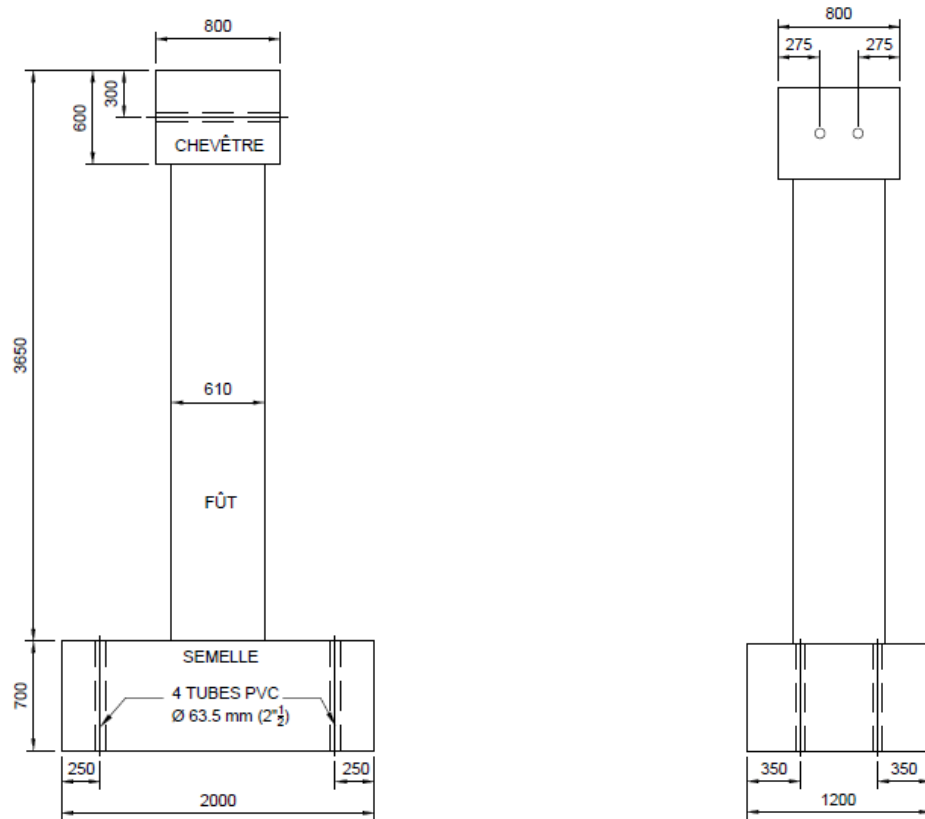
3.1.1.3 Choix final

La géométrie de spécimen choisie par Darveau demeure toutefois pleinement justifiable pour le programme expérimental. Un pourcentage de 2% est couramment utilisé dans les zones de forte activité sismique pour des raisons pratiques. En effet, bien qu'un pourcentage plus élevé soit permis, cette valeur constitue une limite pratique supérieur pour la disposition des armatures. Dans le cas d'un chevauchement avec les armatures à la base de la pile dans un joint en BFUP, cette valeur constitue également une limite pratique supérieure.

La charge axiale de 1000 kN utilisée par Darveau correspond à ratio de contrainte de $6.8\% A_g f'_c$. Cette valeur est typique du niveau de contraintes retrouvées dans les piles de ponts et s'apparente aux choix faits par d'autres (Goodnight et al., 2013).

3.1.2 Géométrie des spécimens

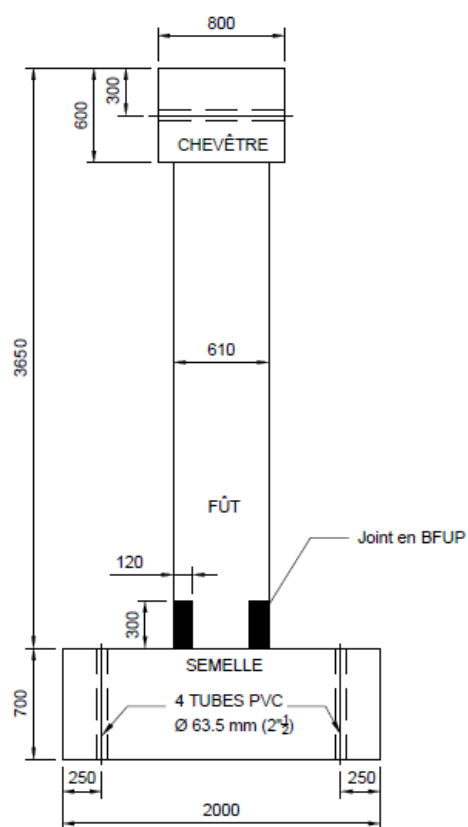
La figure 3-5 présente les coupes transversale et longitudinale de la colonne préfabriquée P1 et de la colonne de référence.



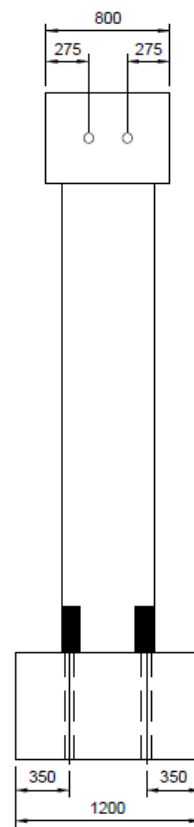
a) Coupe direction longitudinale

a) Coupe direction transversale

Figure 3-4 Dimension du spécimen de référence (Darveau, 2018)



a) Coupe direction longitudinale

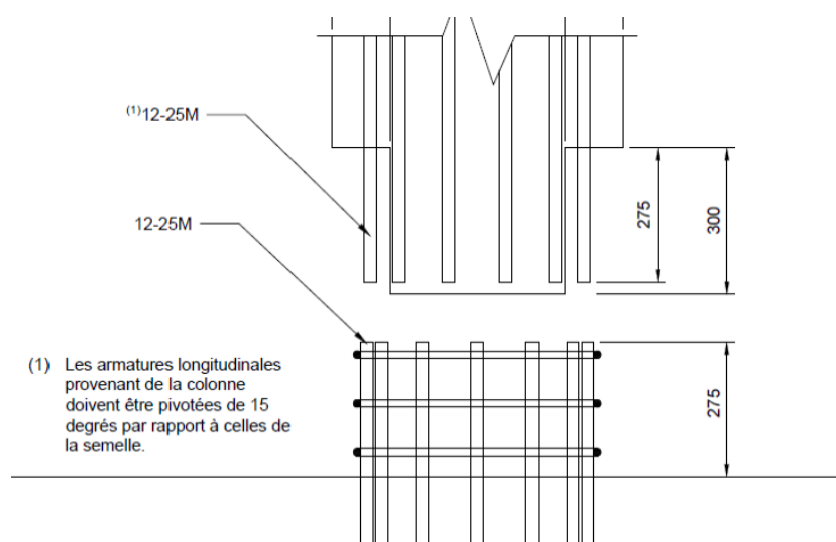


a) Coupe direction transversale

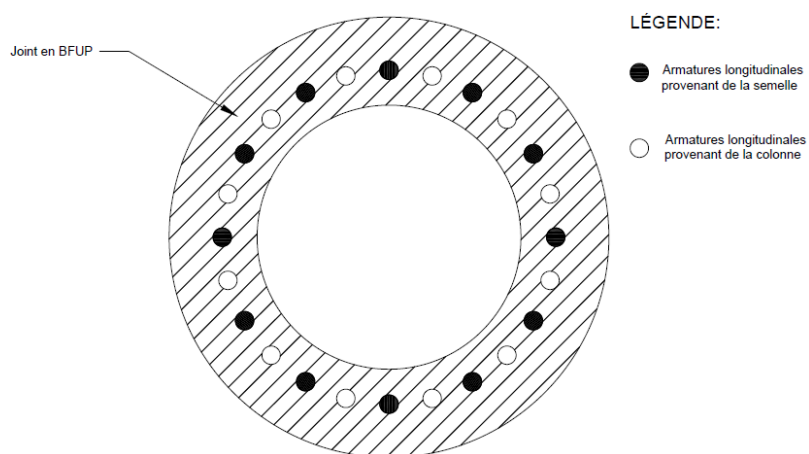
Figure 3-5 Dimension du spécimen préfabriqué P1 (Darveau, 2018)

La géométrie des colonnes est choisie de façon à pouvoir être installée dans le 6 degrés de liberté (6DDL). La hauteur totale de la colonne est de 4350 mm, soit un chevêtre de 600 mm, une colonne de 3050 mm ainsi qu'une semelle de 700 mm. Comme mentionné précédemment à la section 3.1.1 « Conception des piles des ponts de référence », un taux d'armatures longitudinales cible de 2% a été choisi. La colonne de référence a été conçue selon les normes en vigueur. Les armatures longitudinales sont constituées de 12 barres 25M ($A_s = 2.12\% A_g$) alors que des étriers 15M avec un enrobage de 45 mm ont été retenus. Cet enrobage est choisi afin de respecter l'effet d'échelle et en considérant que la pile réelle n'aurait pas un diamètre inférieur à 800 mm. Avec un volume d'armatures transversales minimal de 1.5% (pour f_y de 400 MPa et f'_c de 50 MPa), l'espacement maximal des étriers et de 108 mm. Ainsi, le choix de 7 étriers espacés de 100 mm c/c dans la zone de rotule plastique (minimum de 108 mm, $1200/4 = 300$ mm,

6×25 mm = 125 mm, et 150 mm), disposés jusqu'à une hauteur de 650 mm à partir de la semelle, respectent ainsi les exigences du code S6. Un espacement d'étriers de 173 mm c/c au centre de la colonne a été choisi (minimum de 600 mm, 16×25 mm = 400 mm et 300 mm). Comme il sera démontré à la suite de la présente étude, ces dernières valeurs sont inadéquates. Un espacement de 100 mm c/c pour les 600 mm au-dessous du chevêtre a été retenu. Un f'_c de 50 MPa est utilisé pour le béton ordinaire. La colonne préfabriquée présente le même détail d'armature que la colonne de référence, sauf au bas de la colonne où les barres longitudinales de la colonne sont chevauchées avec celles provenant de la semelle dans un joint en BFUP. Pour cet essai, la longueur choisie pour le joint en BFUP est de 300 mm, ce qui permet une longueur d'ancrage de $11 d_b$ pour des barres 25M de la colonne et de la semelle, avec une longueur de chevauchement de $10 d_b$ entre celles-ci. Selon Dagenais et Massicotte (2016), cette longueur de chevauchement est considérée comme étant la valeur minimale requise pour que les armatures longitudinales atteignent la plastification f_y sous sollicitations cycliques sans armatures transversales. Dans le cas présent, avec des armatures transversales, il était anticipé qu'une contrainte plus élevée pourrait être atteinte dans les armatures, sans toutefois être certain que la performance requise serait suffisante. L'objectif était de déterminer la valeur minimale. La profondeur du joint est de 128 mm (supérieure à la valeur minimale de $45 + 15 + 2 \times 25 = 110$ mm) a été choisie afin d'avoir un espace derrière les barres d'au moins $1 d_b$, assurant un bon placement du BFUP autour des barres lors de la coulée ce qui permet d'accommoder une tolérance de ± 5 mm sur la position des barres d'armatures longitudinales. L'arrangement du chevauchement des barres d'armatures est présenté à la figure 3-6.



a) Coupe verticale



b) Coupe transversale dans le joint en BFUP

Figure 3-6 Arrangement des armatures

Le béton fibré utilisé avait un dosage à 3% de fibres. Toutefois, un problème de qualité des fibres pour le mélange utilisé par Darveau a fait en sorte que les performances en traction directe du BFUP ont été moindres que celles anticipées. En effet, les essais de caractérisations en traction sur le BFUP ont montré que les propriétés obtenues se rapprochaient davantage d'un BFUP de 2%. Les deux colonnes ont été soumises au même protocole d'essai qui sera présenté dans une section ultérieure. La figure 3-7, figure 3-8 et figure 3-9 présentent une partie des résultats obtenus des essais expérimentaux.

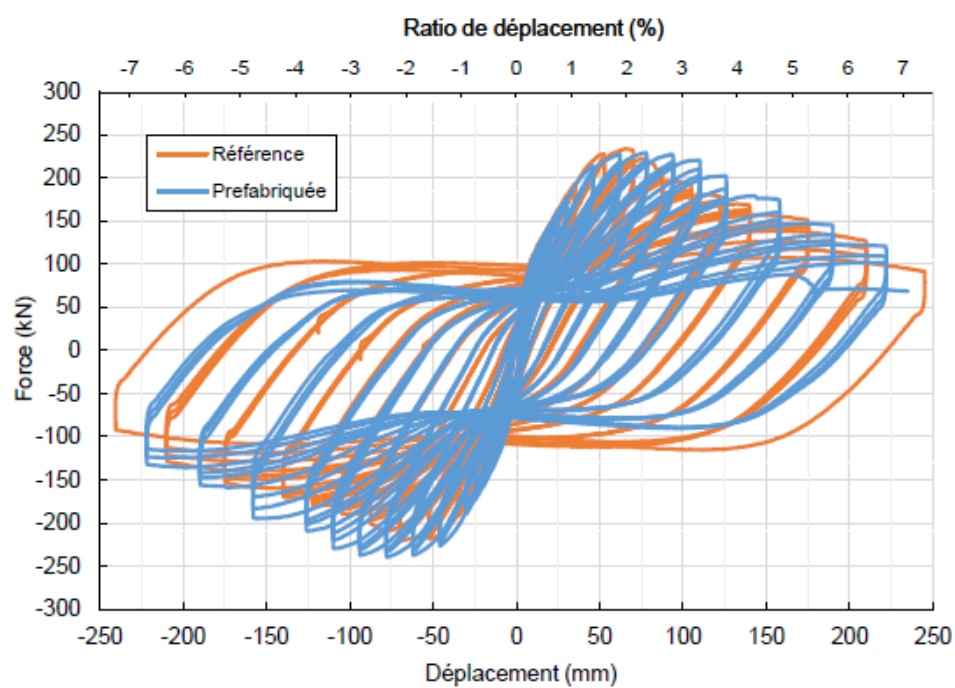


Figure 3-7 Courbe hystérétique force-déplacement des deux colonnes



a) Pile de référence



b) Pile préfabriquée

Figure 3-8 Dégradation à la base des colonnes à un déplacement de à $\mu_{\Delta} = 3$ (± 100 mm)



a) Pile de référence

b) Pile préfabriquée

Figure 3-9 Dégradation à la base des colonnes à un déplacement de $\mu_{\Delta} = 7$ (dernier cycle)

Sommairement, les résultats expérimentaux ont montré qu'un joint de seulement 300 mm (correspondant à la moitié du diamètre de la colonne) permet d'obtenir un comportement similaire à une colonne construite conventionnellement, comme le montre la figure 3-7, où les courbes force-déplacement de la colonne préfabriquée (bleu) et de la colonne de référence (orange) sont présentées. La colonne préfabriquée a su maintenir une charge maximale jusqu'à un déplacement latéral de 90 mm ($\mu_{\Delta} = 3$) alors que pour la colonne de référence la charge a commencé à décroître un déplacement de 60 mm ($\mu_{\Delta} = 2$). Ceci s'explique par un endommagement moins important de la colonne préfabriquée au niveau de la rotule plastique pour de petits déplacements, comme le montre la figure 3-8, qui permet de garder plus longtemps l'intégrité de la colonne. Pour le spécimen préfabriqué, la perte de charge s'explique par la perte du couvert de béton suivi de son l'écrasement au haut du joint, formant par le fait même une deuxième rotule plastique. Cette deuxième rotule plastique est la raison pour laquelle la courbe force-déplacement est davantage « pincée », signifiant des boucles moins amples, pour le spécimen préfabriqué que celle de la courbe de la colonne de référence. Pour les deux spécimens, la pénétration de la rotule plastique dans la semelle s atteint une profondeur de 240 mm. Pour la colonne préfabriquée, la pénétration dans le BFUP a été de 75 mm. La figure 3-9 montre

l'endommagement des colonnes à un déplacement de $7\Delta_y$. La dégradation de la colonne de référence est beaucoup plus importante que la colonne préfabriquée, montrant par le fait même les performances hors pair du BFUP. En effet, bien que le chevauchement des barres d'armatures s'effectue au niveau de la rotule plastique, les modes de rupture associés à un mauvais chevauchement ou un mauvais ancrage ont été éliminés. Les conclusions de ce premier essai sur une colonne préfabriquée sont les suivantes (Darveau, 2018) :

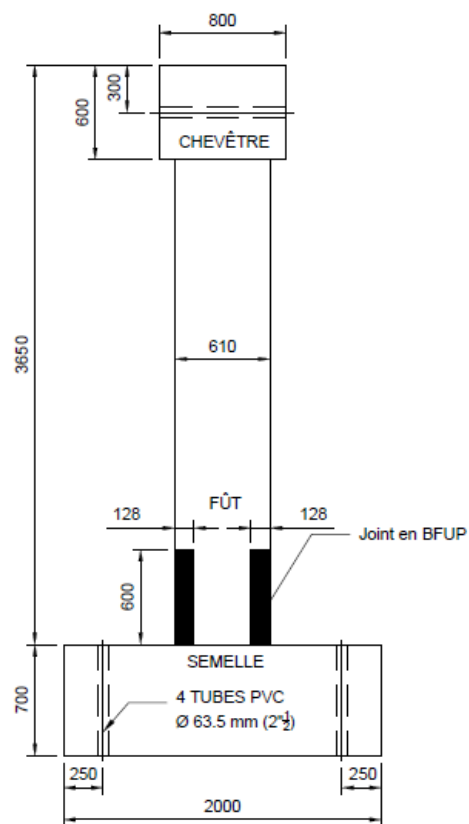
- la pile préfabriquée présente une rigidité initiale plus grande
- la pile préfabriquée est plus résistante
- la pile préfabriquée présente un endommagement moindre que la colonne de référence;
- la courbure est plus prononcée sur la colonne de référence et les ouvertures de fissures sont plus importantes;
- une deuxième rotule plastique, moins importante qu'au niveau de la semelle s'est formée au haut du joint en BFUP pour la pile préfabriquée.

3.2 Amélioration du concept

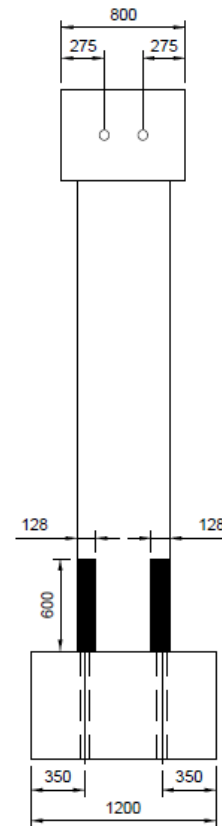
À la vue de ces résultats, trois nouveaux spécimens sont conçus afin de pallier certaines déficiences du premier concept. Le premier objectif est d'éliminer la formation d'une seconde rotule plastique au haut du joint. Comme mentionné précédemment, cette deuxième rotule plastique diminue l'énergie dissipée et limite le comportement ductile recherché. Le second objectif est d'augmenter la tolérance de placement des barres d'armatures dans le joint. En effet, puisque les barres provenant de la colonne doivent s'imbriquer parfaitement entre les barres provenant de la semelle, la tolérance de construction est très serrée. Finalement, un dernier objectif est de mieux contrôler la formation de la rotule plastique au sein du joint de BFUP.

3.2.1 Spécimen P2

Le premier spécimen conçu, P2, présente une conception similaire à P1, mais avec un joint d'une hauteur de 600 mm, comme montré à la figure 3-10 et 3-11.



a) Coupe direction longitudinale



b) Coupe direction transversale

Figure 3-10 Coupe transversale et longitudinale de la pile P2

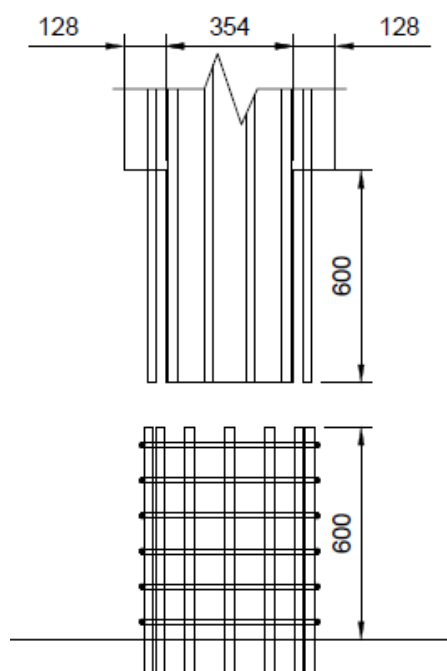


Figure 3-11 Détail du joint de chevauchement du spécimen P2

L'idée derrière ce premier spécimen est d'augmenter l'écart du moment appliqué au haut du joint par rapport au bas du joint. En considérant un moment appliqué à la base de 100%, une hauteur de joint de 600 mm permet d'obtenir un moment au haut du joint de 80% de celui à la base comparée à 90% avec une hauteur de 300 mm. Cette exigence de 80% est apparue dans le code S6-19, article 4.7.5.2.4 b) iv). De plus, la valeur de 600 mm correspond au diamètre de la colonne. Ce plus grand écart permettra une plastification complète à la base et devrait empêcher la formation d'une seconde rotule plastique. La résistance flexionnelle de la colonne est la même que le spécimen P1. Le ratio d'armature longitudinale est le même, soit 2% (12-25M). La position des étriers est aussi la même, avec un espacement de 100 mm c/c aux extrémités sur une hauteur de 700 mm (semelle-colonne et colonne-chevêtre) et de 173 mm c/c pour le centre de la colonne.

3.2.2 Spécimens P3 & P4

Afin de pallier une tolérance trop serrée pour les armatures chevauchées, une seconde conception propose un rayon des armatures longitudinales provenant de la semelle plus serrée que celui des

armatures de la colonne. Ceci permet d'alléger la tolérance pour le positionnement des barres lors de la construction et de faciliter l'assemblage des éléments préfabriqués. La figure 3-12 présente ce nouveau concept où les 12 barres d'armature de la colonne et les 12 barres d'armature de la semelle se situent dans deux plans et sont décalées de 15 degrés ($360^\circ/2 \times \text{nombre de barres}$).

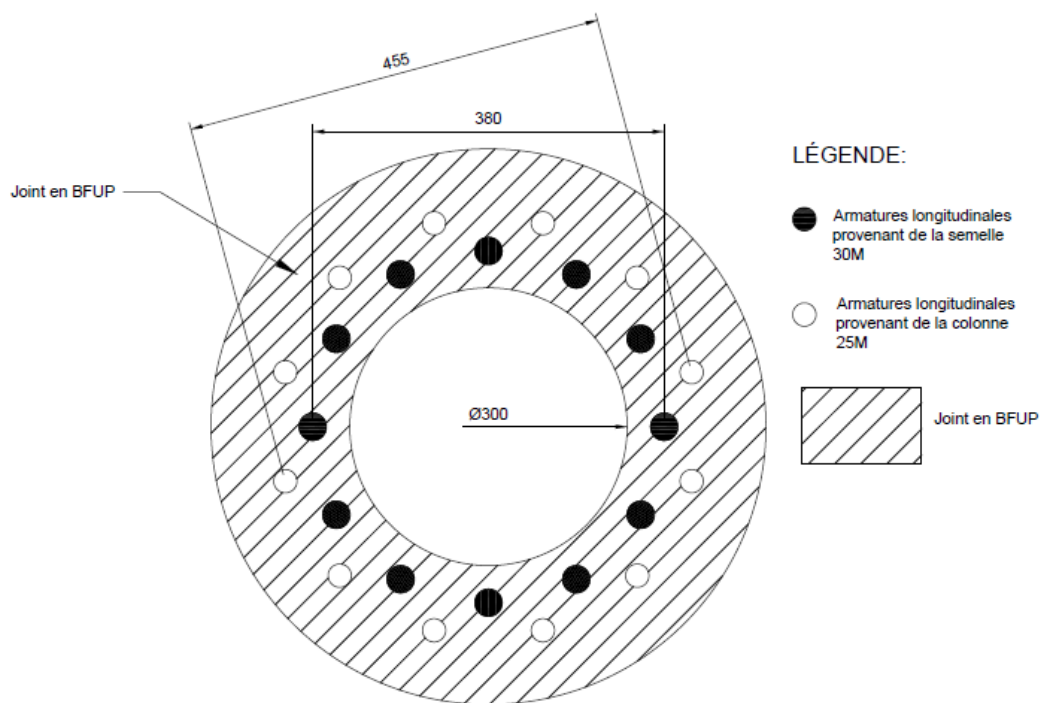
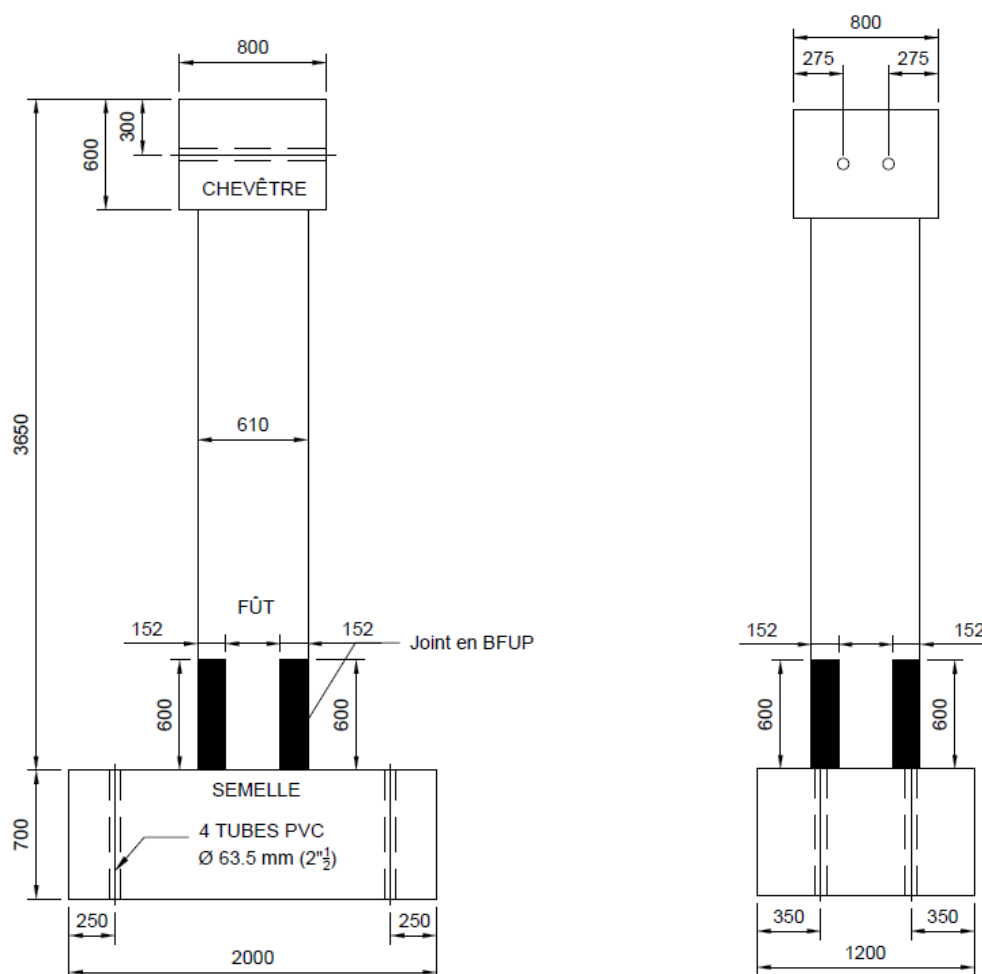


Figure 3-12 Disposition des barres d'armatures des piles P3 et P4

Pour d'avoir 1 d_b derrière les barres à des fins de placements du BFUP, la profondeur du joint est augmentée à 152 mm. La figure 3-13 présente les coupes longitudinales et transversales des spécimens P3 et P4.



a) Coupe direction longitudinale

b) Coupe direction transversale

Figure 3-13 Coupe transversale et longitudinale des piles P3 et P4

Afin de pouvoir comparer les différents spécimens entre eux, il est nécessaire d'avoir la même résistance flexionnelle. C'est pourquoi des barres d'armatures 30M sont choisies au lieu des barres 25M pour les barres provenant de la semelle. En effet, en réduisant le bras de levier des barres d'armatures, l'effort induit dans les barres est plus grand. Ce choix de configuration procure une résistance flexionnelle supérieure de 7% pour les spécimens P3 et P4. Le moment appliqué au haut du joint est 20% inférieur vis-à-vis le moment appliqué au bas du joint, donc la plastification devrait se produire à la connexion semelle-colonne. Cette conception est retenue pour le spécimen P3 pour lequel une longueur de chevauchement de 550 mm est obtenue, comme montré sur la figure 3-14.

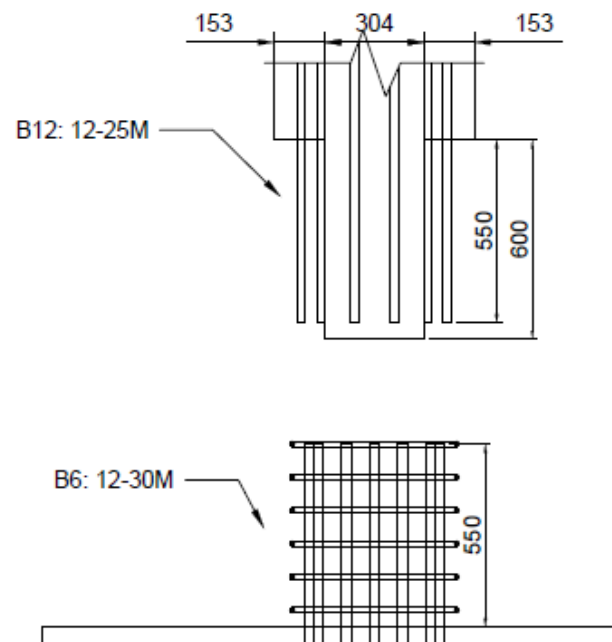


Figure 3-14 Détail du joint de chevauchement du spécimen P3

Un gainage est ajouté sur les barres d'armatures de la pile P4 afin de désolidariser la barre d'armature du béton, comme montré sur la figure 3-15, où les étriers sont masqués. Ce gainage est présent sur une hauteur de 150 mm à partir de la semelle. Cette désolidarisation devrait avoir comme effet d'augmenter la longueur de la rotule plastique dans la colonne et devrait permettre une meilleure rotation au niveau de la base de la pile. Le logiciel Abaqus est ensuite utilisé afin de valider le comportement de la colonne avec cette nouvelle conception.

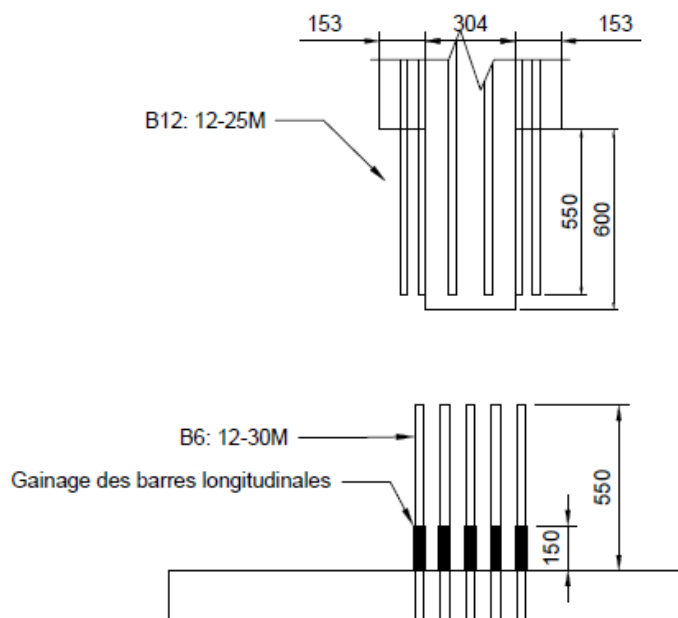


Figure 3-15 Détail du joint de chevauchement du spécimen P4

Cependant, des erreurs de calcul portant sur la capacité de la pile à la base ont fait en sorte que le ratio du moment résistant à la base par rapport à celui en haut du joint est trop grand. Il en résultera que l'objectif visé pour les piles P3 et P4 n'a pas été atteint, comme il sera vu lors de l'analyse des résultats au chapitre 4. Le concept des connexions protégées, décrites à la section 2.3.1, n'a pas été respecté et le moment résistant à la base s'est avéré plus grand que prévu, due notamment à un placement des barres sur un plus grand rayon que ce qui était indiqué en plan. Les plans de construction des spécimens P2, P3 et P4 sont présentés aux figures 3-16 à 3-21. Il est à noter que les spécimens P3 et P4 sont construits selon les mêmes plans.

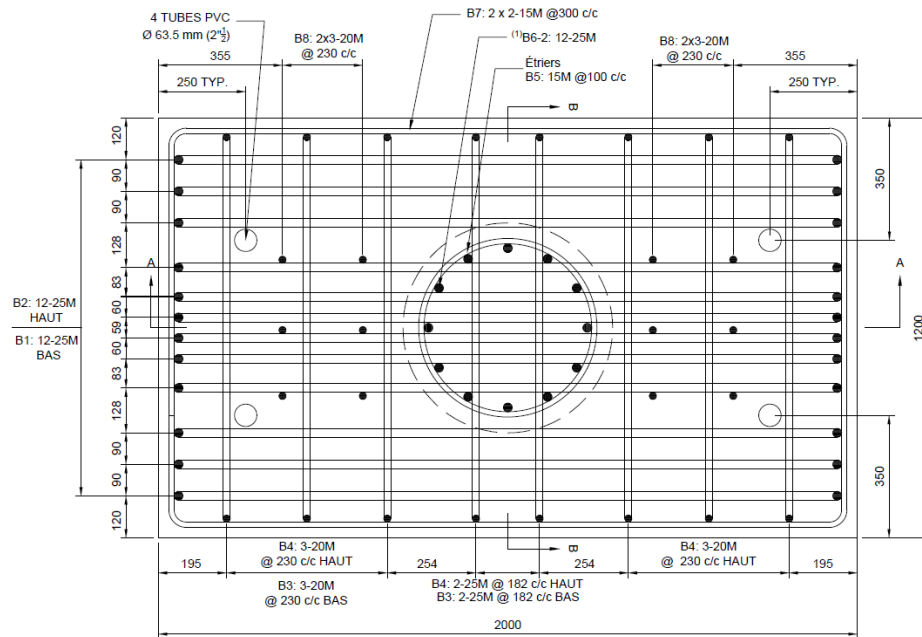


Figure 3-16 Vue en plan de la semelle pour la pile P2

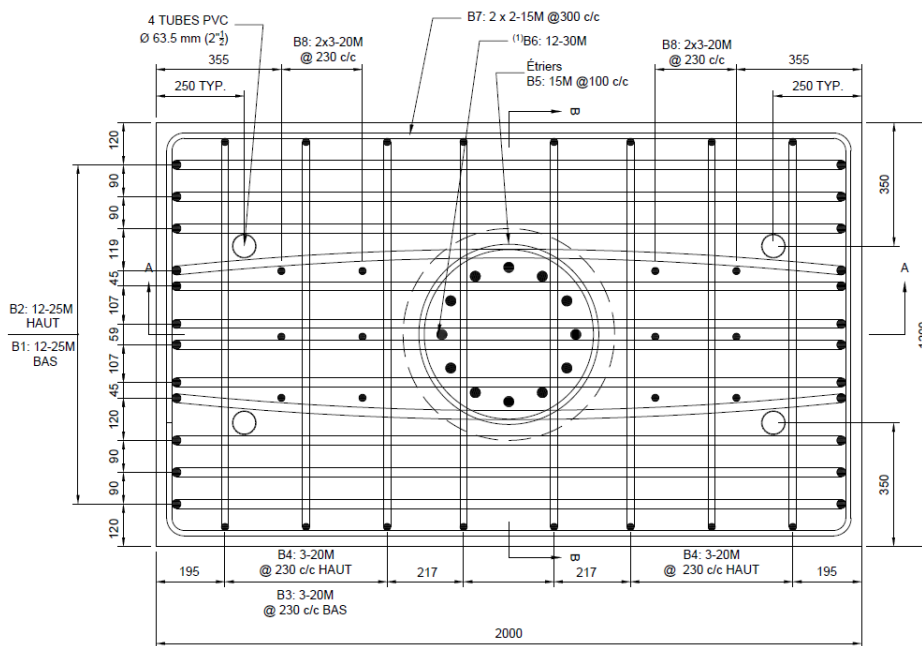


Figure 3-17 Vue en plan de la semelle pour les piles P3 et P4

Les barres hautes courbées pour les spécimens P3 et P4 étaient à titre indicatif seulement. Puisque le rayon des barres longitudinales est plus serré et que leurs positions sont plus critiques, il a été convenu que ces barres pouvaient être pliées au besoin.

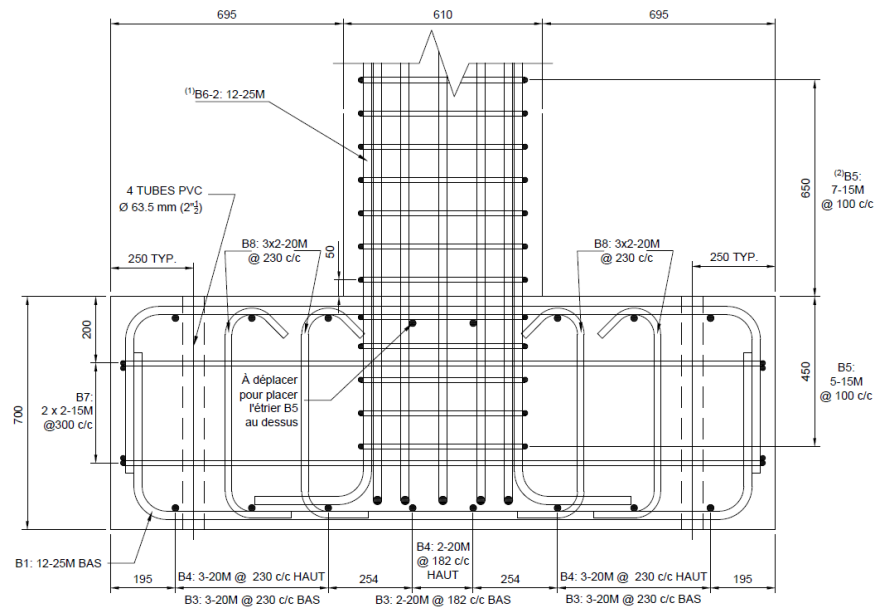


Figure 3-18 Vue en élévation de la semelle pour la pile P2

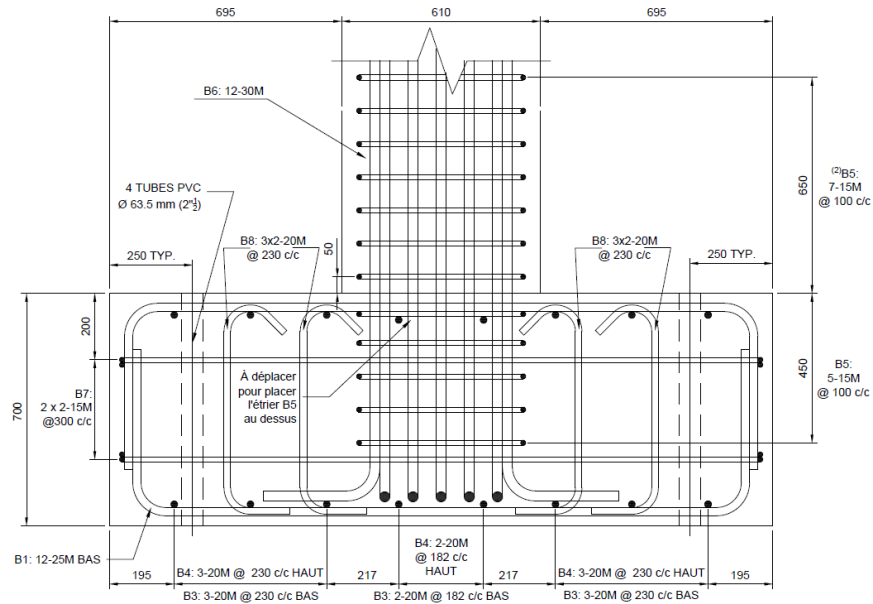


Figure 3-19 Vue en élévation pour la semelle des piles P3 et P4

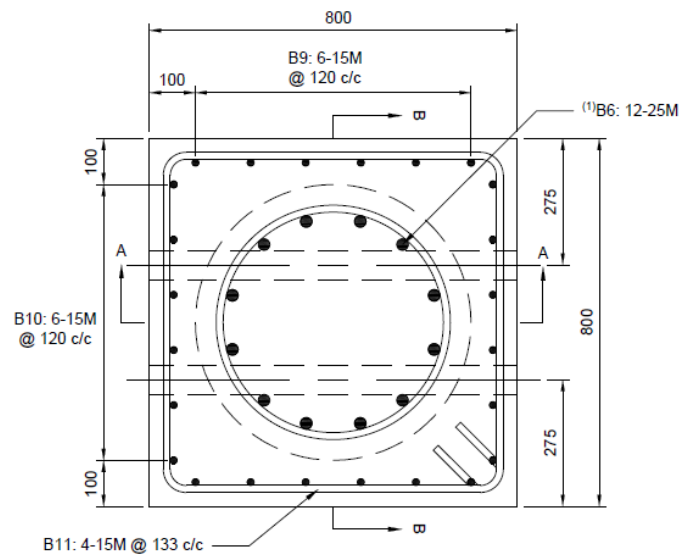


Figure 3-20 Vue en plan du chevêtre des piles P2, P3 et P4

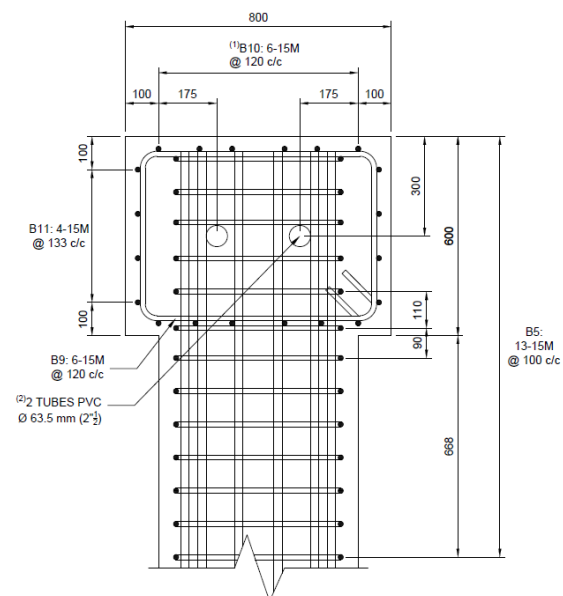


Figure 3-21 Vue en élévation du chevêtre des piles P2, P3 et P4

3.2.3 Vérification subséquente

L'erreur de conception a été détectée lors de la phase expérimentale. Toutefois, afin de faciliter l'interprétation des résultats qui est faite au chapitre 4, la vérification qui aurait dû être faite lors de la conception des spécimens P3 et P4 est présentée dans cette section. Elle vise, entre autres, à montrer l'utilisation du logiciel Response-2000 pour faire la conception de la pile ainsi que les résultats d'analyses numériques qui auraient dû être observés. Les piles P2 et P3 ont été modélisées dans le logiciel avec les propriétés mesurées des matériaux de la semelle ($f_y = 440$ MPa et $f'_c = 62.5$ MPa) ainsi que des coefficients de tenu de 1.0 afin d'obtenir la résistance flexionnelle réelle. La pénétration de la rotule plastique dans la semelle est établie à $0.022f_y d_b$ (avec la valeur mesurée de f_y). Les figures 3-22, 3-23 et 3-24 présentent les sections et les réponses moment-courbure des deux piles. Il est à noter que le diamètre du cercle des barres est le même que présenté aux figures 3-6 et 3-12.

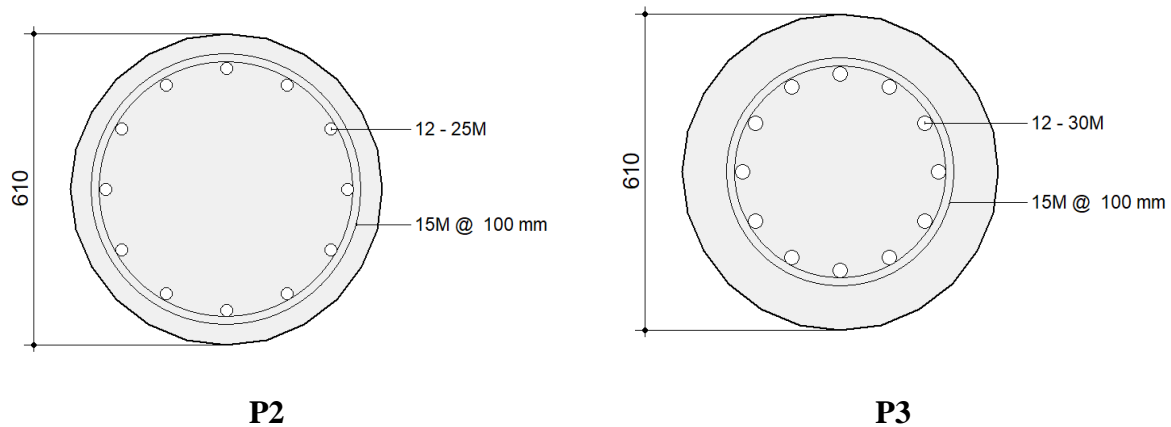


Figure 3-22 Coupe de section à la base des colonnes P2 et P3 dans Response-2000

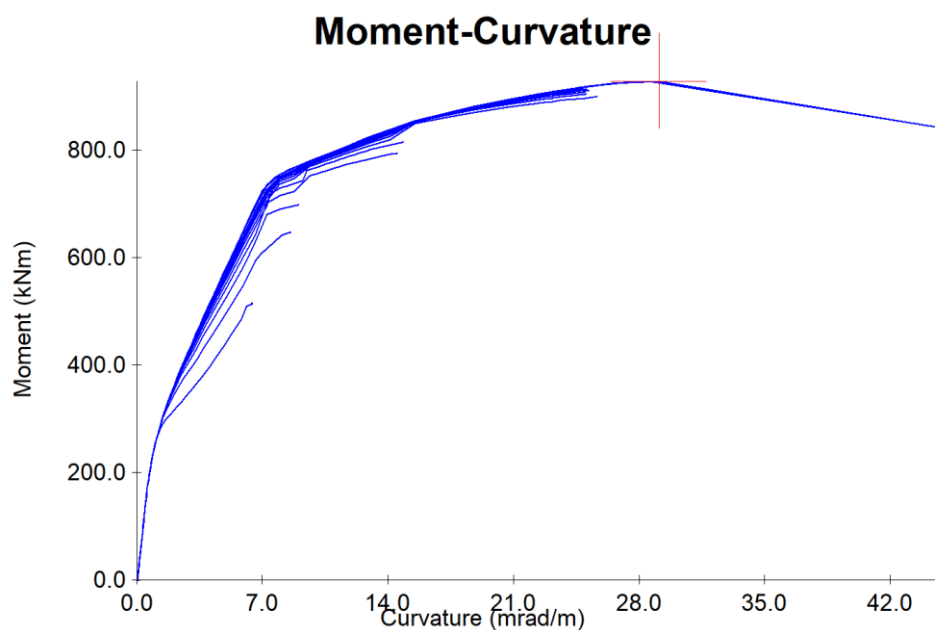


Figure 3-23 Courbe moment-courbure de la pile P2 obtenu de Response-2000

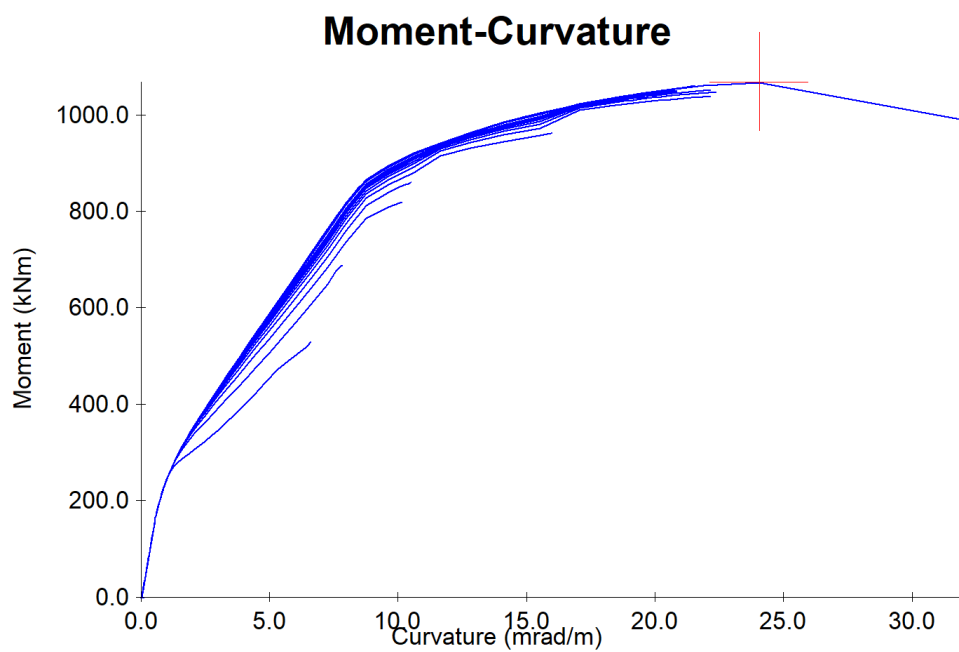


Figure 3-24 Courbe moment-courbure de la pile P3 obtenu de Response-2000

La pile P2 atteint un moment résistant de 929 kN-m et la pile P3 de 1010 kN-m. Pour chacune des deux piles, un deuxième modèle est créé dans le logiciel, mais avec une hauteur de 2750 mm

et aucune pénétration de la rotule plastique. Cette deuxième colonne représente la partie de la pile en béton ordinaire située au-dessus du joint et permet d'observer l'état des contraintes au haut du joint, pour n'importe quel moment appliqué. Le détail d'armatures au haut du joint étant le même pour P2 et P3, une seule analyse est nécessaire. Puisque le moment appliqué à ce niveau est 20% inférieur de celui à la base, l'état de contraintes à observer correspond à un moment fléchissant d'environ 800 kN-m pour la pile P3. Les figures 3-25 et 3-26 présentent la réponse moment-courbure de cette deuxième section ainsi que la contrainte de compression dans le béton pour un effort de 800 kN-m au niveau du dessus du joint en BFUP.

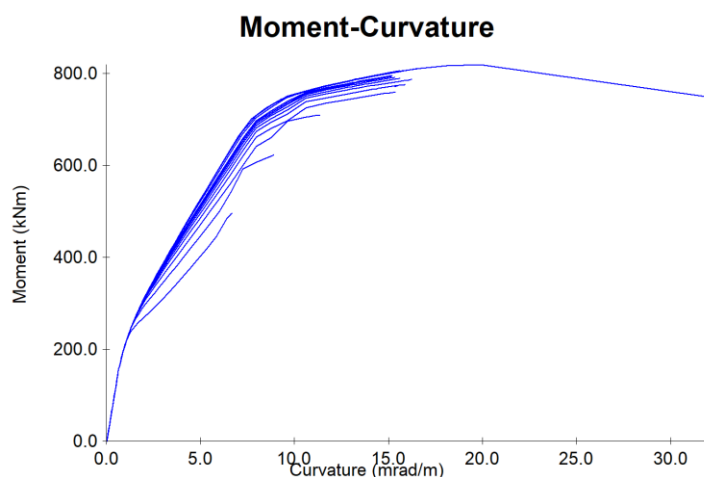


Figure 3-25 Courbe moment-courbure de la section au haut du joint obtenu de Response-2000

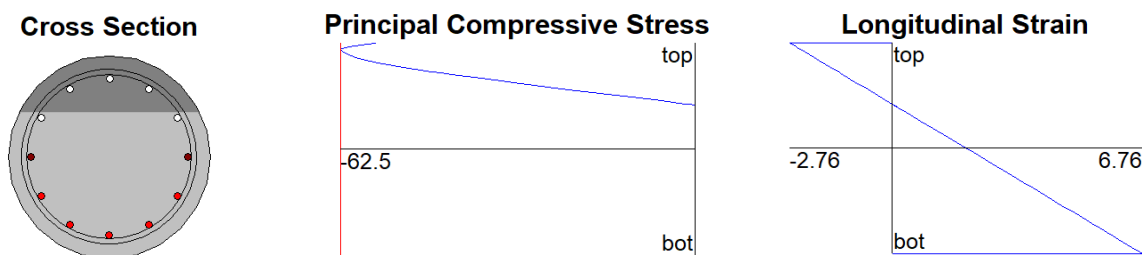


Figure 3-26 État de contrainte du béton au haut du joint pour un effort de flexion de 800 kN-m obtenu de Response-2000

Pour un moment de 800 kN-m, la contrainte maximale en compression de 62.5 MPa survient plus bas que la fibre supérieure, indiquant que l'écrasement du béton est amorcé dans l'enrobage. Il est à noter que pour la pile P2, ce phénomène se produit beaucoup plus tard dans l'essai.

Afin de rester dans la partie pré-pic, trois options sont possibles : augmenter la résistance en compression du béton, augmenter la hauteur du joint afin d'augmenter la différence de moment appliqué ou ajouter plus de barres longitudinales provenant de la colonne afin d'augmenter le moment résistant au haut du joint. Cette dernière option est d'abord regardée. Une nouvelle section est donc créée avec 16 barres d'armatures. La figure 3-27 présente la section de cette nouvelle colonne ainsi que la réponse moment-courbure de celle-ci. Le moment maximal atteint est de 959 kN-m. Cependant, comme expliqué précédemment, l'état de contrainte du béton à observer est à 800 kN-m, comme le montre la figure 3-28.

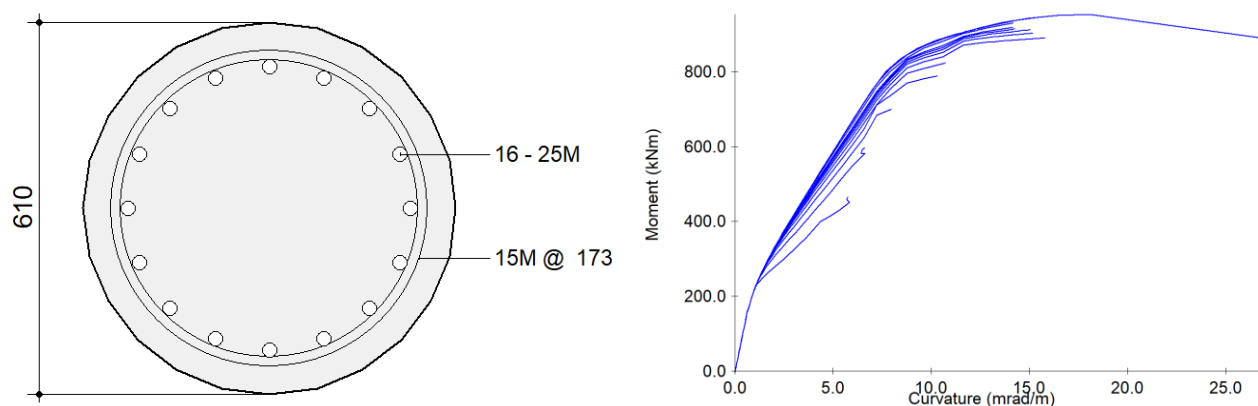


Figure 3-27 Section de la nouvelle section à 16 barres et la réponse moment-courbure obtenu à l'aide de Response-2000

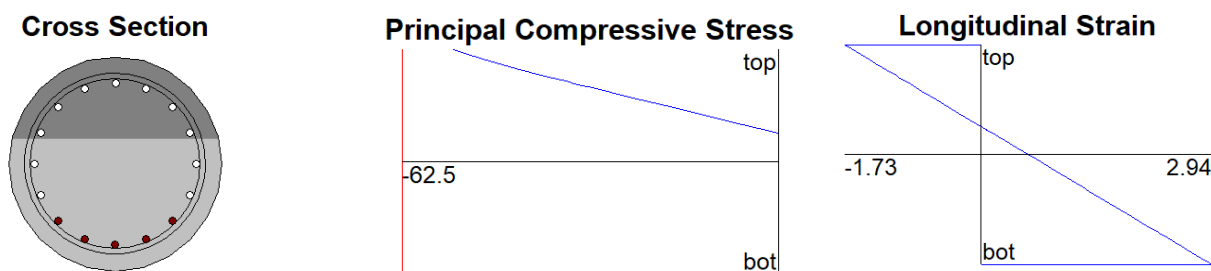


Figure 3-28 État de contrainte du béton au haut du joint pour un effort de flexion de 800 kN-m, pour la nouvelle section à 16 barres de Response-2000

Cette nouvelle configuration permet au béton de rester dans la partie pré-pic même sous un effort de flexion de 800 kN-m. En effet, la courbe de la contrainte du béton est toujours linéaire et sous le seuil du f'_c , correspondant à des déformations maximales en compression de 1730 $\mu\text{m/m}$. Une fois le 800 kN-m atteint, l'effort tranchant cesse d'augmenter puisque la rotule plastique se forme à la base de la colonne.

Les calculs faits ici auraient dû être faits pour la conception des spécimens P3 et P4 avec les propriétés nominales pour la partie supérieure et les coefficients de tenue des matériaux prescrits par le code S6 alors que le moment probable à la base, aurait dû être calculé avec les propriétés escomptées, comme indiqués le code S6. Une conception améliorée sera présentée au chapitre 6.

Le tableau 3-7 résume les principales caractéristiques des spécimens à l'étude, ainsi que celui du spécimen P1 à des fins de comparaisons. Le taux d'armatures des semelles est de 2.05% pour P2 et de 2.87% pour P3 et P4 au niveau du joint. Le BFUP utilisé pour faire le joint à une concentration de 2.5% de fibres.

Tableau 3-7 Résumé des quatre concepts de piles préfabriquées

Paramètre	P1	P2	P3	P4
Hauteur du joint (mm)	300	600	600	600
Dia. cerceau barres provenant de semelle (mm)	455	455	380	380
Dia. cerceau barres provenant de colonne (mm)	455	455	455	455
Volume de BFUP dans un joint (L)	54.3	108.6	127.2	127.2
Espacement derrière la barre	1 d_b	1 d_b	1 d_b	1 d_b
Dimension des barres ancrées dans la semelle	25M	25M	30M	30M
Longueur des gaines dans le joint en BFUP (mm)	N.A	N.A	N.A	150
Longueur d'ancrage des barres des semelles dans le BFUP (mm)	275	550	550	420
Longueur d'ancrage des barres des semelles dans le BFUP	11 d_b	22 d_b	18.3 d_b	14 d_b
Longueur de chevauchement des barres des semelles (mm)	250	500	500	400
Longueur de chevauchement des barres des semelles	10 d_b	20 d_b	16.7 d_b	13.3 d_b

4 PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

4.1 Portée des essais

La construction et les essais cycliques de ces trois spécimens s'inscrivent dans la continuité du développement de piles de ponts préfabriquées initié par Philippe Darveau. Ces essais permettront de valider le concept d'un joint en béton fibré ultra performant et d'en tirer des règles de conception pour les ingénieurs praticiens.

4.2 Phase de construction

Les 3 spécimens ont été construits à l'usine « Béton Préfabriqué du Richelieu », une entreprise spécialisée dans la construction de pièces préfabriquées en béton armé. Son expertise dans ce domaine, des ouvriers d'expériences et un outillage adéquat assurent la qualité de la construction des spécimens. La séquence de construction des spécimens est la suivante : coulée des semelles avec armatures en attente, coulée des chevêtres avec armatures en attente puis coulée des fûts sur chevêtres. Le choix d'effectuer deux coulées distinctes pour le chevêtre et le fût vise à faciliter la construction du coffrage et à minimiser les risques d'ouverture de celui-ci au niveau du chevêtre. Le fût et le chevêtre sont coulés à l'envers pour ces mêmes raisons. Le béton utilisé est du béton haute performance possédant une résistance spécifiée en compression de 50 MPa (BHP50).

4.2.1 Construction des semelles

La figure 4-1 ci-dessous montre le coffrage ainsi que la cage d'armatures de la semelle pour le spécimen P4. Afin d'assurer une stabilité des barres en attente lors de la coulée, un gabarit est attaché à celles-ci. Pour éviter des conflits entre les barres longitudinales et la cage d'armature de la semelle, deux barres ont dû être légèrement courbées. Cependant, aucun impact majeur ne devrait en découler puisque la semelle est conçue de façon conservatrice et les barres ne sont pas à un endroit critique.



Figure 4-1 Cage d'armatures de la semelle P4

4.2.2 Construction des chevêtres

La même technique est employée pour la construction des chevêtres. Ceux-ci sont coulés à l'envers afin de faciliter le travail. La figure 4-2 et figure 4-3 montrent la cage d'armature en construction du chevrete ainsi que le chevrete une fois la coulée terminée.



Figure 4-2 Cage d'armature du chevêtre

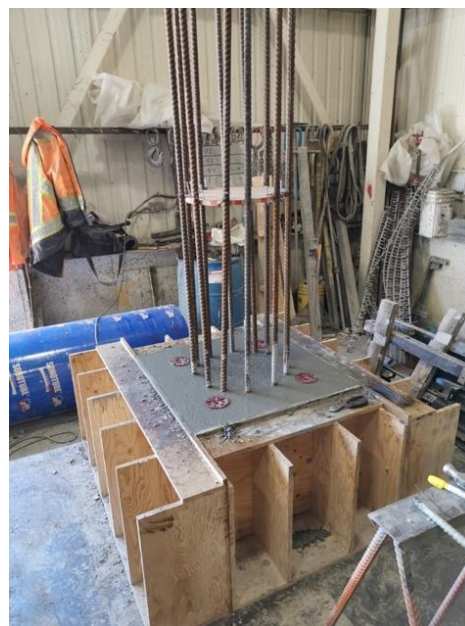


Figure 4-3 Coulée du chevêtre

Afin d'assurer un bon positionnement des barres longitudinales en attente, elles sont fixées à un gabarit à mi-hauteur. Pour une construction future, afin d'assurer un meilleur alignement, il serait préférable d'installer 2 gabarits, un à chaque extrémité, et d'installer les étriers. De cette façon, les barres longitudinales sont encore libres de se déplacer, ce qui rend la pose des étriers beaucoup plus facile.

4.2.3 Construction du fût

Afin d'assurer la bonne position des barres longitudinales dans le fût, des gabarits sont installés au niveau du joint, comme le montrent la figure 4-4 et la figure 4-5. Ces gabarits servent aussi à maintenir le tube de coffrage en carton-centré par rapport aux armatures. Une feuille d'aluminium est utilisée comme coffrage pour le noyau, au haut de la colonne. La feuille est encastrée dans la première planche de bois afin d'éviter des fuites de béton lors de la coulée. Deux portes dans le coffrage permettent de réduire la chute du béton à 1.5 m et de vérifier le bon étalement du béton autour des armatures.



Figure 4-4 Coffrage du fût lors de la coulée des colonnes



Figure 4-5 Montage du gabarit pour tenir les barres en place

4.2.4 Construction du joint de BFUP

Le joint de connexion en béton fibré ultra performant s'est effectué au laboratoire de Structures de Polytechnique Montréal. Le produit utilisé est le « UP-F2 », commercialisé par la compagnie Matériau King (maintenant Sika). Les matériaux secs sont ensachés et les adjuvants proviennent aussi de cette compagnie. Un dosage en fibres métalliques de 2.5% par volume a été choisi, comme pour le spécimen P2 fabriqués par Darveau. En revanche, vu des problèmes d'approvisionnement pour les fibres de la part de Sika, celles utilisées proviennent de la compagnie « Bekaert », fournie séparément, commercialisées sous le nom de Dramix-OL 13/20 et possèdent un diamètre de 0.2 mm, une longueur de 13 mm ainsi qu'une résistance ultime f_u de 2750 MPa. Le tableau 4-1 présente les proportions requises par mètre cube alors qu'un mélange.

Tableau 4-1 Proportion du mélange utilisé pour le BFUP

UP-F2 (kg)	Adj. A (kg)	Adj. B (kg)	Adj. C (kg)	Eau (kg)	Glace (kg)	Fibres (kg)	Total (m ³)
1928	17.5	25.4	27.5	48.6	146	195	1.0

Pour mettre en place le joint en BFUP la colonne est déposée sur la semelle avec le pont roulant et maintenu en place à l'aide d'éléments structuraux dans le laboratoire. De cette façon, un

alignement du chevêtre avec la semelle est fait, ce qui permet également d'assurer une stabilité de la colonne lors de la coulée. La figure 4-6 présente les joints des spécimens avant la coulée.



a) P2

b) P3

c) P4

Figure 4-6 Joint des trois spécimens avant la coulée de BFUP

Les tolérances de fabrication ne sont pas toujours faciles à respecter, même en préfabrication. Ainsi la pile P2 présente un détail d'armature où la disposition des barres est non uniforme, et où certaines barres sont collées à d'autres. Pour cette raison, il est préférable d'avoir les armatures de la semelle et de la colonne sur deux rangs distincts, comme pour les piles P3 et P4. Cependant, lors de la coulée de la semelle P4, des attaches qui tenaient les barres longitudinales en place ont cédées résultant en un mauvais placement des barres, comme le montre la figure 4-6c), où une barre longitudinale de la colonne est collée à une barre de la semelle, même si elles devaient être sur deux rayons différents. D'un côté, les barres de la semelle sont beaucoup plus proches des barres de la colonne que l'autre côté. Cela aura des répercussions sur la performance structurale.

La technique employée pour construire les semelles a été de fabriquer la cage d'armatures de la semelle en premier, et d'y insérer les barres longitudinales. Pour une construction future, il serait important d'assembler les barres longitudinales en premier avec des gabarits et de construire par

la suite la cage d'armatures de la semelle autour de ces armatures, assurant le bon positionnement des barres longitudinales.

Afin de faciliter le positionnement de la colonne, les crochets des étriers ont été coupés et ne respectent pas les exigences des codes. Cependant, la longueur de chevauchement de l'étrier au sein du BFUP est de $30 d_b$. Cette longueur de chevauchement est largement supérieure à ce qui est suggéré dans la littérature. Comme il a été démontré dans des projets précédents (Darveau, 2018; Létourneau, 2019), il n'est pas requis de replier les étriers dans le BFUP, autant pour les réparations que pour des applications de préfabrication.

Pour mettre en place le BFUP, un tube de coffrage en carton de 24 pouces de diamètre est placé par-dessus le joint, et 2 portes sont construites de part et d'autre du tube de coffrage en carton. Ces portes permettent d'assurer une bonne répartition du BFUP dans le joint et un remplissage complet. En effet, celui-ci est coulé par une des portes jusqu'à déborder par l'autre porte, comme le montre la figure 4-7. La cure du BFUP est assurée à l'aide de jutes humides en place pendant 7 jours. Les figures 4-8 et 4-9 présentent le joint pour le spécimen P2.



a) Portes utilisées lors de la coulée (une cachée derrière la colonne)



b) Vue du haut du BFUP qui coule dans le joint

Figure 4-7 Montage des portes fabriquées pour la coulée de BFUP dans le joint



Figure 4-8 Cure humide de 7 jours, spécimen P2



Figure 4-9 Joint BFUP après mûrissement, spécimen P2

4.2.5 Gainage des armatures

Comme mentionné précédemment, le gainage permet de désolidariser les barres d'armature de la semelle du BFUP des joints afin d'augmenter la longueur de la rotule plastique. Des tubes en plastique d'un diamètre de $1\frac{1}{4}$ po (31 mm) sont utilisés alors qu'un joint en silicone est ajouté sur le dessus afin de boucher le trou et d'empêcher le béton d'y pénétrer. Finalement, puisque les tubes ont un diamètre plus gros, l'espace entre ceux-ci est réduit. Afin de faciliter le placement du BFUP et éviter de créer des amas de fibres, une fine couche d'huile est appliquée sur la surface des tubes. Ils sont placés au niveau de la semelle, comme le montre la figure 4-10.

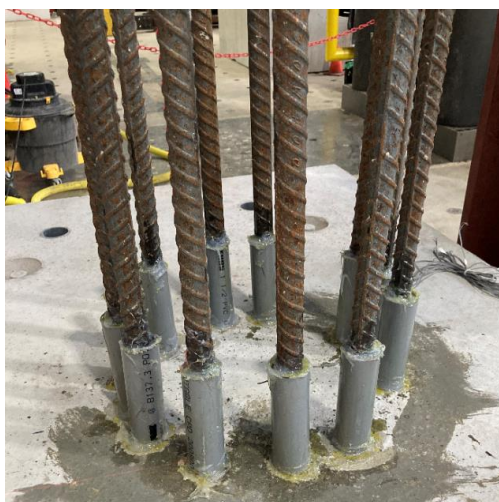


Figure 4-10 Emplacement et installation des gaines de 150 mm

4.3 Propriétés des matériaux

La caractérisation des matériaux a été réalisée au laboratoire de Structures de Polytechnique Montréal. Pour le BHP50, des essais de compression, des essais brésiliens et des essais de modules élastiques sont effectués. Des essais de traction directe sont faits sur les barres d'armatures longitudinales 25M et 30M provenant de la semelle et des barres 25M de la colonne (voir figures 4-20 et 4-21). Le BFUP est caractérisé à l'aide de 3 essais différents, soit les essais de compression, les essais traction directe sur tirants et les essais de traction directe sur os.

4.3.1 Béton haute performance

Le béton normal utilisé est un béton possédant une résistance minimale à la compression de 50 MPa. Comme il sera vu plus loin, ce choix permet d'assurer une meilleure ductilité, permettant une meilleure performance parasismique. Le diamètre maximal des granulats est de 14 mm et un rapport eau liant est de 0.35 est retenu. Des cylindres pour les essais de compression sont prélevés lors des coulées pour chaque semelle et chaque fût. Le tableau 4-2 présente les propriétés mécaniques du BHP. Les résultats de compression sont une moyenne de trois cylindres et les modules élastiques sont une moyenne de deux cylindres. La résistance en compression spécifiée de 50 MPa a été rencontrée.

Tableau 4-2 Propriétés mécaniques du béton haute performance

Élément	Échéance (jours)	f'_c (MPa)	Module élastique E_c (MPa)	Coefficient Poisson (ν)
Fût P2	152	57.2	33 500	0.217
Semelle P2	267	67.1	39 000	0.213
Fût P3	155	68.7	37 500	0.228
Semelle P3	273	67.5	38 500	0.239
Fût P4	166	66.6	36 000	0.249
Semelle P4	272	65.2	38 000	0.202

4.3.2 Béton fibré à ultra-hautes performances

La construction des trois joints en BFUP s'est effectuée en une seule journée. De ce fait, une seule gâchée est faite pour la caractérisation du BFUP. Les propriétés mécaniques présentées ci-dessous sont donc valides pour les trois joints.

4.3.2.1 Résistance à la compression

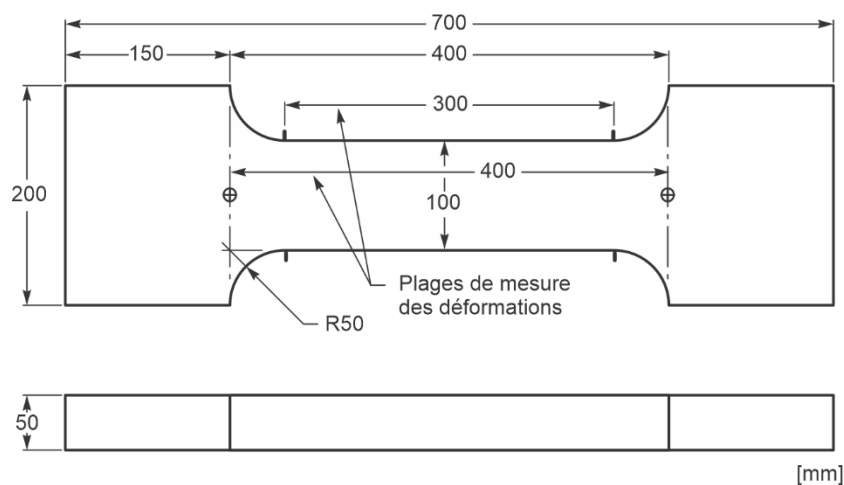
La résistance à la compression du BFUP est caractérisée à l'aide de l'essai normalisé (CSA A23.2-9C) pour lequel le taux de chargement est de 1 MPa/s. Le module élastique et le coefficient de Poisson sont obtenus lors d'une première phase consistant en deux chargements à 40% de la résistance maximale suivi d'une deuxième phase de chargement à la rupture. Les résultats du module élastique et du coefficient de Poisson présentés sont une moyenne effectuée sur 4 cylindres. Le tableau 4-3 présente les résultats.

Tableau 4-3 Propriétés mécaniques du béton fibrés ultra performant

	1	2	3	4	5	6	Moyenne pour f'_c (MPa)	Module élastique E_c (MPa)	Coefficient Poisson (ν)
f'_c (MPa)	179	173.5	184	171	175	183	177.6	44 000	0.256

4.3.2.2 Résistance à la traction

La résistance à la traction du BFUP est déterminée à l'aide de l'essai de traction directe sur os. Six os sont fabriqués afin d'assurer une bonne représentativité dans les résultats. Les os ont une section nominale de 100×50 mm dans la partie centrale. La mesure de l'allongement est faite à l'aide de deux paires de capteurs LVDT de 400 mm et 300 mm respectivement sur les faces de 100 mm et 50 mm, tel qu'illustré sur la figure 4-11. Le taux de chargement en traction pour l'essai est de 0.1 mm/min jusqu'à atteindre une perte de charge de 70% de la force maximale de la phase post-pic. Par la suite, le taux de chargement est augmenté graduellement jusqu'à un taux de 1 mm/min, se traduisant en un essai complet d'une durée d'environ 25 minutes.

**Figure 4-11 Dimensions de l'os utilisée pour caractériser le BFUP en traction directe**

De plus, dans le cadre de cette maîtrise, des tirants possédant une section de 50 × 50 mm ont été fabriqués afin de comparer les résultats avec les os. Les tirants sont fabriqués avec une longueur

initiale de 900 mm, puis ils sont coupés de 150 mm à chaque extrémité pour obtenir un tirant de 600 mm de longueur. Cette méthode de fabrication permet d'éliminer la mauvaise orientation des fibres aux extrémités. Puisque 150 mm est nécessaire aux extrémités pour agripper le spécimen dans les mâchoires de la presse, les 4 capteurs utilisés ont une longueur de mesure de 300 mm ce qui permet de réduire grandement la possibilité d'initiation de la fissure hors de la zone des capteurs. Le taux de chargement est le même qu'utiliser pour les os.

4.3.2.2.1 Essais sur os

La figure 4-12 présente le montage pour un essai de traction directe d'un os.



Figure 4-12 Essai de traction directe sur os

Le premier essai s'est effectué en contrôle déplacement des capteurs. Au sommet de l'écrouissage, un capteur s'est détaché ce qui a causé un mouvement brusque de la presse, résultant en une compression du spécimen de 200 kN. La procédure a donc été revue pour les 5 autres spécimens afin d'empêcher cette situation. Dans un premier temps, la phase linéaire élastique est contrôlée en déplacement des capteurs jusqu'à la fissuration de la matrice f'_t . Une

fois f_t atteint, le contrôle est changé manuellement en contrôle déplacement du vérin pour les phases écrouissant et adoucissante. Ce nouveau protocole de chargement assure une sécurité envers les mouvements brusques liés à la perte d'un capteur et permet ainsi d'obtenir des résultats post-pic. Un des 5 os restants a présenté trop de flexion en début d'essai, résultant en des résultats inadéquats qui ne représentent pas un essai de traction directe. Les résultats des essais sur les 4 os retenus montrés aux figures 4-13 et 4-14 présentent respectivement les courbes contrainte/déformation et contrainte/ouverture de fissure.

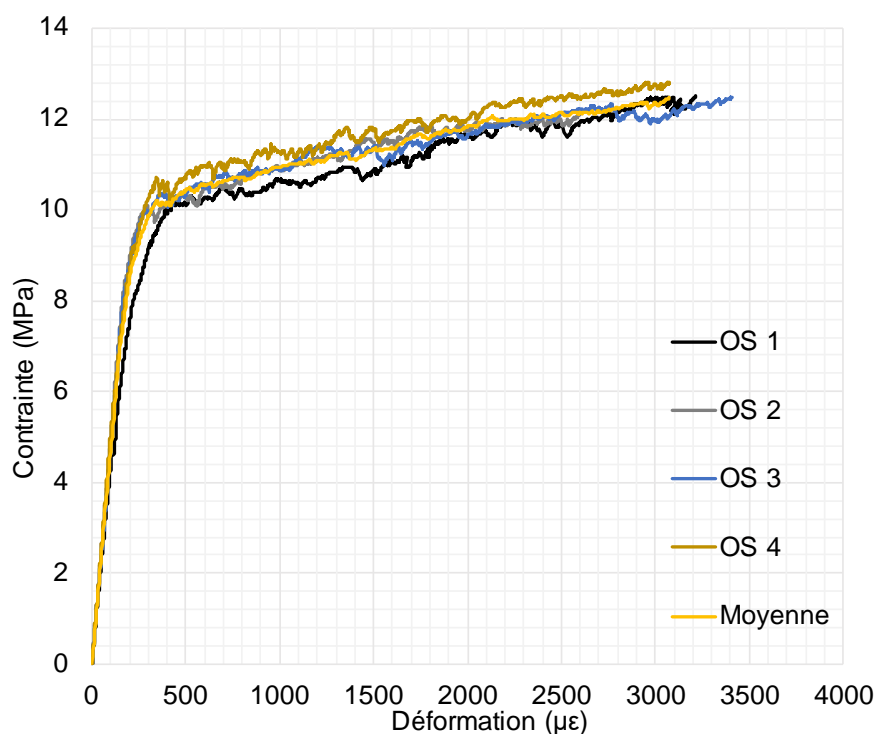


Figure 4-13 Courbes contrainte-déformation des os

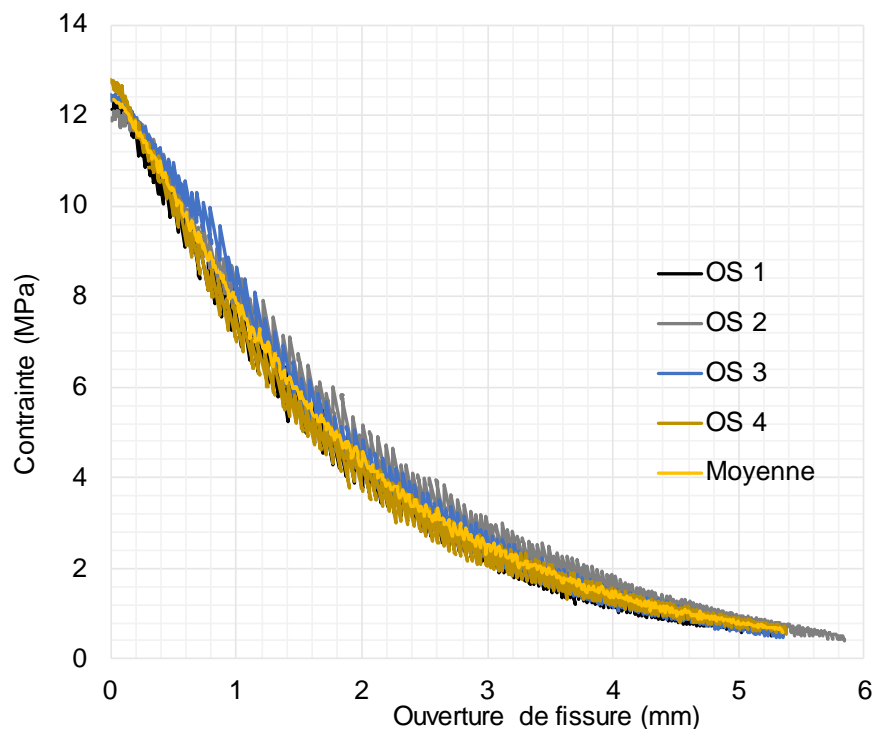


Figure 4-14 Courbes contrainte-ouverture de fissure des os

Les 4 os présentent un comportement similaire, avec une résistance à la traction (f'_t) de 10.1 MPa, puis un écrouissage jusqu'à 12.48 MPa qui correspond à une déformation de $3075 \mu\epsilon$. La phase adoucissante se termine avec une ouverture de fissure moyenne de 5.4 mm.

4.3.2.2.2 Essais sur tirants

La figure 4-15 présente la fissure obtenue sur un tirant après l'essai de traction direct. La procédure de chargement des tirants est la même que celle utilisée pour les os. La figure 4-16 et la figure 4-17 présentent les courbes contraintes/déformations et contraintes/ouverture de fissures.



Figure 4-15 Fissure d'un tirant à la suite d'un essai de traction direct

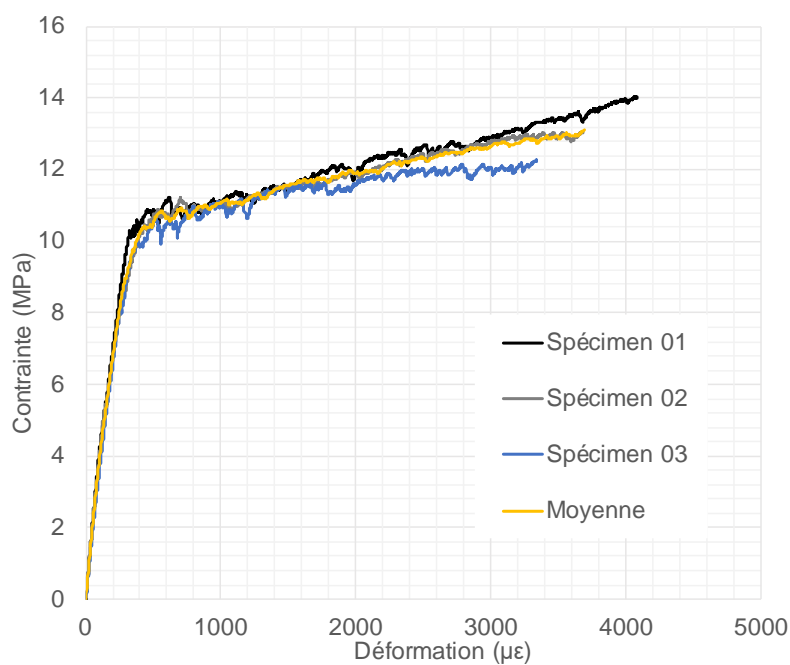


Figure 4-16 Courbes contraintes-déformations des tirants

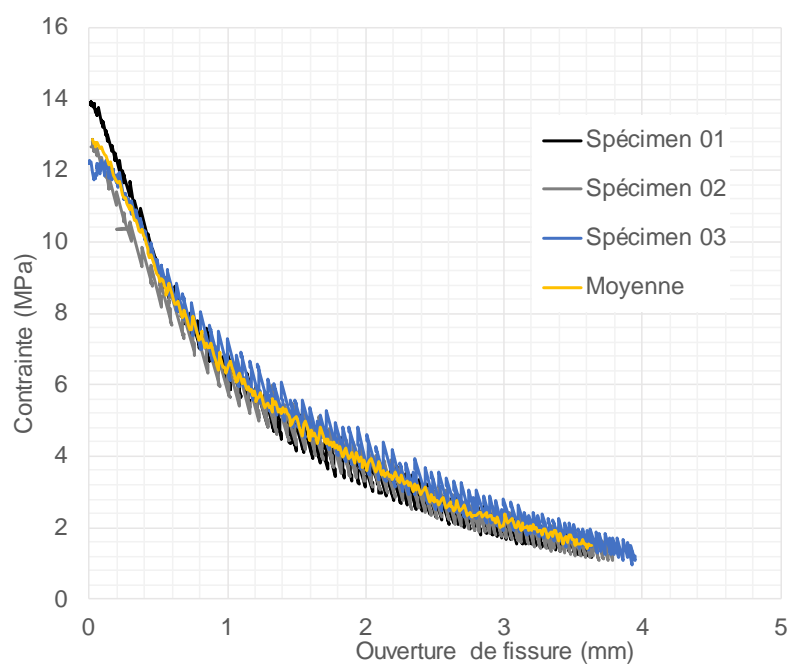


Figure 4-17 Courbes contraintes-ouverture de fissures des tirants

Les spécimens 1 et 2 sont à rejeter puisque le comportement n'est pas adéquat. La fissure s'est initiée trop près des mâchoires, ce qui peut avoir un impact sur les résultats pré-pic et post-pic,

dues notamment à la pression de serrage de celles-ci. Cela peut aussi être un moment de flexion trop important en début d'essai. Outre ces deux spécimens, la résistance à la traction moyenne des spécimens 3, 4 et 5 est de 10.2 MPa alors qu'une résistance maximale moyenne de 13.12 MPa, pour une déformation de 3700 $\mu\epsilon$, a été obtenue.

Les valeurs moyennes des deux types d'essais sont présentées sur les figures 4-18 et 4-19 . Ces deux types d'essais sont présentement en phase de validation pour la prochaine édition de la norme CSA-S6. On peut constater que les résultats sont comparables. La moyenne des déformations au pic est de 3300 $\mu\text{m}/\text{m}$ pour une contrainte moyenne de 12.76 MPa.

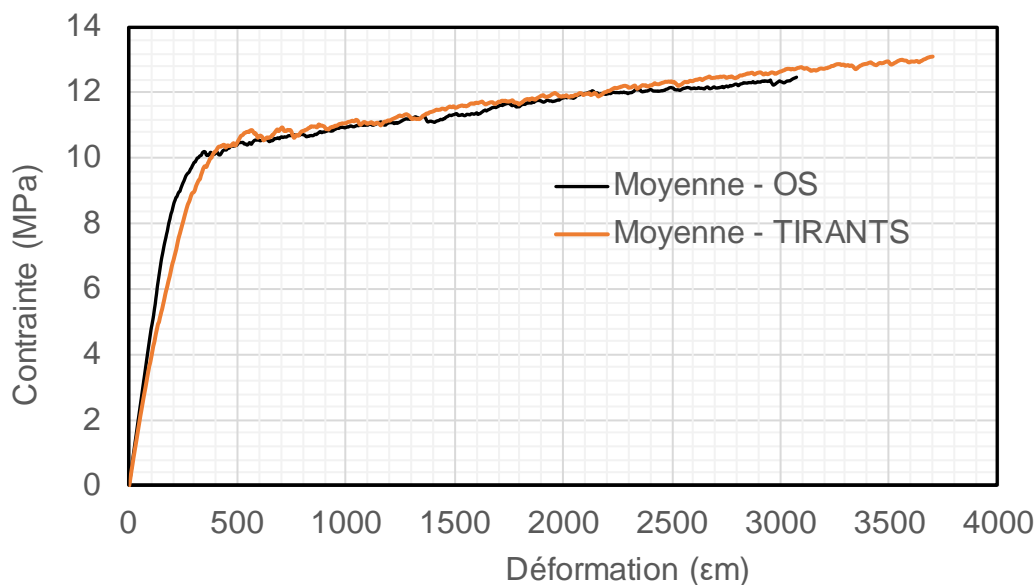


Figure 4-18 Moyenne des essais de traction directe pour les os et les tirants, contrainte-déformation

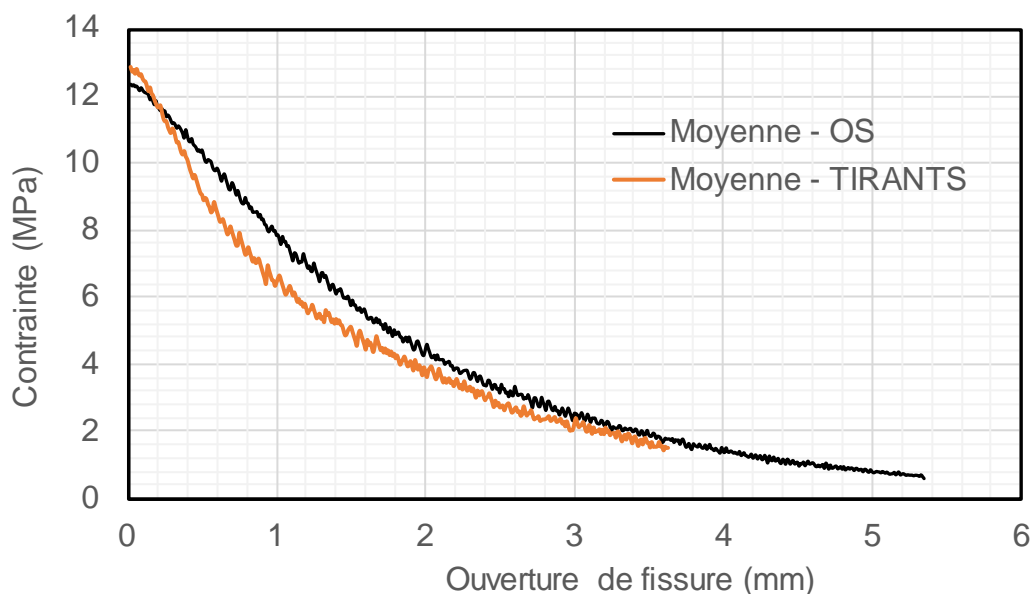


Figure 4-19 Moyenne des essais de traction directe pour les os et les tirants, ouverture de fissure

4.3.3 Acier

L'acier utilisé est de grade 400W, qui correspond à l'acier typiquement utilisé dans des projets de ponts. L'acier provient de l'entreprise « Acier AGF inc. ». Deux types de barres sont testées, soit les barres longitudinales 25M et 30M ancrées dans les semelles ainsi que les barres longitudinales 25M de la colonne. Les barres sont commandées avec une longueur excédentaire de 600 mm et sont coupées au laboratoire de Structures. Les barres qui ont été choisies pour les essais de traction sont les barres instrumentées sur les spécimens, correspondant aux barres les plus sollicitées durant l'essai. Ces barres sont celles qui ont le plus grand bras de levier par rapport à la direction de l'effort, comme le montre la figure 4-22c), à la section « jauges de déformation ».

La presse Instron est utilisée pour faire l'essai de traction directe avec un extensomètre pour mesurer les déformations. La figure 4-20 et la figure 4-21 présentent les courbes contraintes-déformations pour les essais sur les barres 25M et 30M. Le taux de chargement utilisé est conforme à la norme ASTM-E8, article 7.6.3.1.

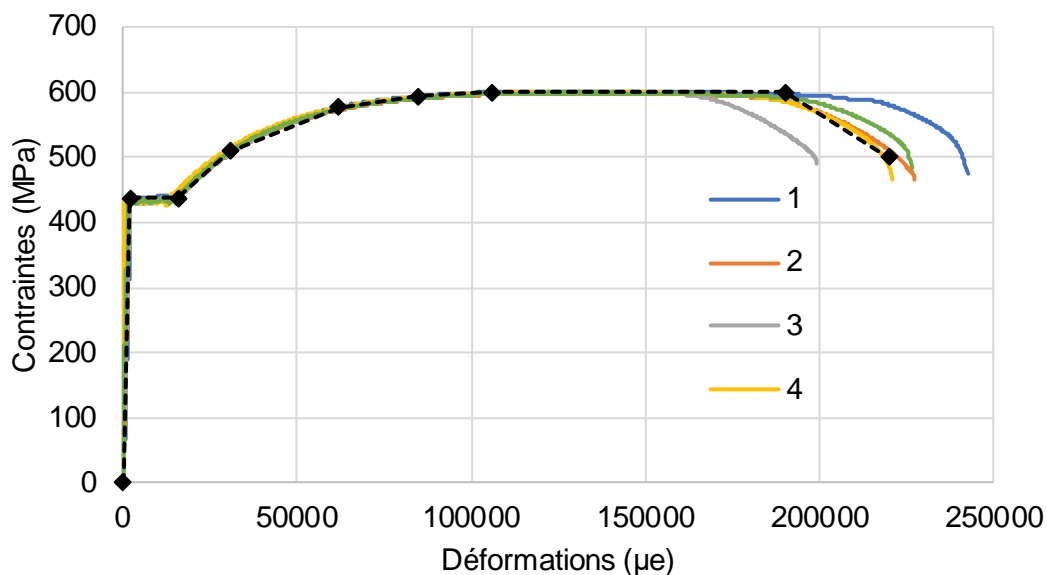


Figure 4-20 Courbes contraintes-déformations des barres d'armatures 25M

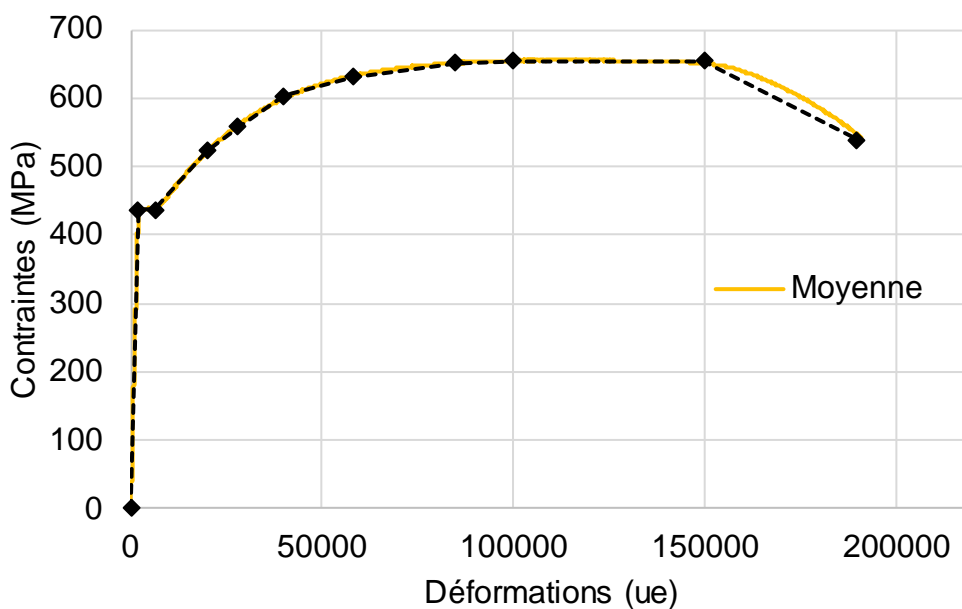


Figure 4-21 Moyenne des courbes contraintes-déformations des barres d'armatures 30M

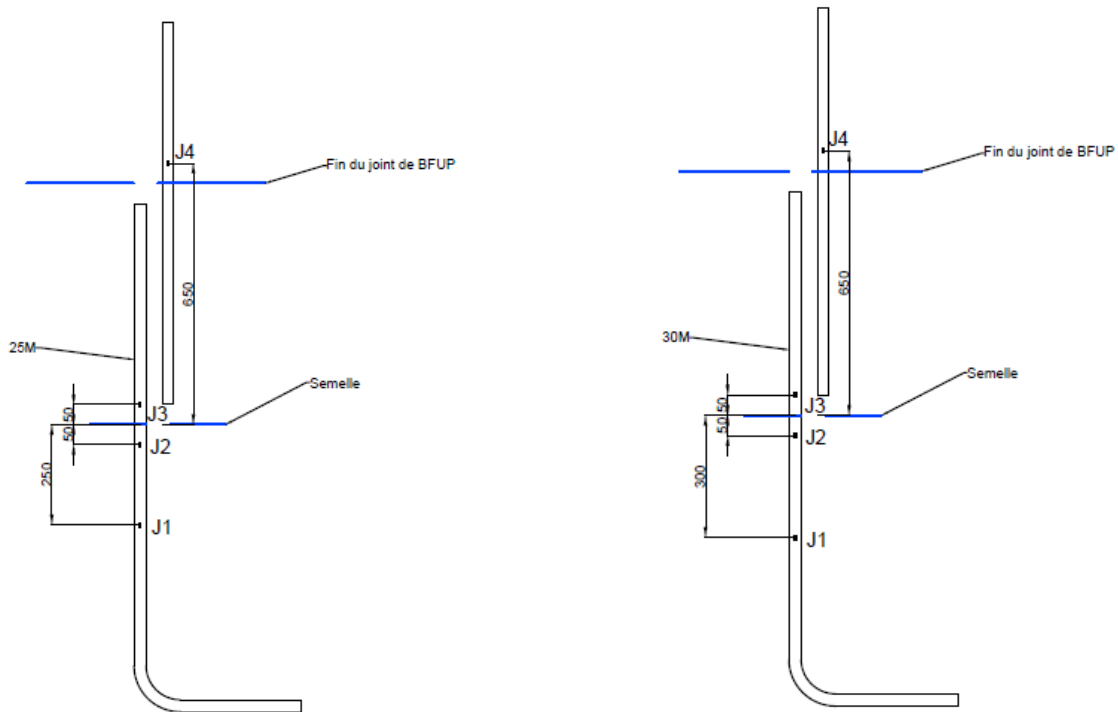
4.3.4 Instrumentation des spécimens

Les différents types d'instrumentations utilisés pour les essais permettent une analyse approfondie des résultats et une validation de ceux-ci. Les quatre types d'instrumentations sont les suivants : jauges de déformation afin de mesurer les déformations dans les barres d'armatures,

les LVDT au bas de la colonne permettant de mesurer la courbure de la colonne, les potentiomètres à corde afin de mesurer les déplacements horizontaux de la colonne au niveau du chevêtre et le système de corrélation digitale d'images (DIC) qui permet de suivre l'évolution et de mesurer avec précision les ouvertures de fissures.

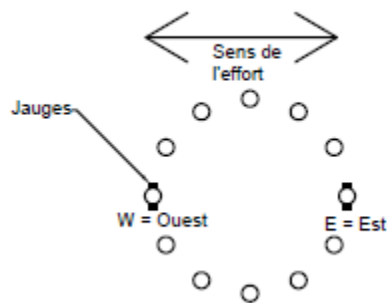
4.3.4.1 Jauges de déformation

Les jauges utilisées sont les FLAB-3-11, dont la précision est de 1 μm avec une plage de lecture de 30 000 μm . La figure 4-22 montre la position des jauges sur les barres d'armatures. Les deux barres les plus sollicitées sur chaque spécimen ont été instrumentées. Pour chaque position de jauge indiquée sur la figure, 2 jauges ont été utilisées.



a) Plan des jauges, barres 25M

b) Plan des jauges, barres 30M



c) Position des jauges sur les barres

Figure 4-22 Plan des jauges sur les armatures longitudinales

La jauge en partie supérieure de la semelle (50 mm sous la face supérieure de la semelle) vise à déterminer l'apparition de la plastification à la base de la pile, donnée qui est utilisée pour déterminer les différents niveaux de ductilité. La jauge installée en profondeur sert à mesurer la pénétration de la plastification, paramètre important pour la détermination de la longueur de la

rotule plastique. Cette longueur est donnée dans la littérature comme étant égale à $0.022f_y d_b$ (voir section 2.2.2.2). Pour f_y de 450 MPa, la distance est égale à 248 mm et 297 mm, respectivement pour des armatures de 25 et 30 mm de diamètre. Ainsi cette jauge a été positionnée à 250 mm de la face supérieure de la semelle pour le spécimen P2 (barres 25M) alors qu'une valeur de 300 mm a été utilisée pour les barres 30M des spécimens P3 et P3.

Une jauge a été installée à 50 mm dans le joint en BFUP pour les trois spécimens afin de mesurer la progression de la plastification dans le BFUP qui est beaucoup moindre que dans le béton non fibré. Dans le cas du spécimen P4, cette jauge se situe dans la gaine. Enfin, une jauge a été installée au-dessus du joint en BFUP dans la partie en béton armé de la pile.

4.3.4.2 LVDT

Deux séries de LVDT sont installées le long de la colonne, à partir de sa base jusqu'à une hauteur de 1.5 m, comme le montre la figure 4-23. L'emplacement des potentiomètres correspond aux mêmes emplacements que sur les colonnes du projet de Philippe Darveau, ce qui permet une comparaison directe des résultats.

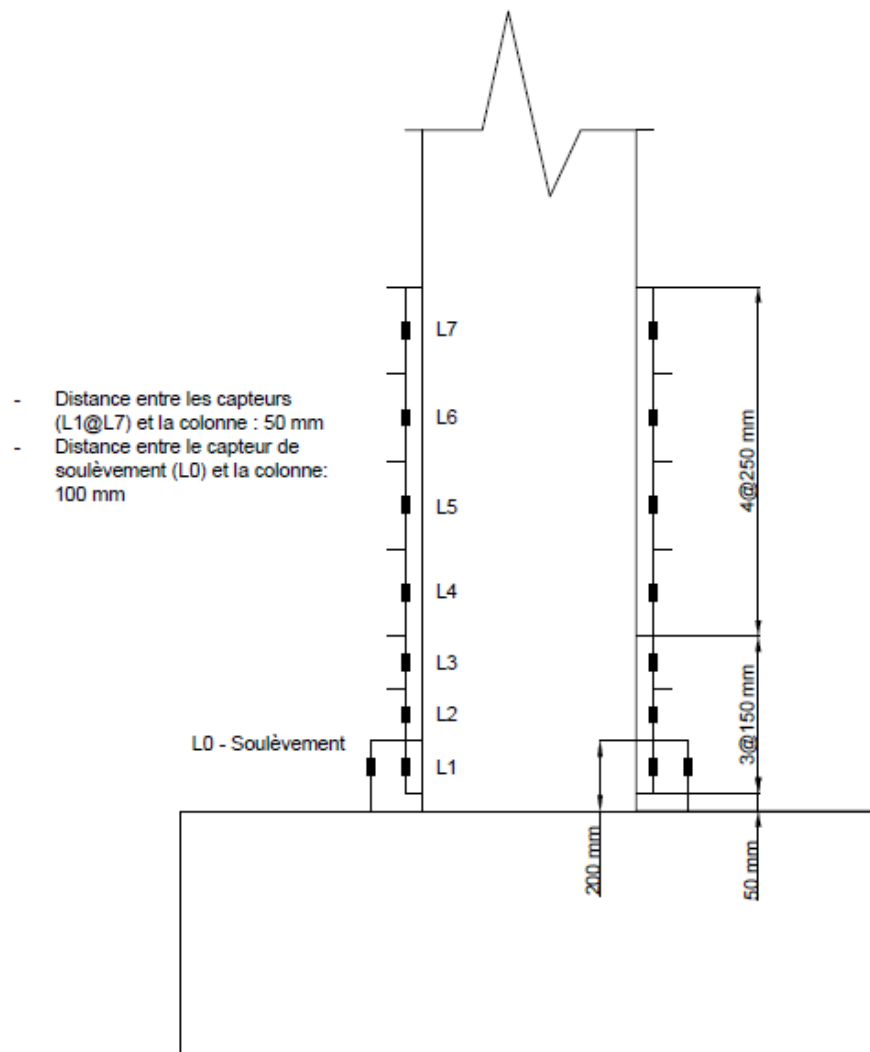


Figure 4-23 Emplacement des LVDT pour le calcul de la courbure des colonnes

Ces LVDT permettent de calculer la courbure de la colonne jusqu'à un déplacement maximal où l'écaillage du béton devient important, provoquant le décollement des capteurs, résultant en une perte de données.

4.3.4.3 Système de mesure du déplacement relatif

Bien que le 6 DDL puisse mesurer les déplacements et des efforts directement, des incertitudes peuvent se glisser dans les mesures, notamment dues au frottement et aux déformations du système. Pour pallier ce problème d'incertitude, huit potentiomètres à corde sont fixés directement sur le chevêtre et reliés à la semelle. Chaque coin de la semelle est relié par un potentiomètre vertical et un potentiomètre diagonal. Chaque point d'attache est géoréférencé à l'aide d'un scanneur 3D et par triangulation, il est possible de connaître la position exacte du spécimen dans le temps. La figure 4-24 montre le montage des potentiomètres. Puisque les potentiomètres à cordes sont plus précis, ce sont eux qui sont utilisés pour contrôler les déplacements lors de l'essai.



Figure 4-24 Système de potentiomètres à corde installé sur la semelle

4.3.4.4 Système de corrélation digitale d'images

Le système de corrélation digitale d'images (*DIC* pour *Digital Image Correlation*) est un appareil optique mesurant les déplacements sur une surface 3D quelconque et qui sert éventuellement à déterminer des déformations ou des ouvertures de fissures. Afin d'utiliser cet appareil, la colonne est peinte en blanc, puis un mouchetis est appliqué. Durant l'essai, une photo est prise à un intervalle de temps régulier (Hz) et où la première photo représente l'état initial du spécimen. Par la suite, le calcul des déplacements est effectué en comparant chaque point du mouchetis avec sa

position initiale, avec une précision de l'ordre de $40\ \mu\text{m}$. L'appareil est composé d'une paire de caméras qui doivent être placées à 30° l'une par rapport à l'autre. De plus, puisque les lentilles choisies ont une longueur focale de 23 mm et 24 mm, les caméras doivent être placées à une distance égale à deux fois la plus grande dimension du mouchetis, comme le montre la figure 4-25.

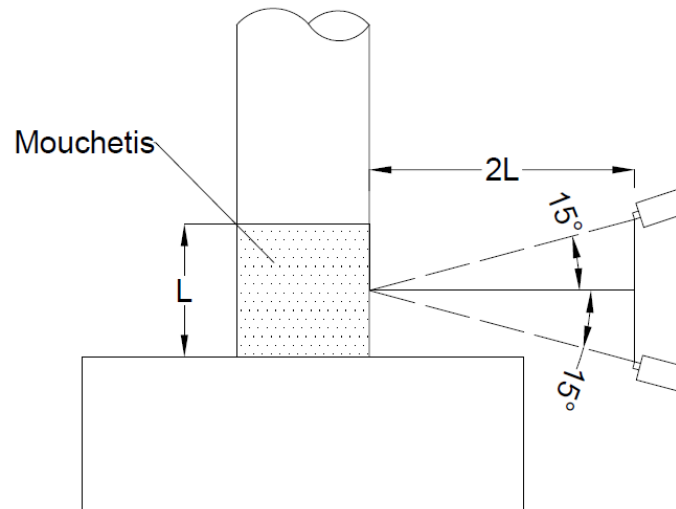


Figure 4-25 Règle d'installation d'une paire de caméras pour le système "DIC"

Il est important de noter que ces règles s'appliquent seulement aux lentilles 23 mm et 24 mm. Par la suite, le logiciel de post-traitement des données VIC3D permet de calculer plusieurs paramètres directement sur les photos, comme les ouvertures de fissures, les déformations et la courbure. Il est possible de comparer les résultats obtenus à l'aide du « DIC » ainsi que ceux obtenus avec les LVDT ou les calculs par éléments finis. La figure 4-26 présente le mouchetis sur une colonne.

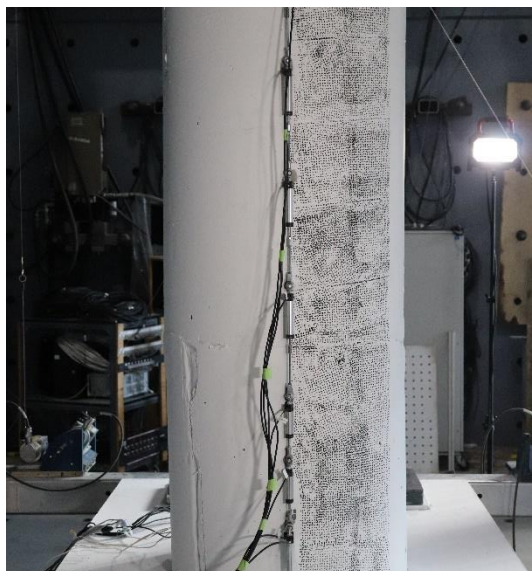


Figure 4-26 Exemple de mouchetis sur le spécimen P4 pour le système de "DIC"

4.3.5 Protocole d'essai

Le protocole d'essai pour les trois spécimens est présenté à la figure 4-27 ci-dessous. Ce protocole de chargement permet de reproduire un tremblement de terre de l'Est de l'Amérique du Nord avec soit beaucoup de cycles à faibles intensités, mais aussi ceux-ci de sites où de grands déplacements sont anticipés. Ce protocole est le même qu'utilisé par Philippe Darveau lors de ses essais sur la colonne de référence et le premier spécimen préfabriqué.

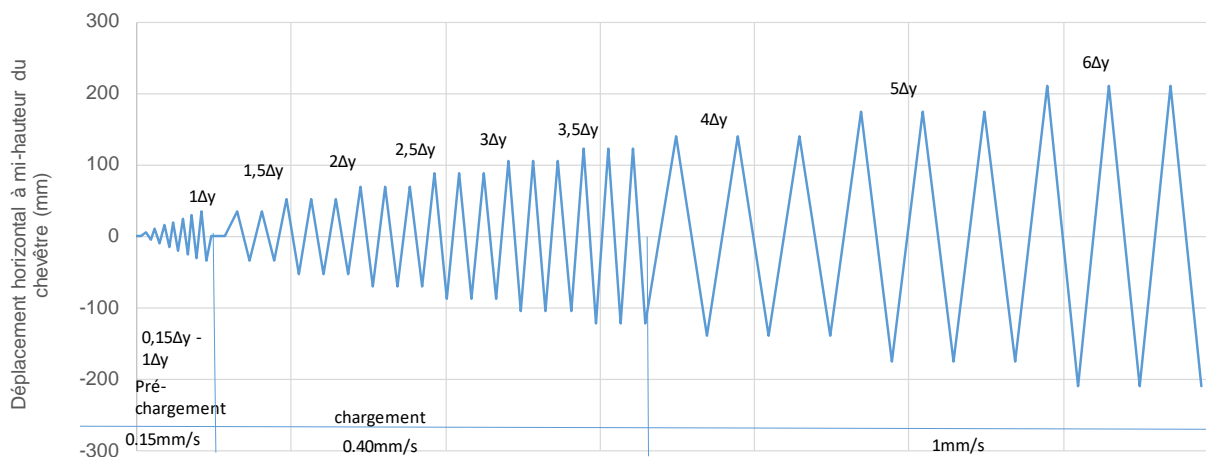


Figure 4-27 Protocole de chargement pour les trois essais

La zone de préchargement comprend des cycles qui varient entre $0.15 \Delta_y$ et $1 \Delta_y$ afin d'éviter de dépasser la limite élastique, et permet d'identifier le déplacement où la première plastification des barres d'armatures survient. Ce déplacement correspond à la limite élastique de la colonne et devient la référence pour les cycles subséquents, qui sont un multiple de ce déplacement. Les déformations des barres mesurées par les jauges près de la face supérieure de la semelle sont analysées en temps réel lors de l'essai. La limite élastique des armatures permet de déterminer le point de plastification, établi à une déformation de $2100 \mu\text{m/m}$, pour un acier de $f_{ye} = 440 \text{ MPa}$ et un module élastique mesuré de $205\,000 \text{ MPa}$. Une analyse par éléments finis indique une première plastification à 33 mm . Les essais expérimentaux ont validé ces valeurs puisque les trois spécimens présentent un déplacement à la plastification Δ_y à 30 mm . Une charge axiale constante de 1000 kN est appliquée sur la colonne pour toute la durée de l'essai. Le point d'application de la charge horizontale est à 3350 mm à partir de la semelle, qui correspond au centre du chevêtre. Ce point est considéré comme point de contrôle signifiant que tous les déplacements enregistrés sont à ce point. De plus, le moment est toujours constant à 0 à ce point, afin de reproduire une courbure simple de la pile.

4.4 Résultats

4.4.1 Dégradation des colonnes

4.4.1.1 Spécimen P2

Lors de la phase de préchargement, des premières fissures transversales sont apparentes. Ces fissures sont situées au haut du joint de BFUP à un espacement correspondant à l'espacement des étriers de confinements. Un soulèvement du joint est également visible dès les premiers cycles, comme le montre la figure 4-29. L'augmentation de l'amplitude des déplacements a pour effet d'augmenter les ouvertures de fissures ainsi que le soulèvement. À $2\Delta_y$, un léger endommagement est visible dans le bas du joint en BFUP (figure 4-29). Le soulèvement cesse d'augmenter à un déplacement de $4\Delta_y$, résultant en une augmentation importante de la fissure localisée en haut du joint de BFUP, au niveau du joint froid (figure 4-31). La dégradation du béton au haut du joint survient à un déplacement correspondant à $5\Delta_y$, du côté ouest, où un écaillage important se produit (figure 4-32). Au cycle suivant à $6\Delta_y$, un écaillage aussi important

survient du côté est de la colonne (figure 4-33). À ce stade, les barres longitudinales et les étriers sont visibles. Ces écaillages sont le résultat du flambement des barres longitudinales au-dessus du joint en BFUP qui poussent contre le béton. Finalement, la rupture se produit au premier cycle du déplacement de $8\Delta_y$, par une rupture des barres longitudinales pliées suite au flambement subi dans les cycles précédents. Les figures 4-28 à 4-33 présentent l'état de dégradation de la colonne pour différentes amplitudes de déplacement.

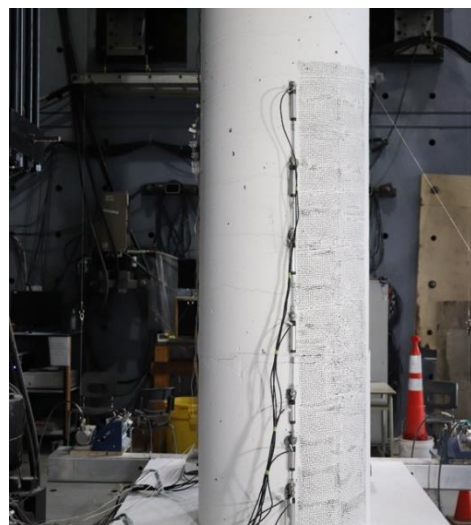
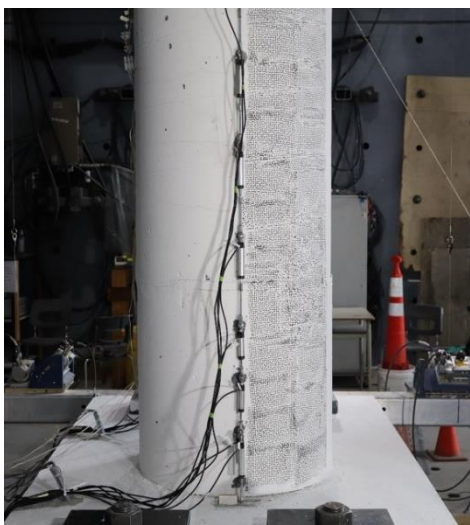


Figure 4-28 Premiers cycles de la colonne P2 à $1\Delta_y$ et $1.5\Delta_y$

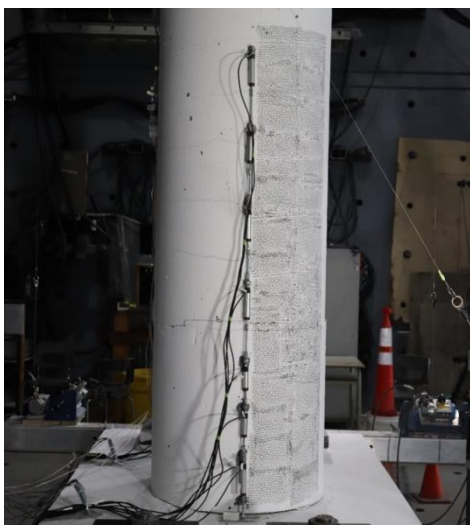


Figure 4-29 Fissuration de la colonne P2 à $2\Delta_y$ et $2.5\Delta_y$

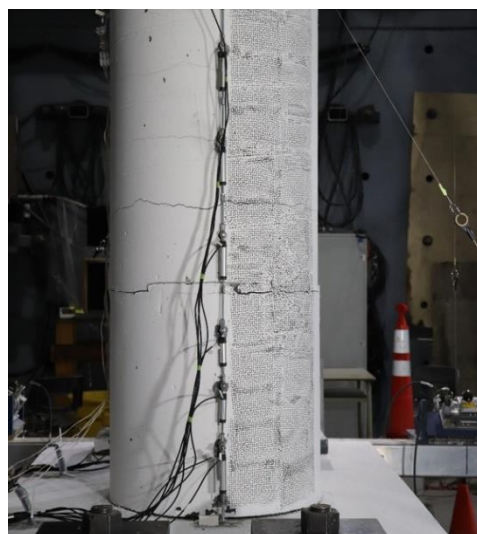
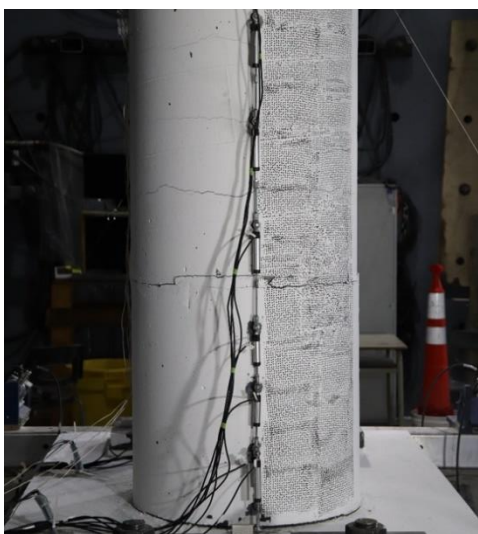


Figure 4-30 Fissuration de la colonne P2 à $3\Delta_y$ et $3.5\Delta_y$

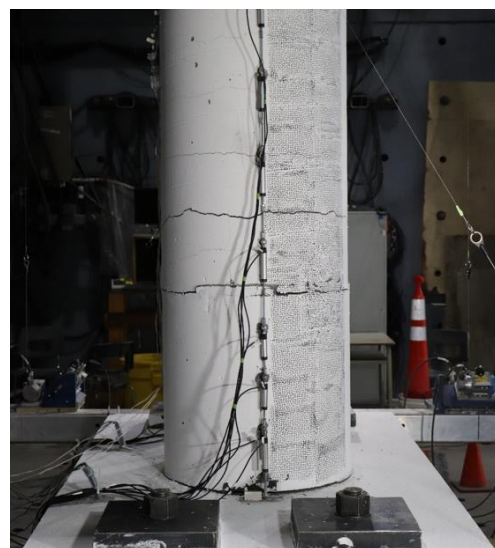
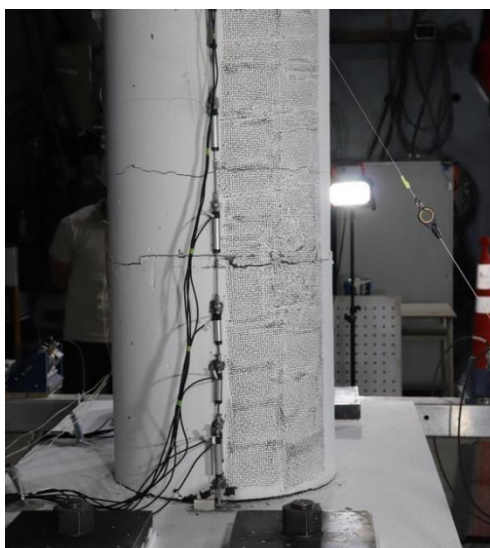


Figure 4-31 Fissuration de la colonne P2 à $4\Delta_y$ et $5\Delta_y$

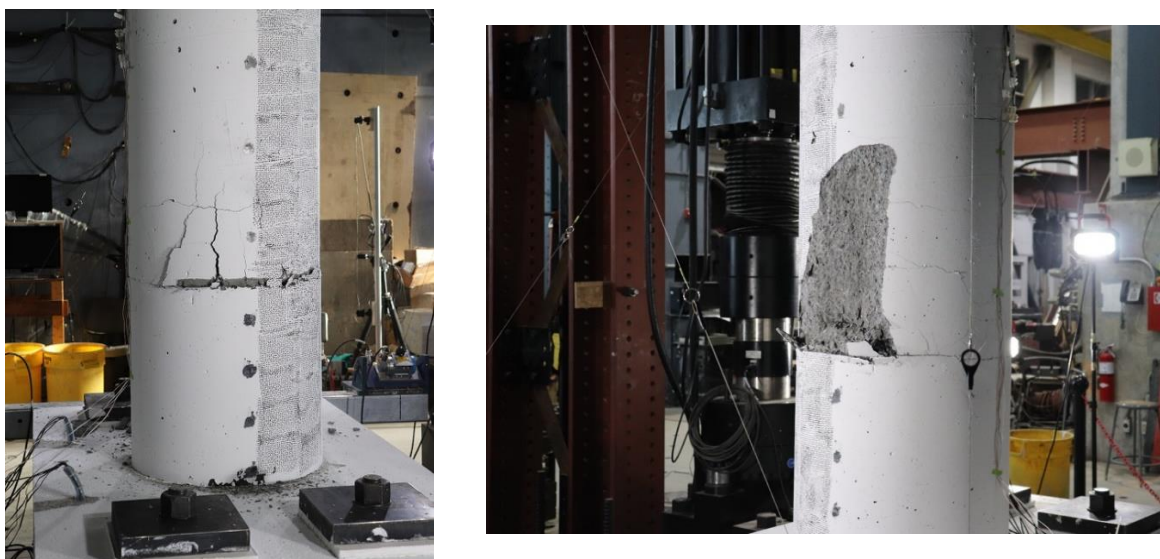


Figure 4-32 Dégradation de la colonne P2 respectivement à l'est et à l'ouest à $5\Delta_y$



Figure 4-33 Dégradation de la colonne P2 à $6\Delta_y$

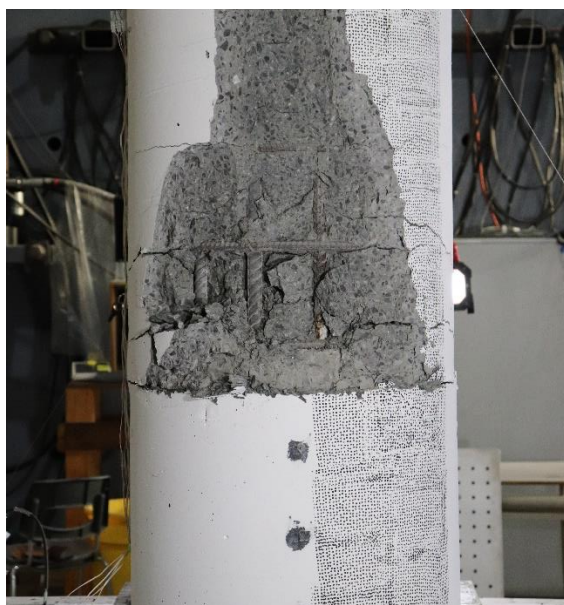


Figure 4-34 Dégradation de la colonne P2 à $7\Delta_y$

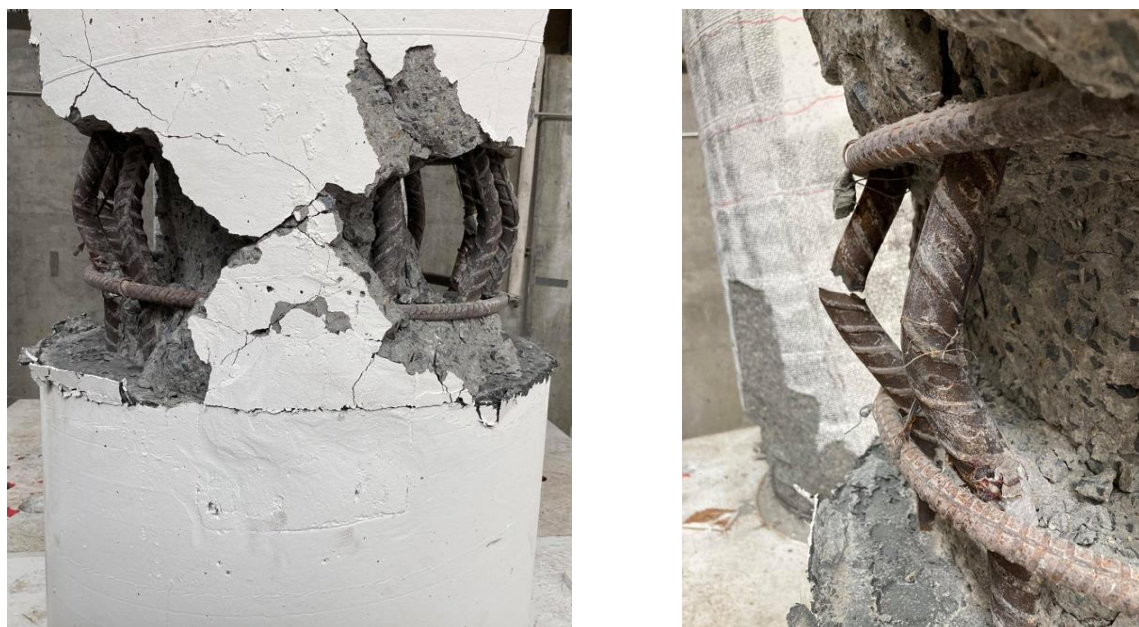


Figure 4-35 État final de la colonne P2 en haut du joint après avoir enlevé les morceaux de béton et rupture d'une barre d'armature

4.4.1.2 Spécimen P3

Comme pour le spécimen P2, les premières fissures transversales sont visibles dès les premiers cycles de préchargements (figure 4-36). Ces fissures sont localisées au haut du joint de BFUP.

Un léger soulèvement entre le joint et la semelle est présent au début de l'essai, mais celui-ci n'augmente pas durant l'essai. L'ouverture du joint froid entre le haut du joint en BFUP et la colonne augmente de façon très importante avec l'augmentation de l'amplitude du déplacement. Un léger écaillage du béton est visible à un déplacement de $2\Delta_y$. À $4\Delta_y$, une dégradation importante survient des 2 côtés de la colonne, au haut du joint de BFUP, et permet de voir le premier étrier (figure 4-38). Cette dégradation est causée par l'écrasement du béton ordinaire contre le joint. La dégradation du béton augmente au cycle subséquent et marque l'apparition des barres longitudinales. Le flambement des barres longitudinales s'accroît avec le nombre de cycles répétés au déplacement $5\Delta_y$ (figure 4-39). Finalement, la rupture survient à $6\Delta_y$ après seulement 1 cycle. Elle est causée par la rupture des barres longitudinales en haut du joint en flambement. Le joint en BFUP n'a subi aucun endommagement durant l'essai. Les figures 4-36 à 4-39 présentent l'état de dégradation de la colonne aux différents cycles, du côté en traction.



Figure 4-36 Premiers cycles de la colonne P3 à $1\Delta_y$ et $2\Delta_y$



Figure 4-37 Ouverture du joint froid de la colonne P3 à $3\Delta_y$

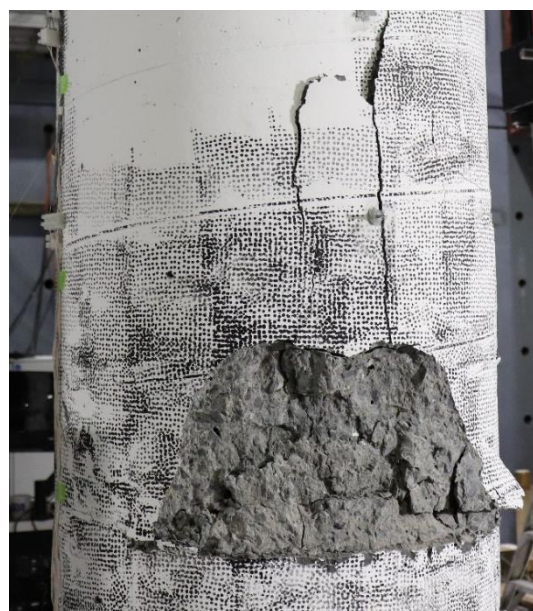
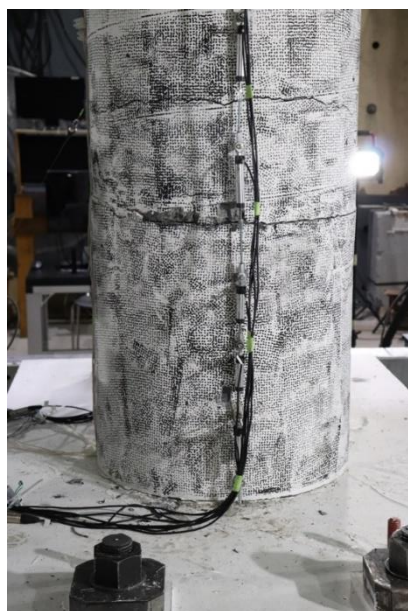


Figure 4-38 Dégradation de la colonne P3 à $3\Delta_y$ et $4\Delta_y$

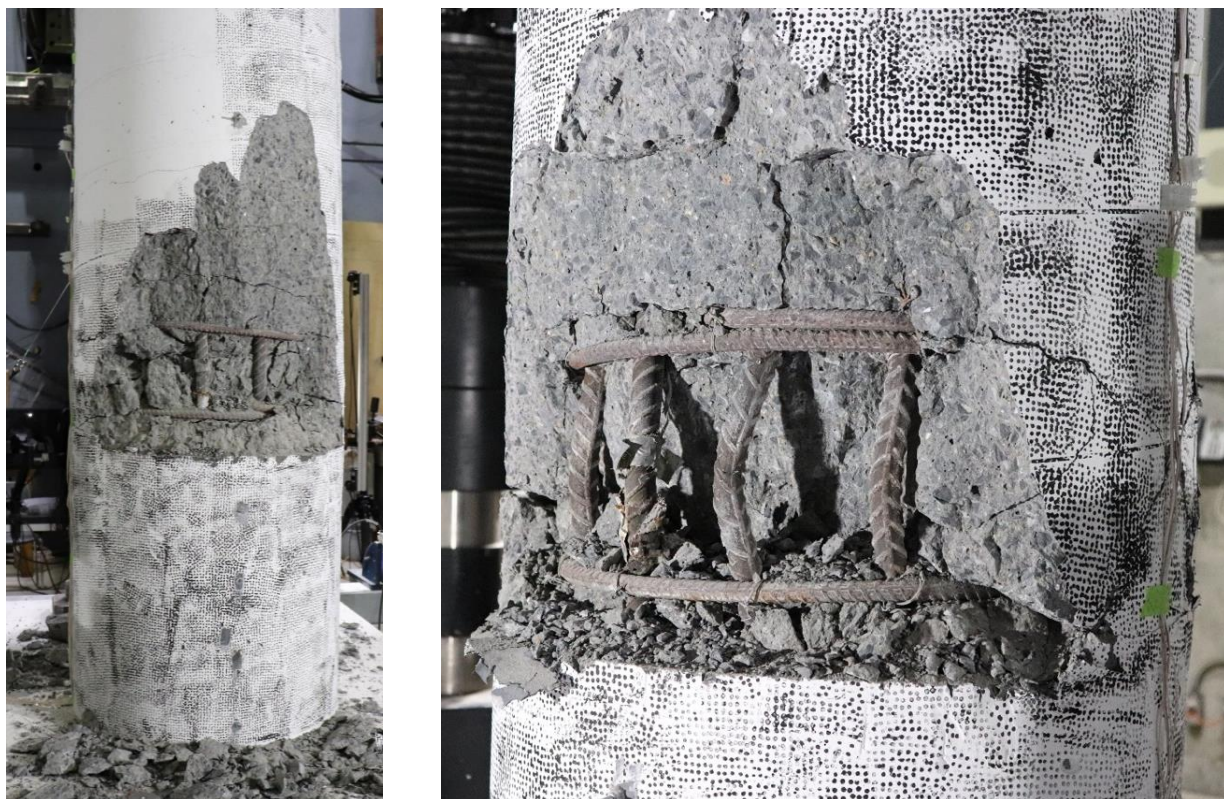


Figure 4-39 Dégradation de la colonne P3 à $5\Delta_y$ et $6\Delta_y$

4.4.1.3 Spécimen P4

Le spécimen P4 s'est comporté de la même façon que le spécimen P3. Des fissures transversales sont apparues dès les cycles de préchargements accompagnés d'un léger soulèvement du joint en BFUP (figure 4-40). Par la suite, les cycles suivants ont causé une augmentation des ouvertures de fissures, notamment au niveau du joint froid (figure 4-41). À $2.5\Delta_y$, l'écaillage du béton est entamé au haut du joint dû à l'écrasement de celui-ci sur le BFUP. Les étriers deviennent visibles à un déplacement de $4\Delta_y$, puis les barres longitudinales à $5\Delta_y$ (figure 4-42 et figure 4-43). La rupture se produit encore par flambement des barres longitudinales à $6\Delta_y$. Le joint de BFUP n'a subi aucune dégradation durant l'essai. Les figures 4-40 à 4-43 présentent l'état de dégradation du spécimen P4 en fonction du déplacement.

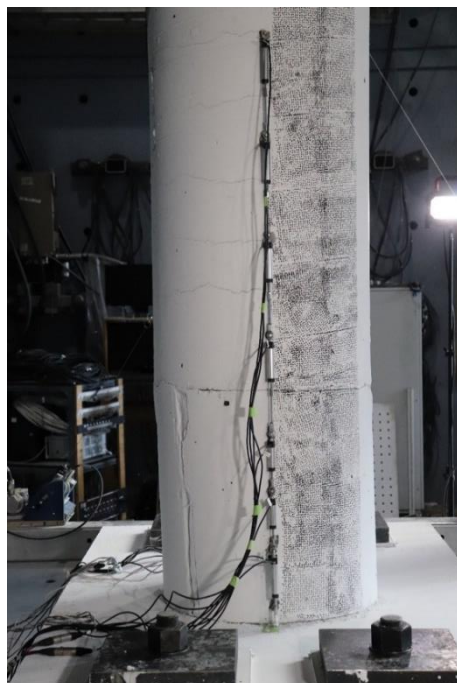


Figure 4-40 Premiers cycles de la colonne P4 à $1.5\Delta_y$ et $2\Delta_y$



Figure 4-41 Dégradation de la colonne P4 à $2.5\Delta_y$ et $3\Delta_y$

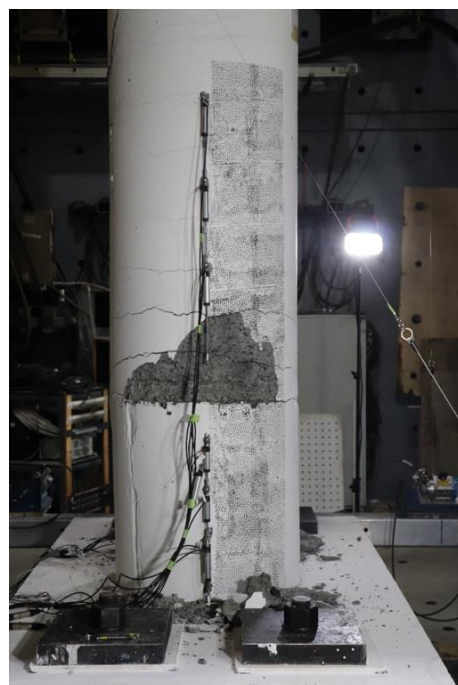


Figure 4-42 Dégradation de la colonne P4 à $3.5\Delta_y$ et $4\Delta_y$

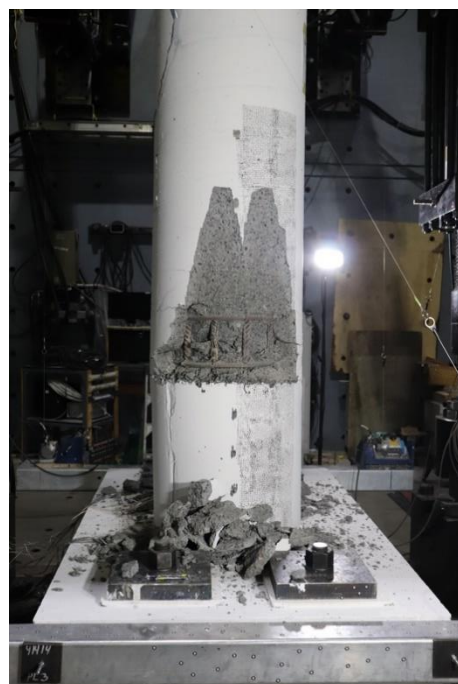


Figure 4-43 Dégradation de la colonne P4 à $5\Delta_y$ et $6\Delta_y$

4.4.1.4 Sommaire

Somme toute, le spécimen P2 présente le meilleur comportement. En effet, la dégradation survient plus tard durant l'essai et la rupture survient à un déplacement plus élevé. Cependant, les trois spécimens présentent deux rotules plastiques. Pour les spécimens P3 et P4, il est clair que la rotation de la colonne se produit en haut du joint, ce qui explique un soulèvement minime en début d'essai et une dégradation rapide du béton ordinaire au haut du joint. Le retardement de la dégradation du spécimen P2 est expliqué par une rotule plastique de la colonne au niveau de la semelle en début d'essai, puis par une deuxième rotule au haut du joint par la suite.

Plusieurs phénomènes causent la dégradation des colonnes et conduisent à la rupture. Le tableau 4-4 présente la séquence de rupture pour les cinq spécimens du programme expérimental.

Tableau 4-4 Dégradation en fonction du ratio de ductilité en déplacement $\mu\Delta$

Phénomènes de dégradation	R	P1	P2	P3	P4
Fissuration à la jonction colonne-semelle	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0
Fissuration du béton hors de zone en BFUP	N.A	2.5	3.0	3.0	2.5
Plastification des armatures ancrées dans la semelle	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Plastification des armatures en haut du joint de BFUP	N.A	2.0	2.0	1.0	1.0
Écrasement localisé du béton (à la base ou en haut du joint)	2.5	3.0	4.0	3.5	3.0
Écaillage important du béton (à la base ou en haut du joint)	3.0	3.5	5.0	4.0	4.0
Flambement des armatures (à la base ou en haut du joint)	6.0	N.A	6	5.0	5.0
Rupture des armatures à la base de la colonne	7.0	7.0	N.A	N.A	N.A
Rupture des armatures en haut du joint	N.A	N.A	7.0	6.0	6.0

En comparaison avec la pile de référence, les quatre piles préfabriquées présentent un comportement équivalent ou meilleur. En effet, les différents moments de fissuration le long de la colonne ainsi que la plastification des armatures ancrées dans la semelle surviennent au même moment pour tous les spécimens. Cependant, il est intéressant de noter que les spécimens

préfabriqués présentent des signes d'écaillages, local et important, à des ratios de déplacements μ_{Δ} plus grand que celui de la pile de référence.

4.4.2 Courbes hystérétiques

La présentation des courbes hystérétiques se fera en force-déplacement pour les trois piles et par la suite en moment-déplacement lors de la comparaison entre celles-ci. Ce choix permet d'inclure le moment supplémentaire induit par les effets P-Delta à la base de la colonne et ainsi comparer sur une même base les performances des différentes piles, d'autant plus que la pile de référence présente un déplacement élastique différent des piles P2, P3 et P4. L'inclusion des effets P-Delta se fait selon l'équation 2.19 décrite à la section 2.5.3. Les courbes hystérétiques force-déplacement pour les spécimens P2, P3 et P4 sont présentées aux figure 4-44, figure 4-46 et figure 4-47. Les comparaisons, en moment-déplacement, entre les résultats des piles P2/référence et des piles P4/référence sont présentées aux figures 4-45 et 4-49. La comparaison des résultats entre les piles P2/P4 est présentée à la figure 4-50. Pour plus de détails sur la colonne de référence, le lecteur est invité à lire le mémoire de Philippe Darveau. Comme expliqué précédemment à la section 4.4.5, le déplacement élastique des spécimens est déterminé en analysant les déformations de l'acier à l'aide des jauges durant la phase du préchargement. Pour les trois spécimens, le déplacement correspondant à la plastification est de 30 mm.

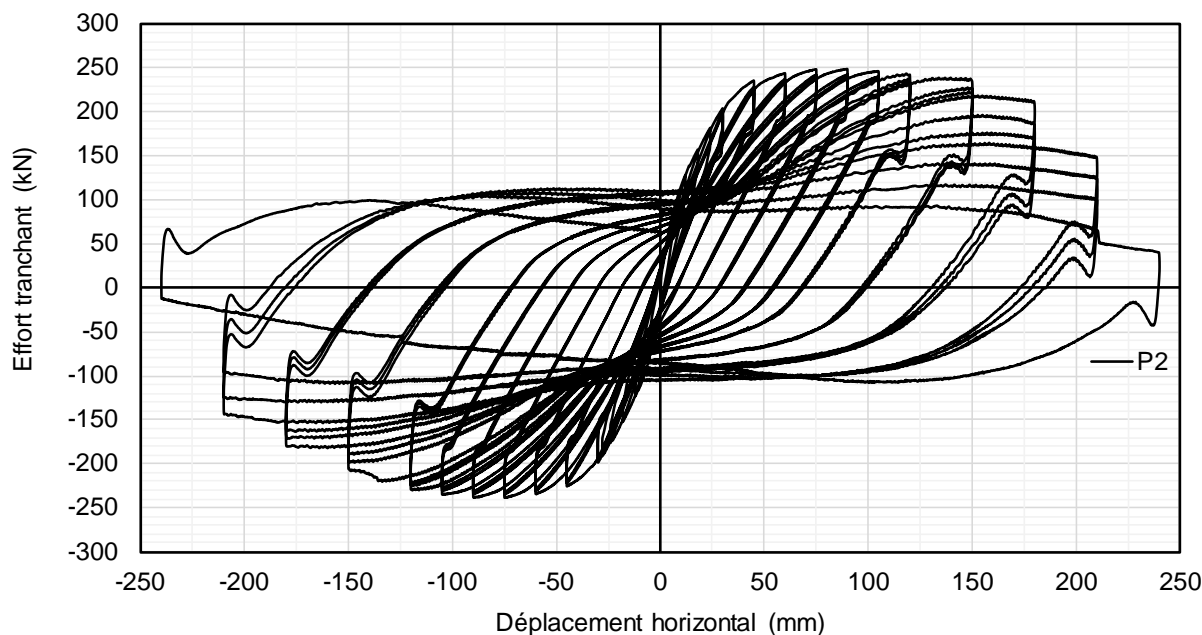


Figure 4-44 Courbe force-déplacement de la pile P2

L'effort tranchant maximal atteint est 250 kN. Ce plateau est maintenu jusqu'à une ductilité de déplacement de $4\Delta_y$ (120 mm) où la dégradation du béton en haut du joint devient importante. Cette dégradation est expliquée par une perte initiale de l'enrobage du béton au haut du joint, réduisant ainsi le bras de levier en compression. Cette réduction cause une concentration de contraintes en compression aux abords des armatures longitudinales et du noyau, contribuant ainsi à accélérer la perte du béton. La perte d'intégrité de la colonne cause une diminution de la résistance flexionnelle de la colonne au haut du joint, ce qui a pour effet de créer le point faible de la colonne et de limiter la résistance en flexion et l'effort tranchant correspondant. Puisque le moment résistant est plus faible au haut du joint par rapport à celui de la semelle, une deuxième rotule plastique se forme au haut du joint. La dégradation rapide de l'enrobage du béton est ainsi suivie par le flambement des barres longitudinales dû au manque de confinement par les étriers au haut du joint. Les barres subissant du flambement viennent pousser davantage contre l'enrobage du béton, créant une perte de gros morceaux de béton. Somme toute, la pile P2 présente un déplacement ultime de 240 mm qui correspond à une ductilité en déplacement μ_Δ égale à $8\Delta_y$. Lors du déchargement, la chute de la force horizontale appliquée avec très peu de déplacement horizontal associé est attribuée au frottement dans les rotules aux extrémités des

vérins verticaux du système 6 DDL. Le frottement est de nature statique de valeur relativement constante pour tous les spécimens, mais légèrement croissante avec l'augmentation du déplacement latéral. Darveau (2018) et Jolicoeur (2016), pour des piles rectangulaires, ont observé le même phénomène. Toutefois, l'amplitude de celui-ci semble augmenter dans le temps, peut-être un signe d'une certaine dégradation du système de chargement 6DDL. Il peut avoir aussi été accentué par la modification de la disposition des vérins horizontaux pour la série d'essais présentés dans ce mémoire. Ce phénomène de frottement se produit lors des changements de direction. Une fois le frottement statique vaincu, la rotation est relâchée dans les rotules, ce qui est caractérisé par une augmentation apparente de l'effort horizontal due à la restitution des efforts emmagasinés dans les rotules, causant un pic à la fin de la courbe de descente. Le spécimen revient alors au point que l'on peut considérer sans frottement. Quant à lui, le frottement cinétique semble négligeable, tant en chargement qu'en déchargement.

La figure 4-45 présente la comparaison des courbes moment-déplacement de la pile P2 et de la pile de référence. La performance de la pile P2, lorsque comparée avec la pile de référence, est caractérisée par une augmentation du moment appliqué à la base sur plusieurs cycles et l'atteinte d'une charge maximale à un déplacement de 150 mm, correspondant à une ductilité en déplacement de $5\Delta_y$. Pour ce même déplacement, la pile de référence présente une dégradation importante et une perte de capacité de 25% par rapport au spécimen P2. De plus, les boucles de la pile P2, ont une plus grande amplitude que celles de la pile de référence, montrant la capacité à mieux dissiper l'énergie. À une ductilité en déplacement de $7\Delta_y$ à 210 mm, la pile P2 présente encore une résistance flexionnelle supérieure à celle de la pile de référence. Ce n'est qu'au dernier cycle que la colonne de référence présente une capacité supérieure. Somme toute, la performance de la pile P2 est nettement supérieure à la colonne de référence.

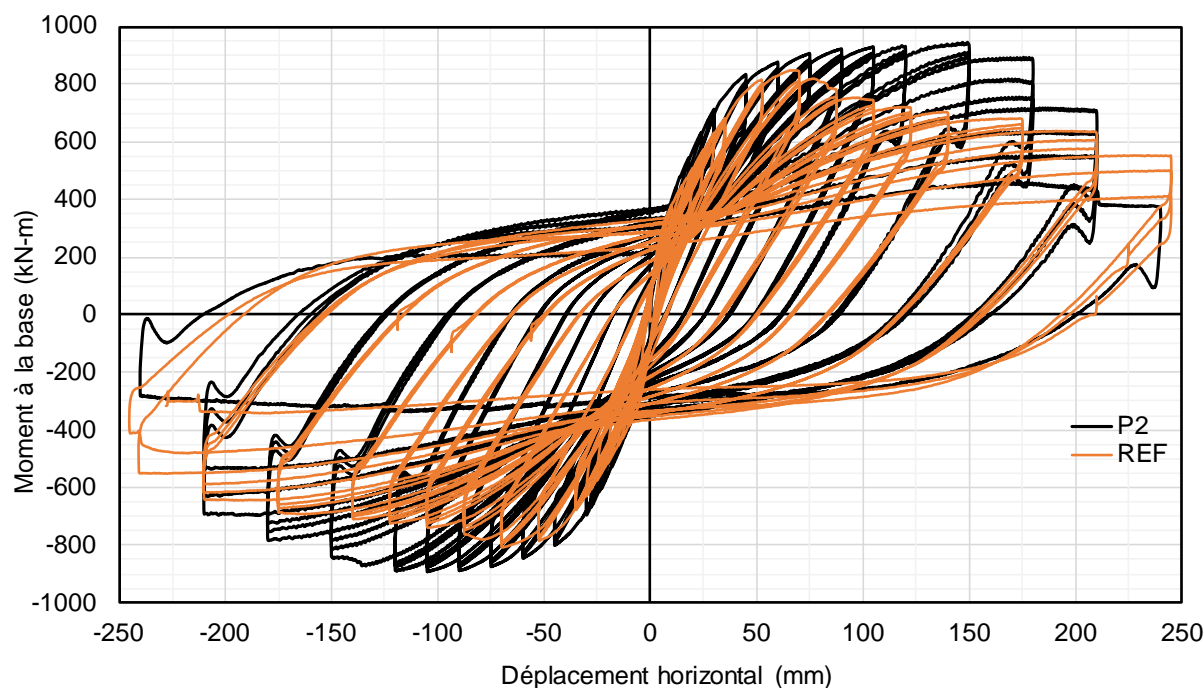


Figure 4-45 Courbe moment-déplacement de la pile de référence et P2

Les résultats des piles P3 et P4 sont présentés respectivement aux figures 4-46 et 4-47. La comparaison des deux courbes hystérétiques force-déplacement des piles P3 et P4 est présentée à la figure 4-48. Les piles P3 et P4 ont atteint un effort tranchant de 253 kN et 254 kN. Toutefois, cette charge a été atteinte pour un déplacement de 75 mm, correspondant à une ductilité en déplacement de $2.5\Delta_y$, soit une valeur deux fois moins grande que pour la pile P2, mais supérieure à la pile de référence. Passé la force maximale, la résistance des colonnes diminue à chaque cycle jusqu'à atteindre la rupture. La diminution rapide de la résistance s'explique par une combinaison de deux facteurs. Comme expliqué au chapitre 3, le moment résistant à la base est plus élevé que le moment résistant au haut du joint. Ce facteur combiné avec le phénomène de dégradation du béton au haut du joint, comme expliqué pour la colonne P2, cause la chute de la résistance sans la présence du plateau. Les piles P3 et P4 présentent une rupture des barres longitudinales à un déplacement maximal de 180 mm qui correspond à une ductilité en déplacement μ_Δ égal à $6\Delta_y$. Tout comme la pile P2, puisqu'il y a présence de flambement des barres d'armatures, des pics de forces sont retrouvés sur les courbes hystérétiques aux changements de direction.

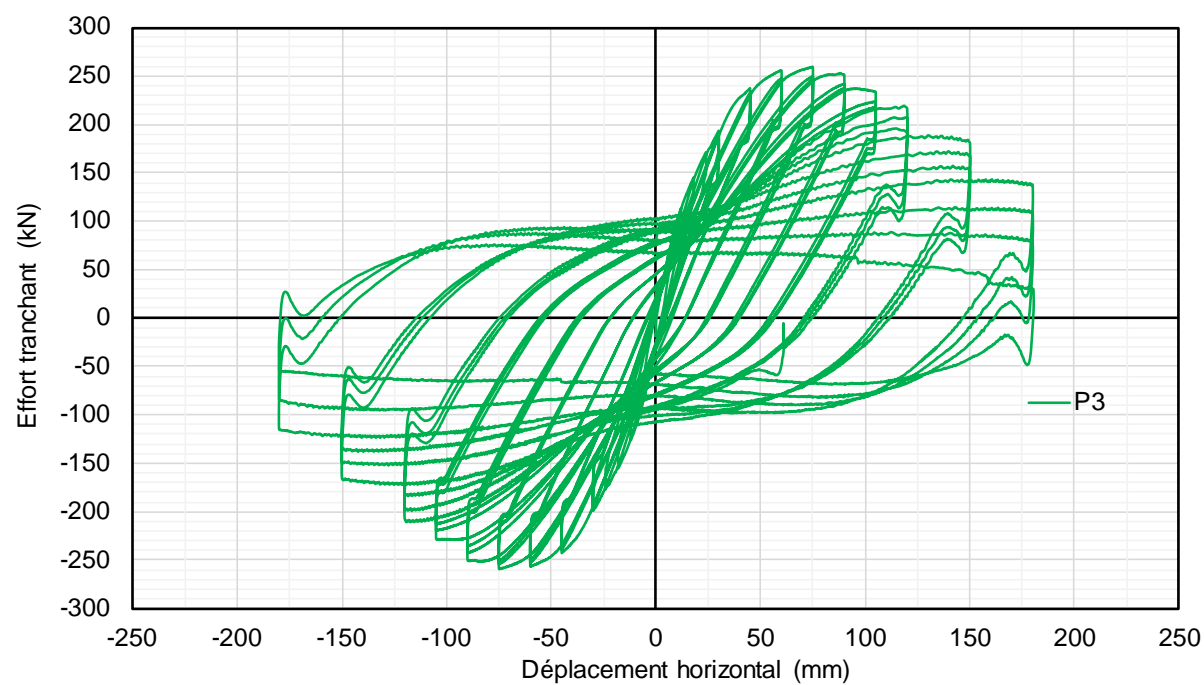


Figure 4-46 Courbe force-déplacement de la pile P3

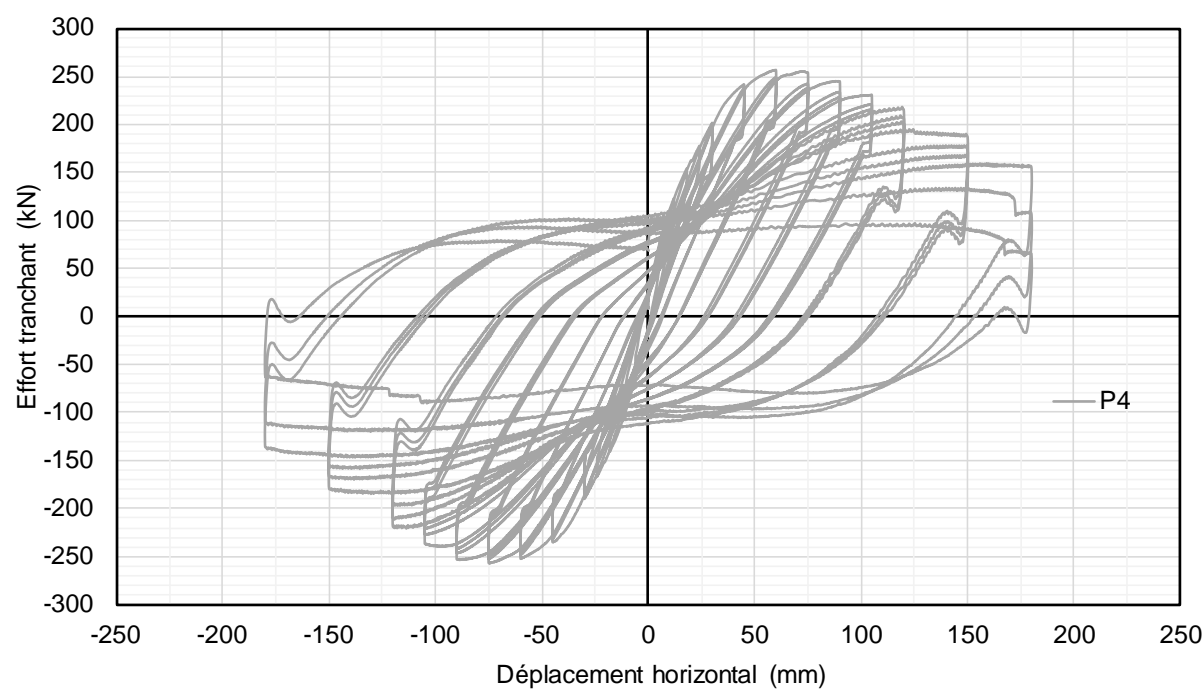


Figure 4-47 Courbe force-déplacement de la pile P4

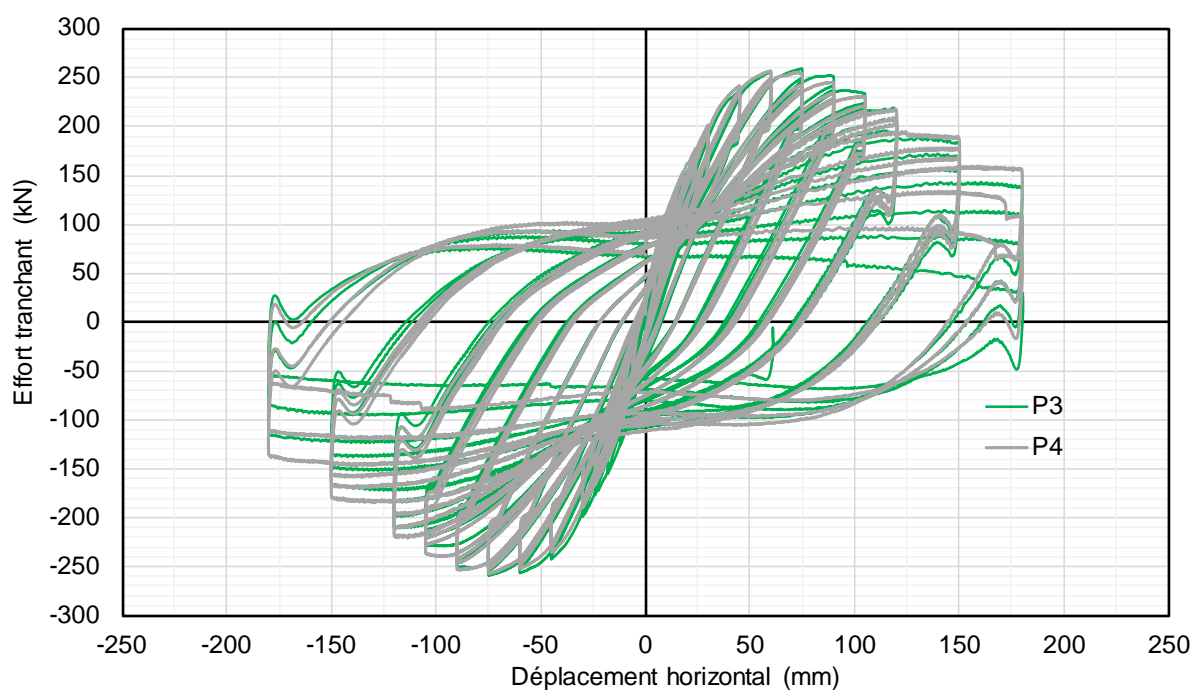


Figure 4-48 Courbe force-déplacement des piles P3 et P4

Les deux piles présentent des courbes hystérétiques semblables, démontrant le même comportement lors des essais. Puisque les piles P3 et P4 présentent des courbes hystérétiques très semblables, seuls les résultats de la pile P4 sont utilisés afin d'alléger les graphiques. La figure 4-49 présente la comparaison des courbes moment-déplacement de la pile P4 avec la pile de référence.

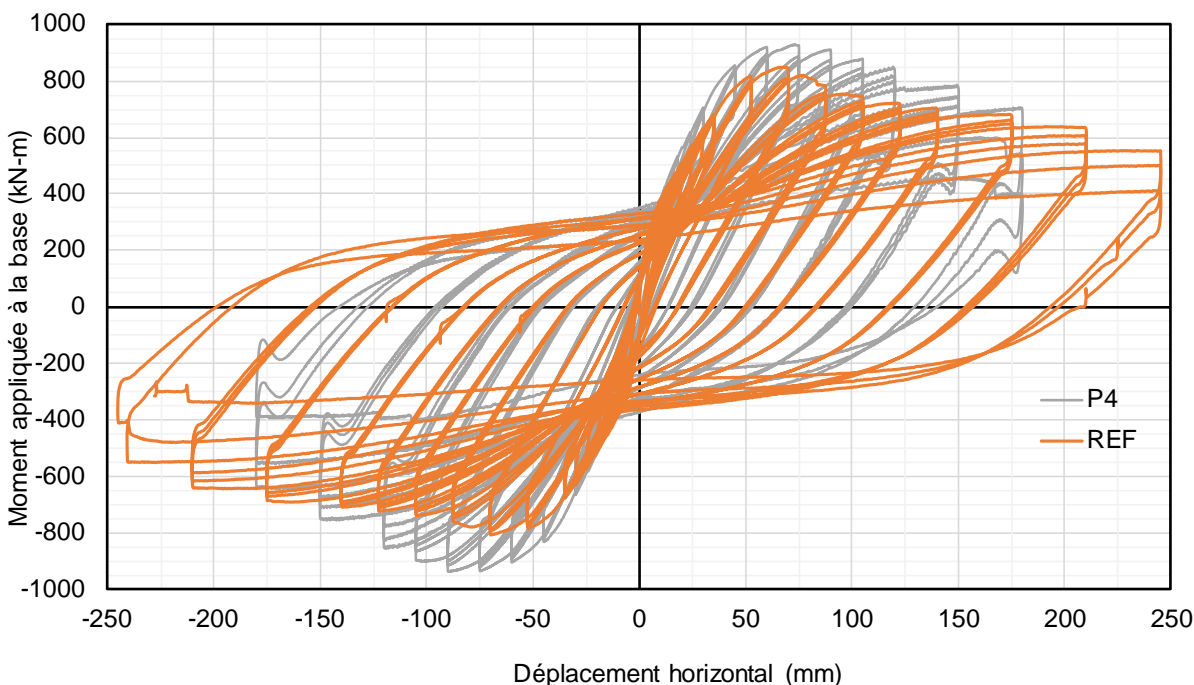


Figure 4-49 Courbe moment-déplacement de la pile de référence et P4

Jusqu'à un déplacement de 150 mm correspondant à une ductilité en déplacement μ_{Δ} égal à $5\Delta_y$, les piles P3 et P4 présentent un comportement similaire à la pile de référence. Les piles présentent toutefois un petit plateau de résistance entre 60 mm et 90 mm ($2\Delta_y$ et $3\Delta_y$), et la pente décroissante associée à la perte de capacité est plus faible que pour la pile de référence. Comme expliqué précédemment, le plein potentiel des piles est limité par la résistance en flexion au haut du joint, produisant une rupture prématurée.

La figure 4-50 compare les résultats entre la colonne P2 et P4. La pile P2 montre clairement une meilleure capacité à maintenir sa capacité flexionnelle sous de grands déplacements, incluant les effets P-Delta. Cependant, il est à noter que le comportement de la colonne P4 sous des déplacements inférieurs à 90 mm est semblable au comportement de la colonne P2.

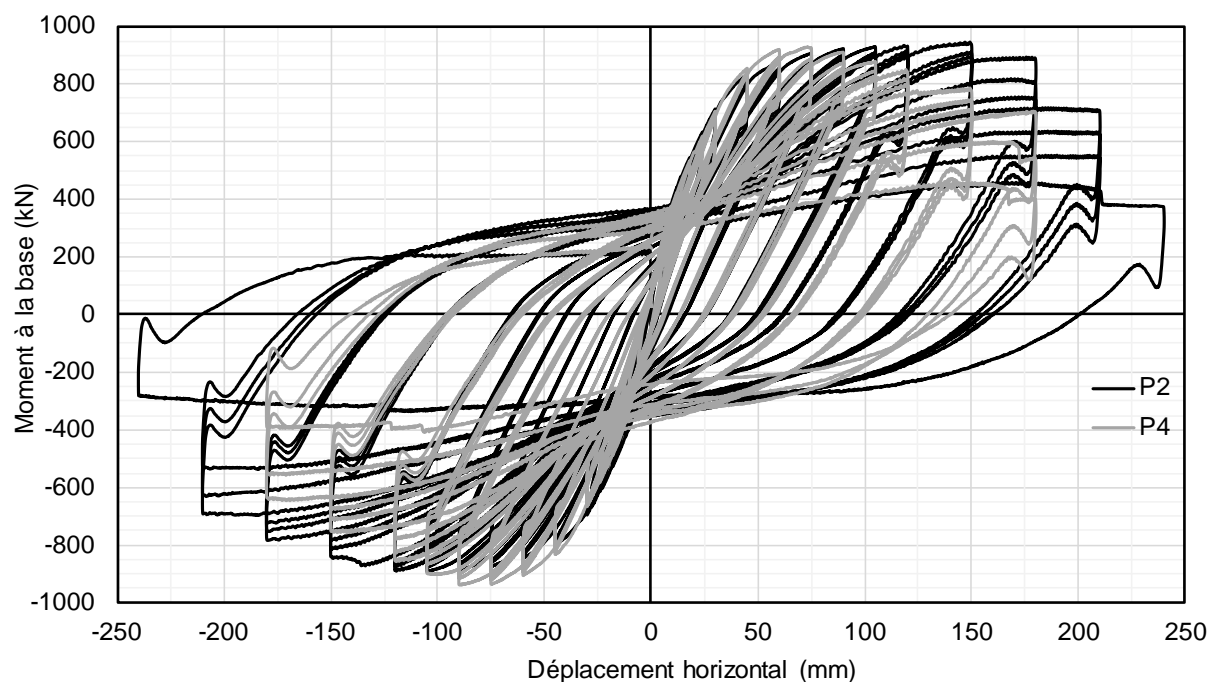


Figure 4-50 Courbe moment-déplacement de la pile P2 vs P4

Somme toute, les trois spécimens présentent des résultats hors pairs, supérieurs à ceux de la pile de référence. En plus de bien performer en termes de capacité, les trois piles présentent une dissipation d'énergie légèrement supérieure à la pile de référence. En effet, comme mentionné précédemment, l'énergie dissipée correspond à l'aire sous les courbes hystérétiques force-déplacement. Ce paramètre quantifie l'énergie inélastique dissipée principalement dans la rotule plastique, mais aussi tout le long de la colonne. La figure 4-51 présente l'énergie dissipée par les trois piles préfabriquées ainsi que la pile de référence.

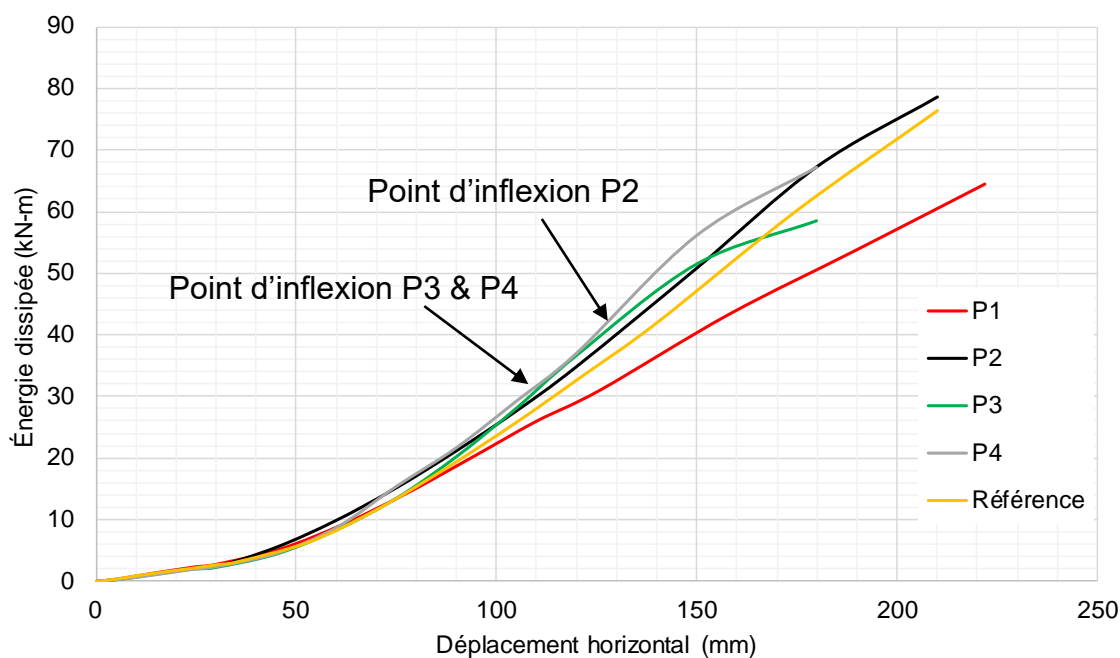


Figure 4-51 Énergie dissipée selon chaque cycle pour la pile de référence et P1, P2, P3 et P4

L'énergie dissipée est la moyenne de l'aire sous les boucles des trois cycles pour chaque colonne. Jusqu'à un déplacement de 120 mm, correspondant à $4\Delta_y$, l'énergie dissipée est la même. Par la suite, les trois colonnes montrent une dissipation légèrement supérieure à la pile de référence, concordant avec les boucles plus amples pour les derniers cycles. Cette dissipation d'énergie est directement liée à la formation de la rotule plastique. De plus, on remarque un point d'inflexion pour chaque courbe, à 125 mm pour la pile P2 et 110 mm pour les piles P3 et P4. Ces points d'inflexion correspondent au moment où l'énergie dissipée devient plus importante pour la rotule se formant au-dessus du joint en BFUP que pour celle au niveau de la semelle. Puisque la rotule plastique se forme plus haut, le bras de levier est réduit de 600 mm. Ceci signifie que pour une même rotation, le déplacement au niveau du chevet est moindre, se traduisant par une diminution d'énergie dissipée dans la structure. Puisque les trois spécimens présentent une rotule plastique au haut du joint, il est normal d'observer un point d'inflexion pour chaque courbe. De plus, le point d'inflexion pour la pile P2 se trouve plus loin dans la courbe puisque la formation de la seconde rotule plastique est survenue plus tard durant l'essai. Cependant, l'énergie dissipée des piles P2, P3 et P4 est nettement supérieure à la pile P1, montrant l'efficacité d'un joint en BFUP sur une hauteur plus grande. En effet, la déficience de la pile P1 à dissiper l'énergie par

rapport à la pile de référence est due à un joint en BFUP trop court, causant un « pincement » dans les courbes hystérétiques (Darveau, 2018). Ce comportement a été éliminé avec l'utilisation d'un joint plus long.

Le tableau 4-5 compare la capacité des colonnes en fonction du niveau de ductilité atteinte. Les quatre colonnes préfabriquées présentent des capacités supérieures à la colonne de référence. Le spécimen P2 est celui qui présente le niveau de performances le plus élevé en particulier pour la capacité maximale qui est maintenue jusqu'à un niveau de déplacement très élevé de plus du double de celui de la pile de référence. Sa performance est aussi nettement supérieure à celle du spécimen P1 qui avait un joint en BFUP deux fois plus court. La perte prématurée de l'enrobage en haut du joint en BFUP pour les spécimens P3 et P4 a fait en sorte que la performance a été moindre que visée, mais néanmoins supérieure à la pile de référence.

Tableau 4-5 Capacité en flexion en fonction du ratio de ductilité en déplacement μ_{Δ}

Capacité en flexion	R	P1	P2	P3	P4
Capacité maximale	2.0	3.5	5.0	2.5	2.5
Début de la perte de capacité en flexion	2.5	4.0	6.0	3.0	3.0
Capacité en flexion correspondant au moment de plastification	5.0	6.0	6.0	5.0	5.0

4.4.3 Déplacements résiduels

Un des critères de performance des colonnes est le déplacement résiduel après un séisme, selon les exigences de performance sismique spécifiés pour différentes comme indiqué au tableau 2-3, de la section 2.2.4. Le tableau 4-6 présente pour les 5 colonnes du programme expérimental, la valeur du déplacement résiduel après l'atteinte de différents niveaux de ductilité. Le déplacement est déterminé lorsque la charge horizontale est nulle et pris égal à la moyenne des valeurs dans chacune des directions au dernier cycle. Ce déplacement est exprimé en pourcentage de la hauteur de la charge appliquée (3350 mm). Pour le pont ayant servi pour l'exemple au chapitre 3,

un ratio de déplacement résiduel de 1% amène à un déplacement de 82 mm au niveau du joint de dilatation.

Tableau 4-6 Ratio de déplacements résiduels

Spécimen	$\mu_{\Delta} = 1.0$	$\mu_{\Delta} = 2.0$	$\mu_{\Delta} = 3.0$	$\mu_{\Delta} = 4.0$	$\mu_{\Delta} = 5.0$	$\mu_{\Delta} = 6.0$	$\mu_{\Delta} = 7.0$
Référence	0.10%	0.60%	1.0%	2.0%	2.8%	4.6%	5.4%
P1	0.07%	0.40%	1.0%	2.0%	3.3%	4.5%	5.7%
P2	0.09%	0.53%	1.3%	2.1%	3.0%	4.0%	5.4%
P3	0.10%	0.37%	1.1%	2.1%	3.2%	4.5%	N/A
P4	0.09%	0.37%	1.1%	2.5%	3.3%	4.8%	N/A

On note que les colonnes préfabriquées présentent tous des déplacements résiduels moindres que le spécimen de référence jusqu'à un ratio de ductilité de 2 alors que les valeurs sont comparables pour des niveaux de ductilité supérieurs. On remarque également que le spécimen P4 présente des déplacements résiduels supérieurs à ceux du spécimen P3, attribuable à la pénétration de la rotule plastique au niveau du joint en BFUP avec la présence de la gaine.

4.4.4 Retour élastique

À partir des courbes hystérétiques force-déplacement, il est également possible de calculer le retour élastique de la colonne en fonction des ratios de déplacements $\mu_{\Delta y}$. La figure 4-52 présente le concept du calcul, qui est simplement la soustraction entre le déplacement maximal atteint et le déplacement résiduel, alors que la force est nulle.

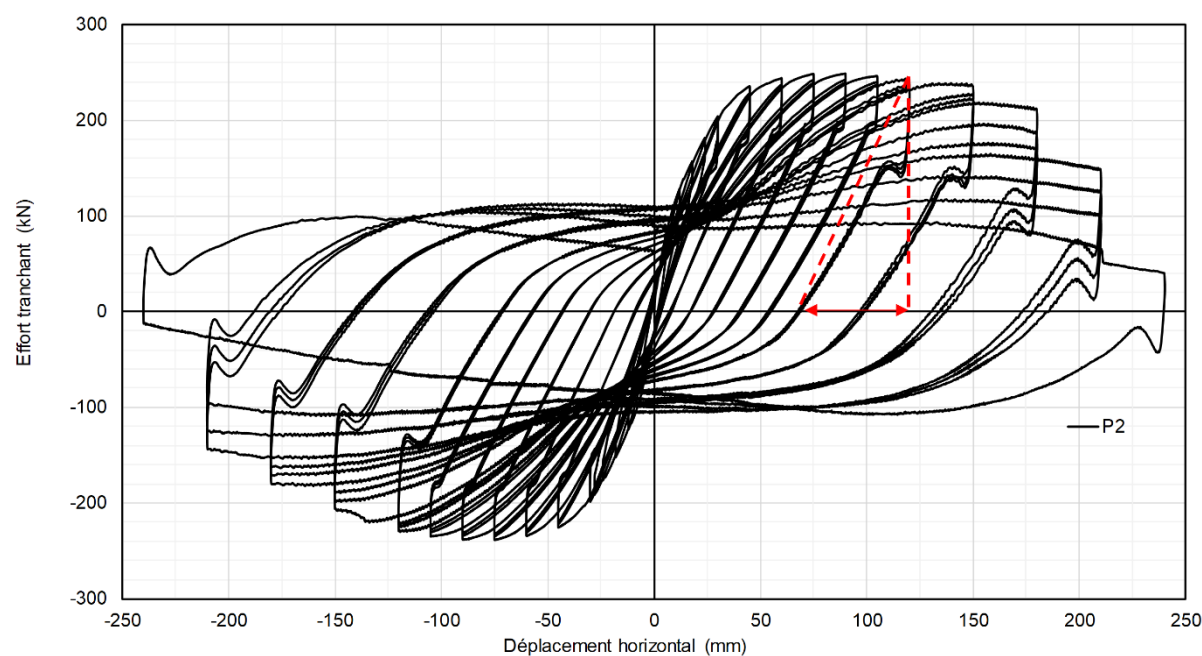


Figure 4-52 Schématisation du calcul du retour élastique, pour la pile P2

Dans le cas présent, pour la pile P2, le déplacement maximal atteint est de 120 mm, alors que le déplacement résiduel est de 70 mm, résultant en un retour élastique de 50 mm. Ce principe de calcul est appliqué pour les piles P1 à P4 ainsi que la pile de référence, et pour chaque ratio de déplacement μ_d une moyenne des 6 courbes hystérétiques en absolu est utilisée. La figure 4-53 présente le retour élastique des 5 piles en fonction du ratio de déplacement μ_d .

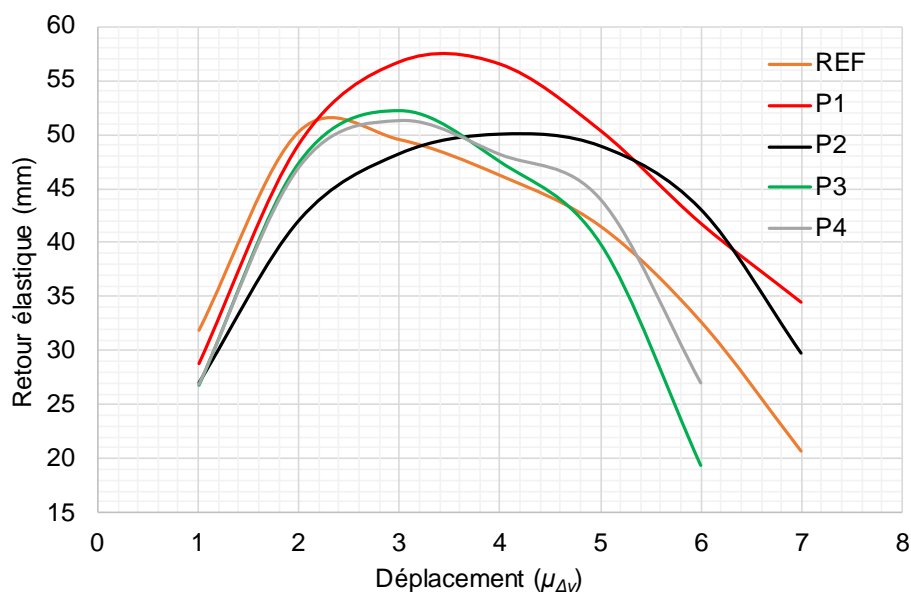


Figure 4-53 Retour élastique en fonction du ratio de déplacement $\mu_{\Delta y}$

On remarque la même tendance pour les 5 piles, soit une augmentation du retour élastique jusqu'à l'atteinte d'un maximum, puis une diminution de celui-ci laissant place à une augmentation des déplacements plastiques. Ce qui est intéressant de voir est que la pile de référence présente un retour élastique maximal à un ratio de déplacement $\mu_{\Delta} = 2.0$ alors que les piles P1 et P2 atteignent respectivement leurs pics à un ratio $\mu_{\Delta} = 3.5$ et $\mu_{\Delta} = 4.0$. Ce phénomène est aussi observable pour les piles P3 et P4 qui atteignent leurs pics à un ratio de déplacement $\mu_{\Delta} = 3.0$. On remarque aussi l'apport des gaines au sein de la pile P4, qui permettent aux barres longitudinales un plus grand retour élastique, pour de plus grands cycles. Ce comportement est notamment dû au joint de BFUP qui permet de garder l'intégrité de la colonne sur de plus grands déplacements, occasionnant un plus grand retour élastique que la pile construite traditionnellement.

4.4.5 Analyse de la rigidité

La rigidité correspond à la force nécessaire pour un déplacement unitaire, exprimé en force/unité de longueur. Cette rigidité dicte le comportement de la structure sous un séisme. En effet, la période fondamentale est fonction du poids de la structure et de sa rigidité. Sous l'effet d'un

séisme, la dégradation de la colonne vient réduire cette rigidité, et c'est pourquoi le code demande d'utiliser une rigidité réduite. Cette rigidité réduite est déterminée à partir de la plastification des armatures sur le diagramme moment-courbure, comme le montre la figure 2-9 où :

$$E_c I_{eff} = \frac{M_y}{\psi_y} \quad (4.1)$$

L'équation suivante, tirée de (Massicotte, B., 2021a), permet d'estimer la rigidité effective initiale à la plastification des barres, lorsque les dimensions préliminaires sont connues :

$$\frac{I_{eff}}{I_g} = 0.12 + 15\rho(1 - \lambda) + 0.75\lambda \quad (4.2)$$

$$\text{où } \lambda = \frac{P}{A_g f'_c} \text{ et } \rho = 0,01 \text{ à } 0,06$$

Cette équation a été développée à partir des résultats présentés dans (Calvi et al., 2007) pour les colonnes en béton armé. Pour la géométrie actuelle, un ratio d'armature de 2% ainsi qu'une charge axiale de 1000 kN, la rigidité effective calculée à l'aide de l'équation 4.2 est de 45% la rigidité initiale.

La rigidité initiale a été calculée pour un déplacement de 10 mm, où il y a apparition des premières fissurations, qui correspond aussi au déplacement utilisé dans les travaux de recherche de Philippe Darveau. La figure 4-54 présente la rigidité effective des quatre piles préfabriquées ainsi que la pile de référence.

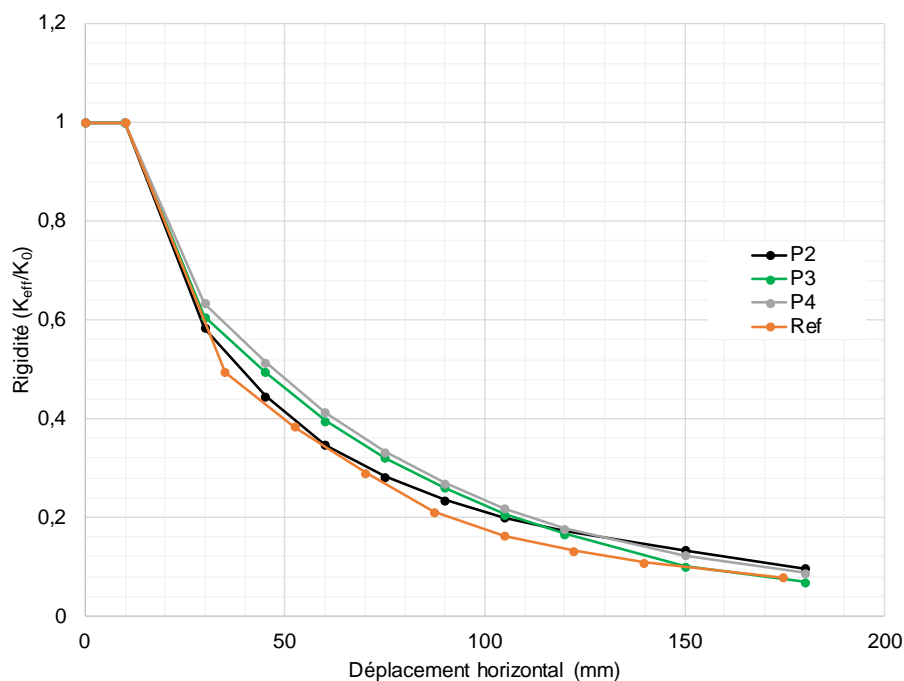


Figure 4-54 Dégradation de la rigidité effective

Puisque les 5 piles ont la même géométrie, elles ont une rigidité initiale très proche, d'où la pertinence de présenter la variation de la rigidité en fonction de la rigidité effective. Pour un déplacement inférieur à 10 mm, la rigidité est conservée à 100% puisqu'il n'y a aucun endommagement. Le point suivant dans la courbe correspond à la plastification des différentes colonnes. La pile de référence présente une perte de rigidité de près de 50%, tandis que les piles P2, P3 et P4 présentent plutôt une perte de l'ordre de 40%. Cette différence est attribuable au joint de BFUP qui, par ses propriétés mécaniques, est beaucoup plus rigide que le béton ordinaire. Au-delà de l'initiation de la plastification, les courbes présentent un taux de perte de rigidité semblable. L'équation 4.2 permet de bien estimer la rigidité d'une colonne coulée en place, mais sous-estime légèrement la perte de rigidité lorsqu'il y a un joint de BFUP comme attendu.

4.4.6 Analyse de la courbure

La courbure se définit comme le taux de changement de la rotation le long de la colonne, comme le montre la figure 4-55.

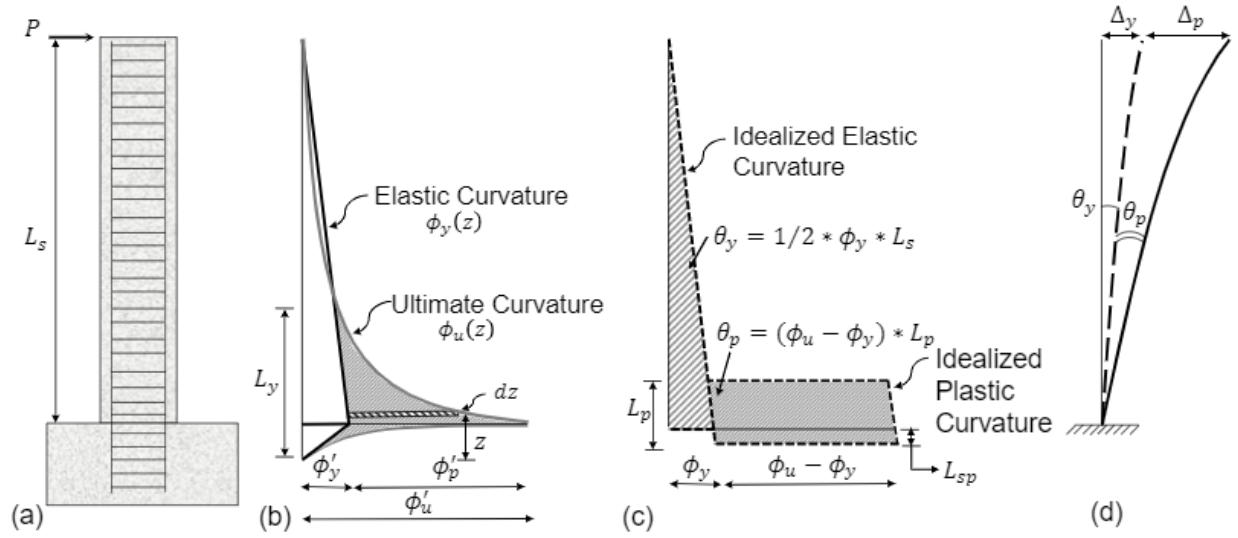
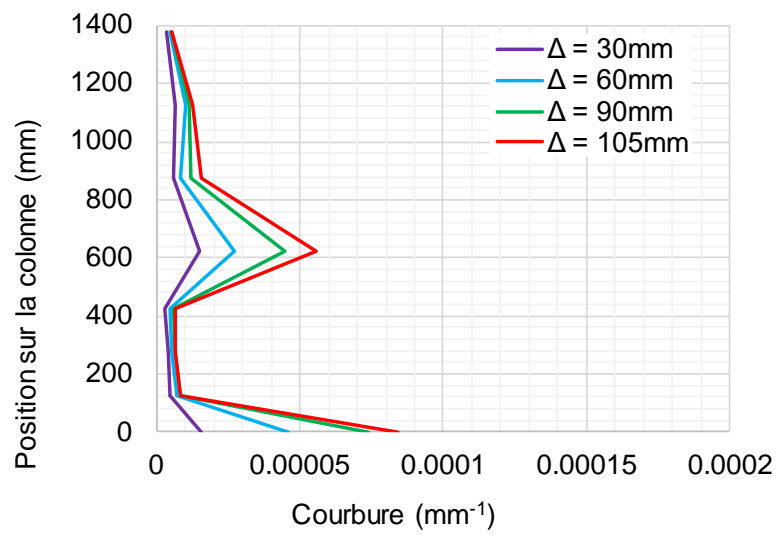


Figure 4-55 Concept de courbure le long d'une colonne (Pokhrel & Bandelt, 2019)

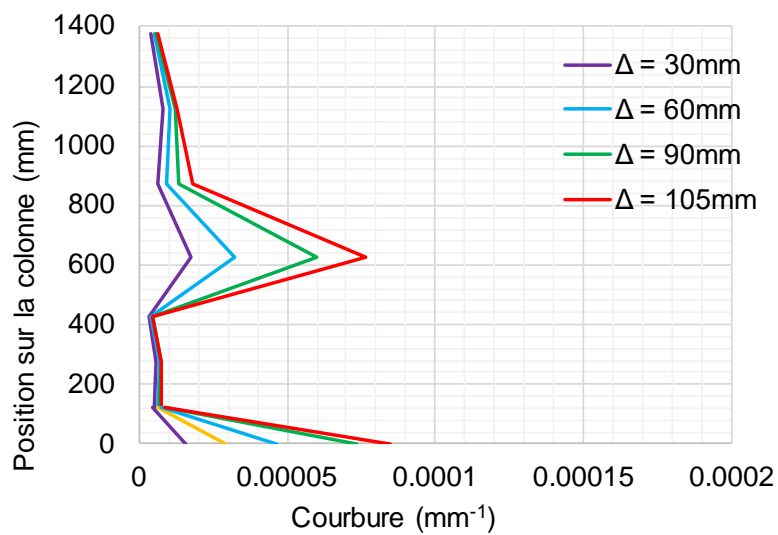
Les sept LVDT installés chaque côté de la colonne permettent de calculer la courbure de la colonne. En connaissant la distance horizontale h_i entre 2 LVDT et la longueur de mesure de ceux-ci l_i , la courbure se calcule comme suit :

$$\varphi_i = \frac{\Delta_{i,ouest} - \Delta_{i,est}}{h_i l_i} \quad (4.3)$$

Afin de ne pas endommager les capteurs, ceux-ci sont retirés lorsque l'écaillage se fait important aux alentours de $3\Delta_y$. Les figure 4-56, figure 4-57 et figure 4-58 présentent la courbure des colonnes obtenues des capteurs.

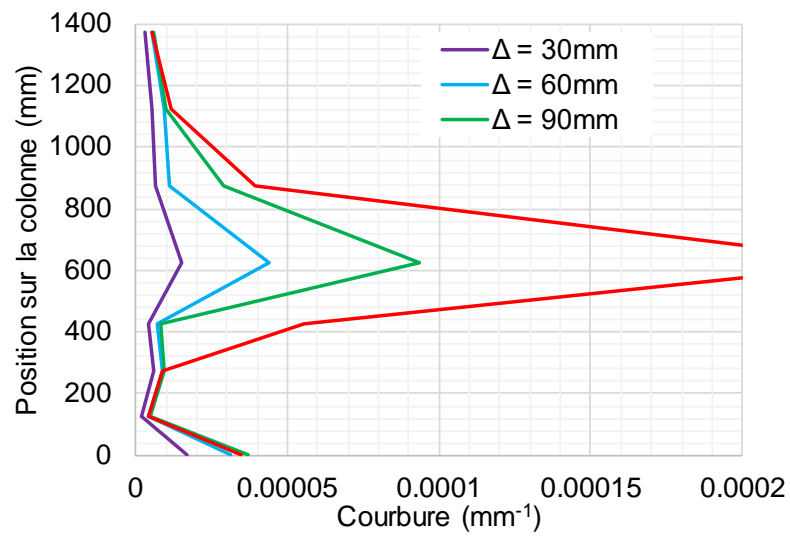


a) Est

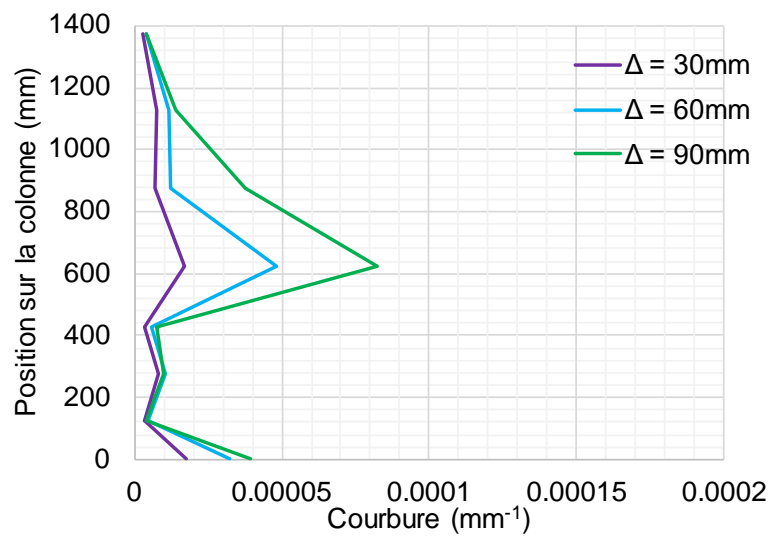


b) Ouest

Figure 4-56 Courbure de la pile P2

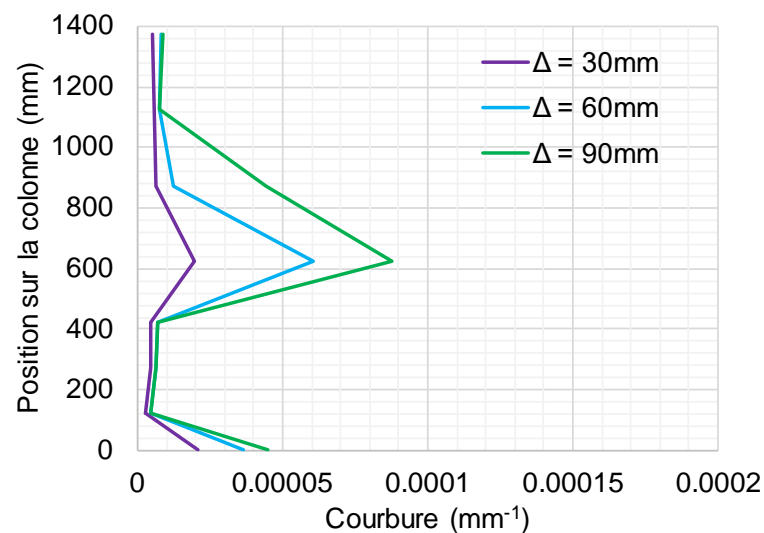


a) Est

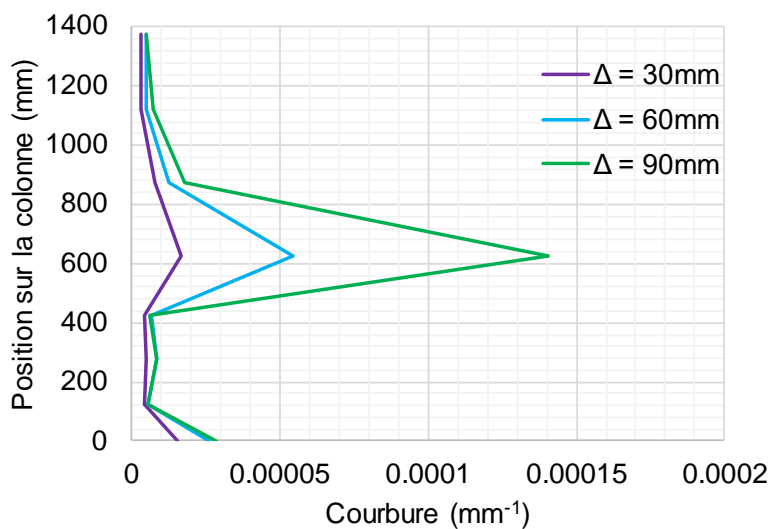


b) Ouest

Figure 4-57 Courbure de la pile P3



a) Est



b) Ouest

Figure 4-58 Courbure de la pile P4

Les deux zones de rotule plastique, caractérisées par une courbure élevée, se situent à la base des colonnes et au niveau du joint froid entre le BFUP et le béton ordinaire, et ce pour les trois piles. La pile P2 présente une courbure plus prononcée au niveau de la semelle jusqu'à un déplacement de 105 mm ($3.5\Delta_y$). Dû à l'écaillage du béton et au retrait des capteurs, il n'est pas possible d'identifier le cycle où la courbure au joint froid devient supérieure à la courbure de la semelle.

Les piles P3 et P4 présentent un comportement différent. Les premiers cycles à faible intensité sont caractérisés par une courbure localisée à la semelle supérieure à la courbure au joint froid. Le cycle à $3\Delta_y$ marque le point où la courbure devient plus importante au niveau du joint froid, et par conséquent le moment où la deuxième rotule plastique se forme. Les petites déformations des capteurs au niveau du joint de BFUP montrent la très grande rigidité de celui-ci par rapport au reste de la colonne.

4.4.7 Analyse des déformations en compression

La déformation maximale en compression doit respecter les limites indiquées dans le code (voir tableau 2-3). Le code S6 indique qu'une valeur maximale de 0.006 permet de rencontrer la condition la plus sévère avec dommages mineurs alors que l'AASHTO indique une limite supérieure de 0.004 pour le même critère de performance. Bien que ces critères s'appliquent à la zone de rotule plastique, des critères doivent être établis pour le béton situé au-dessus du joint en BFUP afin d'éviter la rupture prématurée de l'enrobage de béton comme observé pour les trois spécimens de ce programme d'essai, mais aussi pour le spécimen P1. Le comportement du spécimen de référence mérite également d'être étudié.

Pour les niveaux de performances moindres, les limites s'appliquent à la zone de rotule plastique et ne correspondent pas à la condition prévalant au-dessus du joint en BFUP pour les spécimens du programme expérimental.

Ainsi, les LVDT ont aussi permis d'observer les déformations en compression le long de la colonne, comme le montre les figures 4-59 à 4-61. Ces déformations ont été obtenues en divisant le déplacement mesuré par la longueur de capteur. Le fait que les capteurs soient à une certaine distance de la surface (voir figure 4-23) fait en sorte que la déformation calculée est légèrement supérieure à celle qui aurait été mesurée à la surface. Cependant, l'erreur engendrée est mineure et n'a pas d'influence sur les conclusions. Enfin, vu la longueur de capteurs, la valeur moyenne des déformations obtenues sous-estime les déformations locales qui pourraient être supérieures. Cela sera considéré plus loin. Les courbes en pointillés représentent la déformation du côté ouest, tandis que les traits pleins représentent le côté est.

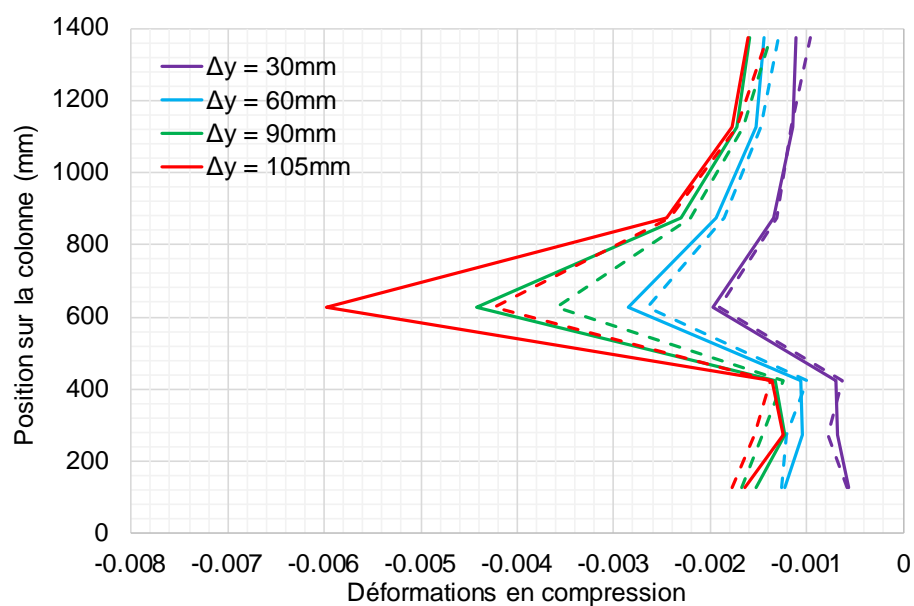


Figure 4-59 Déformations du béton en compression de la pile P2 le long de la colonne pour différents cycles

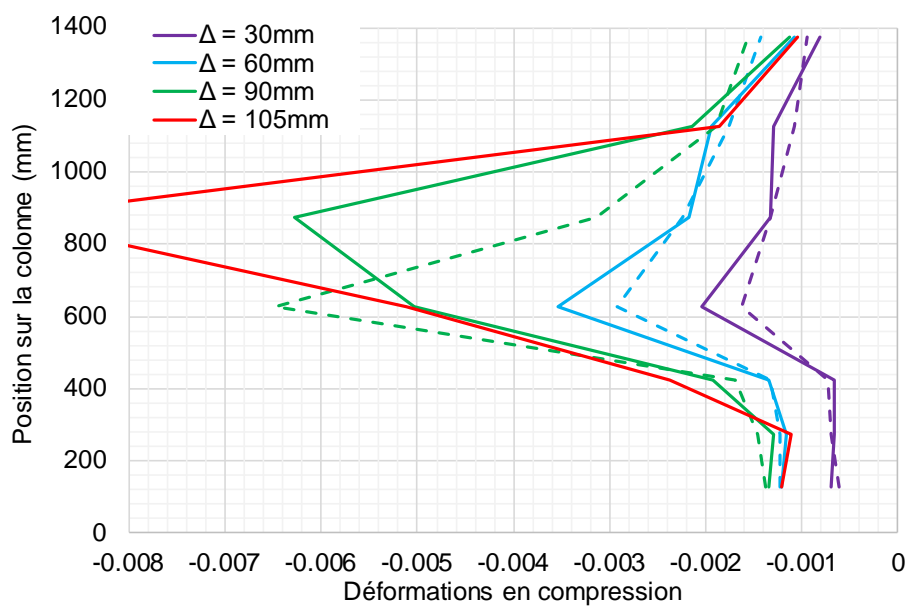


Figure 4-60 Déformations du béton en compression de la pile P3 le long de la colonne pour différents cycles

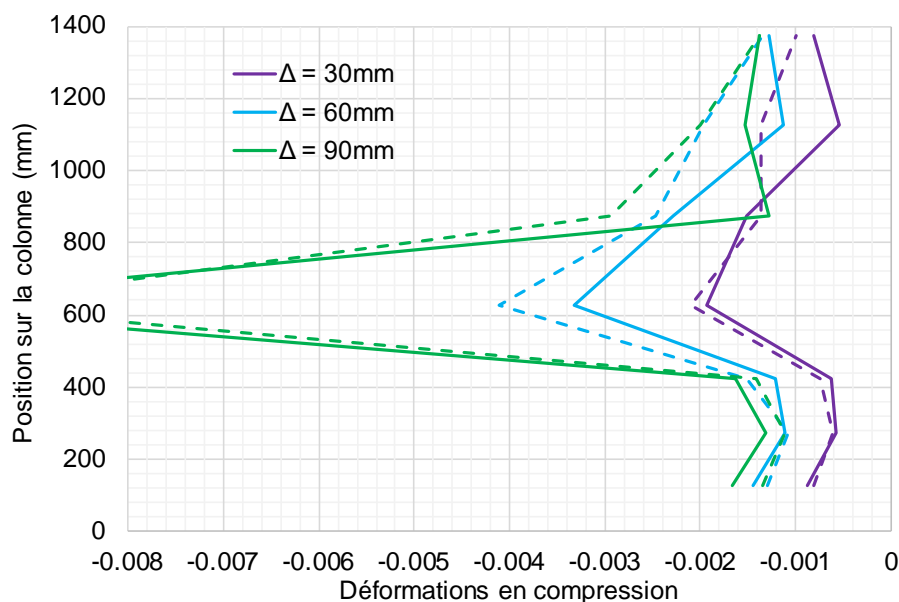


Figure 4-61 Déformations du béton en compression de la pile P4 le long de la colonne pour différents cycles

L'augmentation de l'amplitude entre chaque cycle cause une concentration des déformations en compression du béton en haut du joint. Les figures montrent qu'à un déplacement $\Delta = 90$ mm ($\mu_{\Delta} = 3$), la limite prescrite par le code S6 de 0.006 pour une performance avec des dommages minimaux est dépassée pour les piles P3 et P4. Les déformations maximales sont presque toutes enregistrées à l'interface du béton ordinaire et du joint de BFUP, illustrant la raison de la dégradation rapide de l'enrobage des piles P3 et P4. Étant donné son comportement expliqué précédemment, il est normal d'observer de moins grandes déformations dans le béton pour la pile P2 pour des déplacements égaux des piles P3 et P4. Cependant, une tendance est notable sur les trois figures, soit qu'une déformation de 0.004 marque le début de l'augmentation de l'écart entre le capteur situé au niveau du joint froid (P4) et celui au-dessus (P5) (voir figure 4-23). Ceci confirme qu'il y a une concentration de contraintes au niveau du joint froid. Le tableau 4-7 présente, pour différents déplacements, la déformation du béton maximale atteinte. Les déformations maximales se produisent toutes à l'interface du béton ordinaire et du BFUP, en haut du joint, sauf indication contraire.

Tableau 4-7 Déformations maximales atteintes par le béton ordinaire en haut du joint

	Déformations			
	$\mu_{\Delta} = 1$ (30 mm)	$\mu_{\Delta} = 2$ (60 mm)	$\mu_{\Delta} = 3$ (90 mm)	$\mu_{\Delta} = 3.5$ (105 mm)
P2 - Est	0.0020	0.0028	0.0044	0.0060
P2 - Ouest	0.0019	0.0027	0.0036	0.0042
P3 - Est	0.0020	0.0035	0.0063 ⁽¹⁾	0.0051
P3 - Ouest	0.0016	0.0029	0.0065	> 0.008
P4 - Est	0.0019	0.0033	> 0.008	> 0.008
P4 - Ouest	0.0021	0.0041	> 0.008	> 0.008
(1) Cette déformation est atteinte au niveau du capteur P5, situé 250 mm plus haut que le capteur P4				

Ces déformations, enregistrées à l'aide des LVDT, ont pu être validées à l'aide du système de corrélation digitale d'images ou optique (DIC), comme le présentent les figures 4-63 et 4-64. Entre deux essais, une permutation accidentelle des lentilles pour les caméras a mené à des résultats non exploitables du système optique pour la pile P3. Les résultats pour les spécimens P2 et P4 sont obtenus à partir d'extensomètres fictifs de longueur L_0 tracés à la même position que l'emplacement des capteurs réels (figure 4-62), puis l'analyse des photos avec le logiciel « VIC-3D » permet de connaître la longueur de ceux-ci à chaque photo. Durant les essais, une photo était prise à chaque seconde.

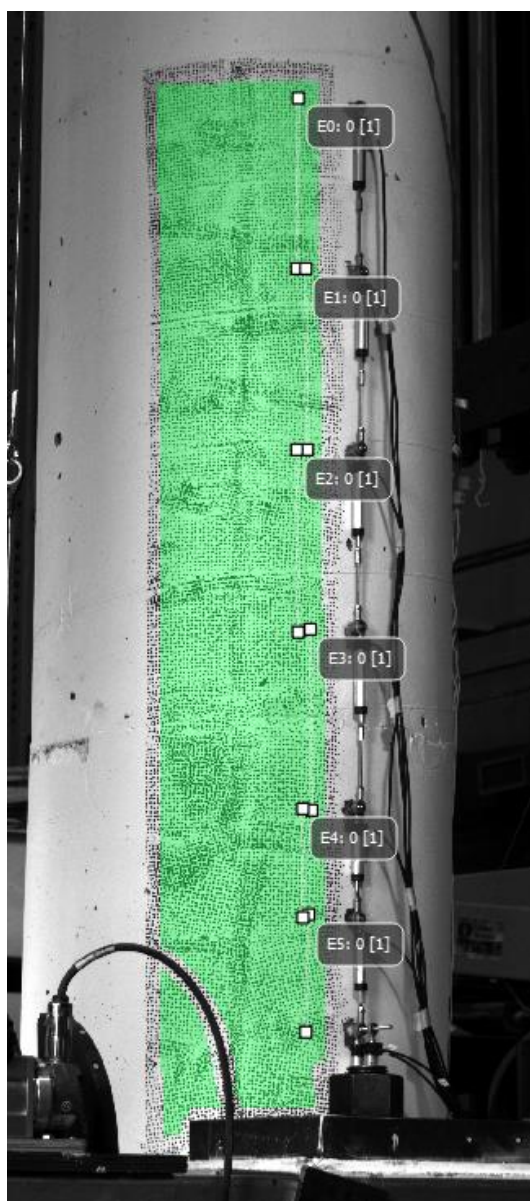
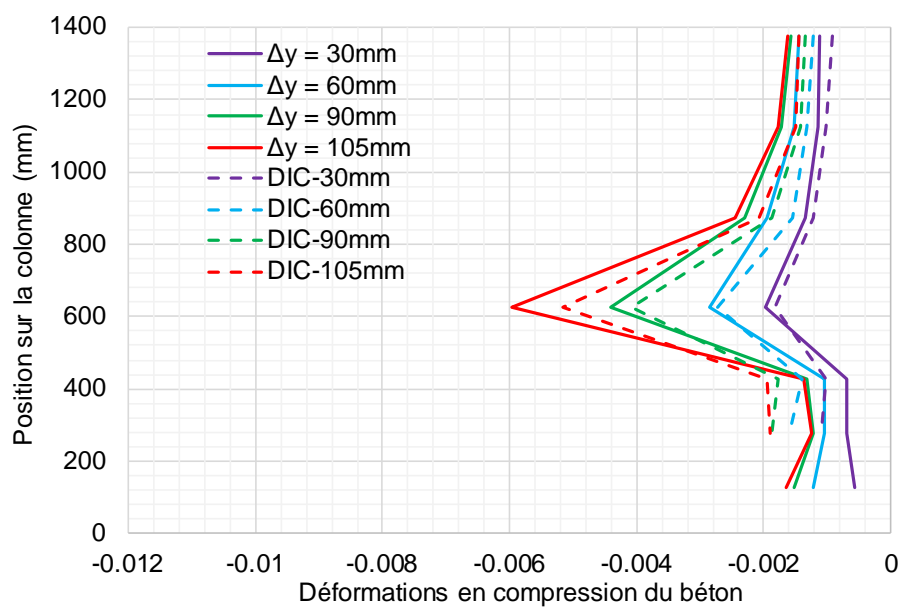
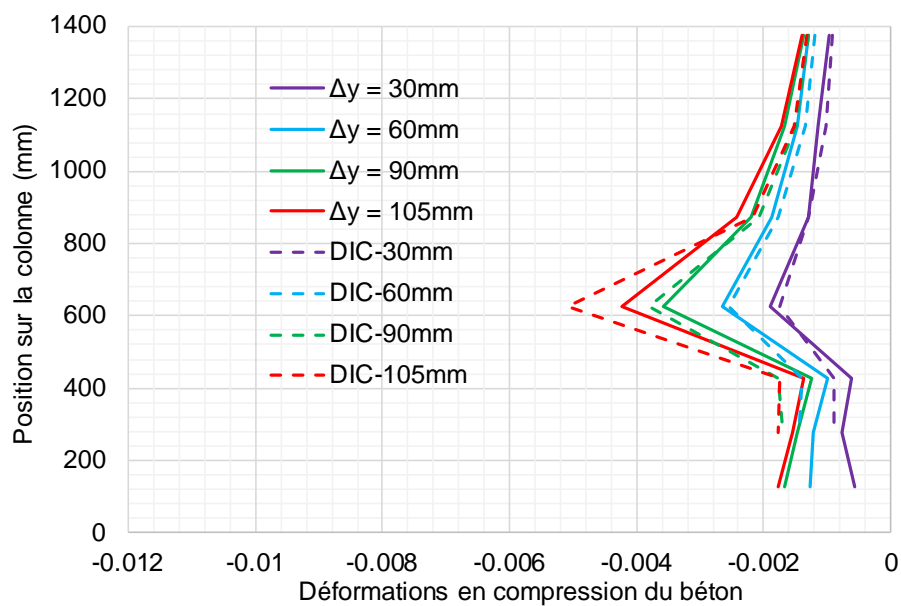


Figure 4-62 Position des extensomètres fictifs du système optique par rapport aux LVDT réels

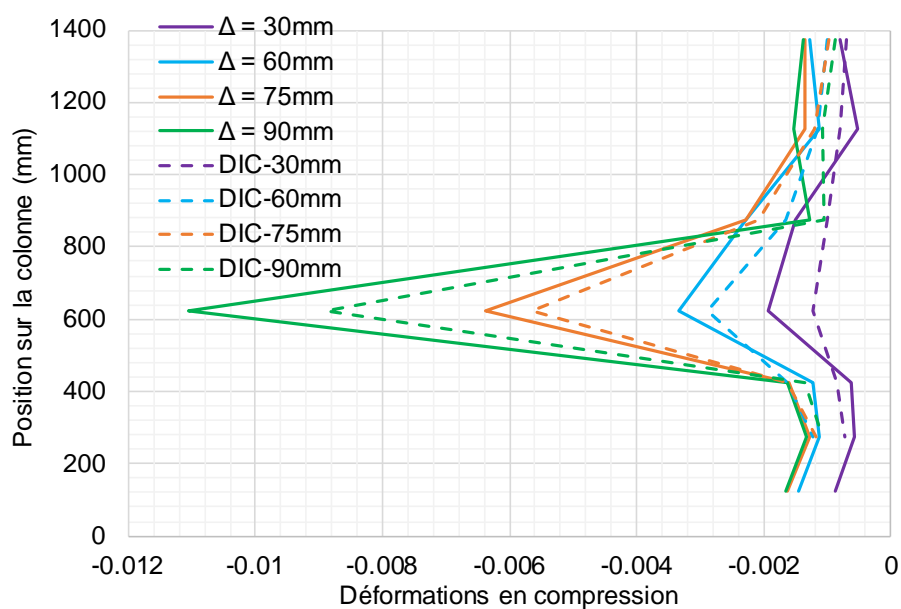


a) Est

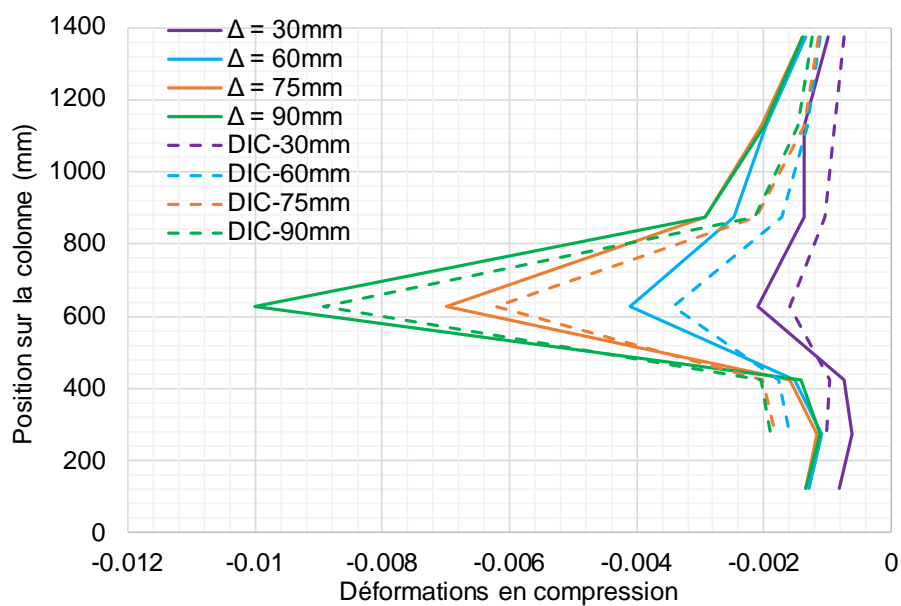


b) Ouest

Figure 4-63 Déformations du béton en compression de la pile P2 le long de la colonne pour différents cycles, mesurés à l'aide des LVDT et du système optique



a) Est



b) Ouest

Figure 4-64 Déformations du béton en compression de la pile P4 le long de la colonne pour différents cycles, mesurés à l'aide des LVDT et du système optique

Les résultats obtenus à l'aide du système optique correspondent bien à ce qui a été obtenu avec les LVDT, avec une déformation concentrée au niveau du haut du joint de BFUP. La bonne concordance entre ces deux séries de mesures nous permet d'étudier de plus près les déformations locales, comme le permet le système optique. Les figures 4-65 à 4-67 présentent l'état des déformations locales le long de la colonne pour la pile P2. Les déformations présentées sont des déformations locales où la valeur de cette déformation peut être retrouvée à l'aide de l'échelle de couleur se trouvant à droite des figures, variable d'une figure à l'autre.

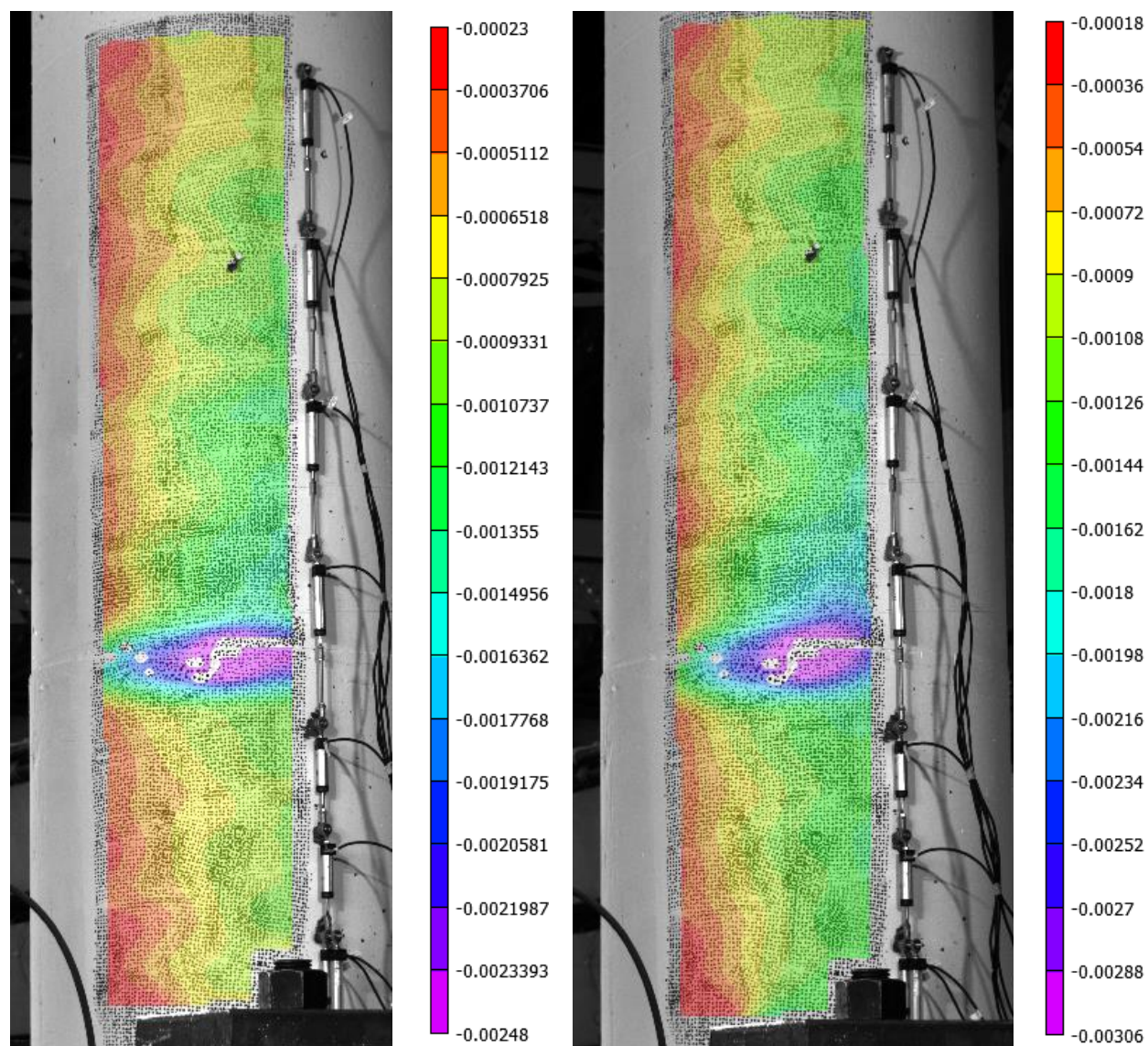
a) $\Delta = 30$ mmb) $\Delta = 60$ mm

Figure 4-65 Déformations du béton en compression mesurée à l'aide du système optique pour la pile P2, pour des déplacements de $\Delta = 30$ mm et $\Delta = 60$ mm

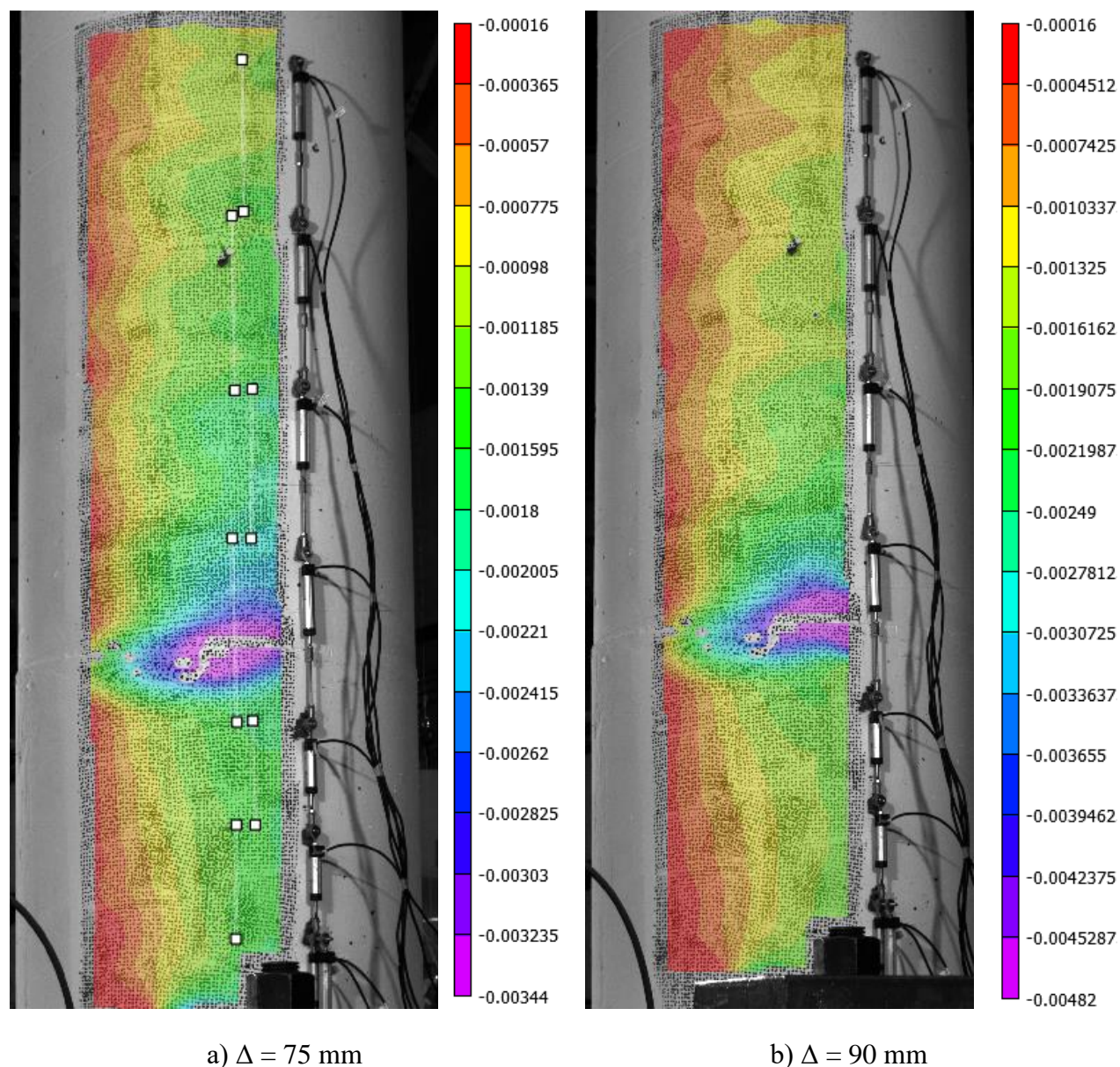


Figure 4-66 Déformations du béton en compression mesurée à l'aide du système optique pour la pile P2, pour des déplacements de $\Delta = 75 \text{ mm}$ et $\Delta = 90 \text{ mm}$

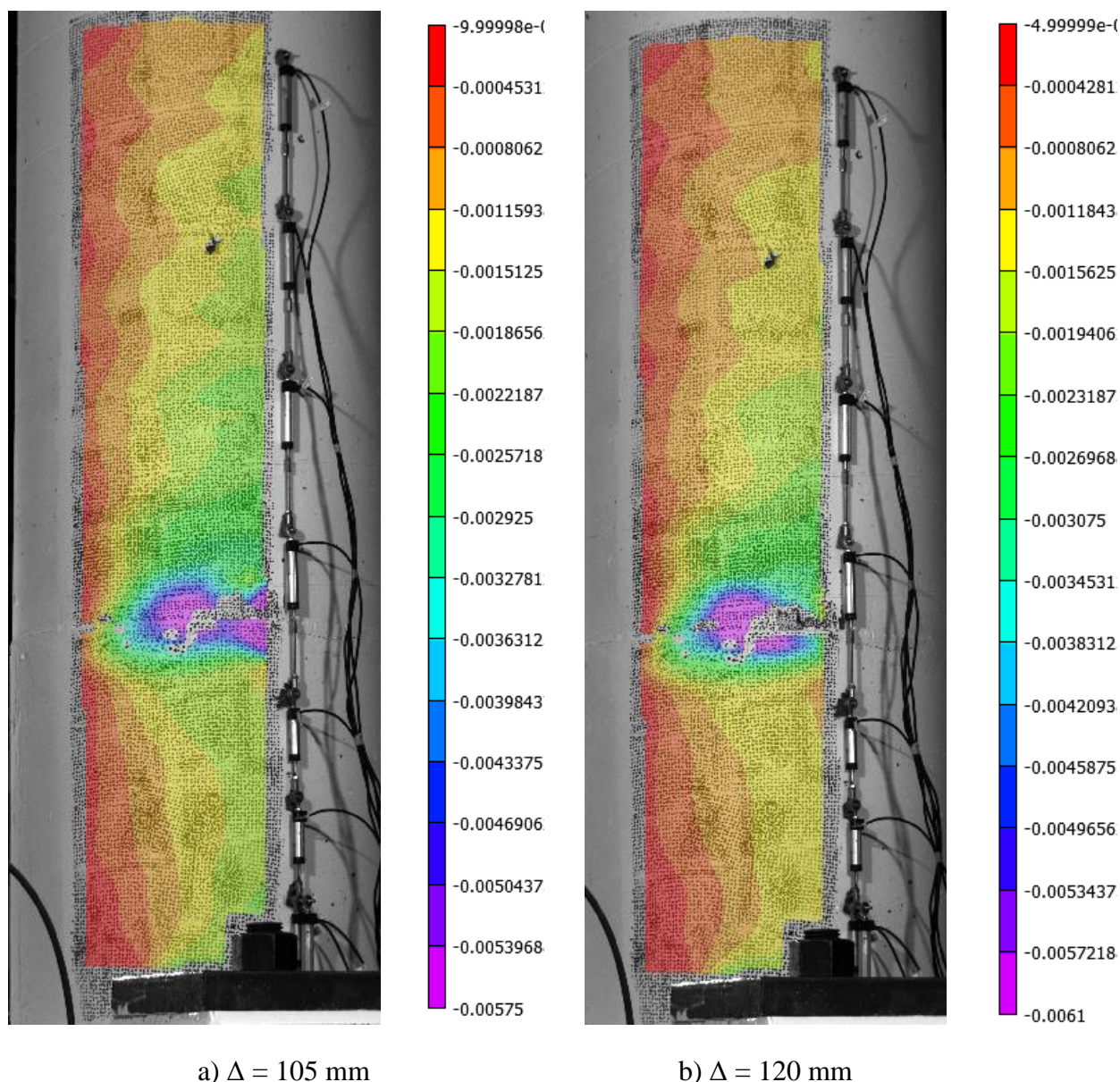


Figure 4-67 Déformations du béton en compression mesurée à l'aide du système optique pour la pile P2, pour des déplacements de $\Delta = 105 \text{ mm}$ et $\Delta = 120 \text{ mm}$

Sous des déplacements de 75 mm ($\mu_{\Delta} = 2.5$) (figure 4-65), la pile P2 ne dépasse jamais des déformations de 0.004. L'augmentation du déplacement à 90 mm ($\mu_{\Delta} = 3$) est le point où, localement, le béton au haut du joint de BFUP dépasse des déformations de 0.004 (figure 4-66b)). Les déformations atteignent 0.0058 pour un déplacement de 105 mm ($\mu_{\Delta} = 3.5$), et dépassent

0.006 (limite prescrite par le code S6) pour un déplacement de 120 mm ($\mu_{\Delta} = 4$) (figure 4-67). Les figures 4-68 et 4-69 présentent les déformations en compression du béton pour différents déplacements, pour la pile P4.

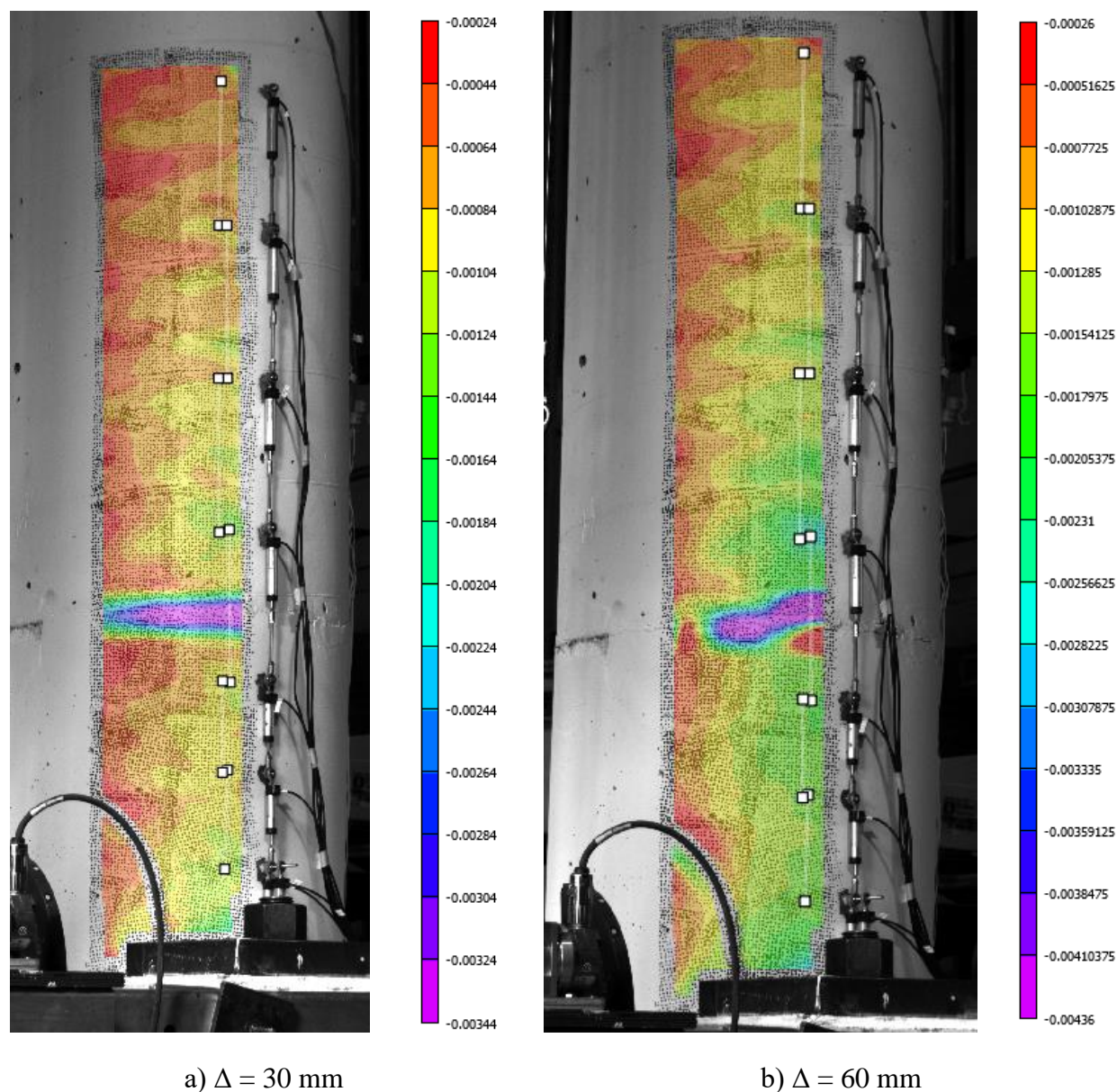


Figure 4-68 Déformations du béton en compression mesurée à l'aide du système optique pour la pile P4, pour des déplacements de $\Delta = 30$ mm et $\Delta = 60$ mm

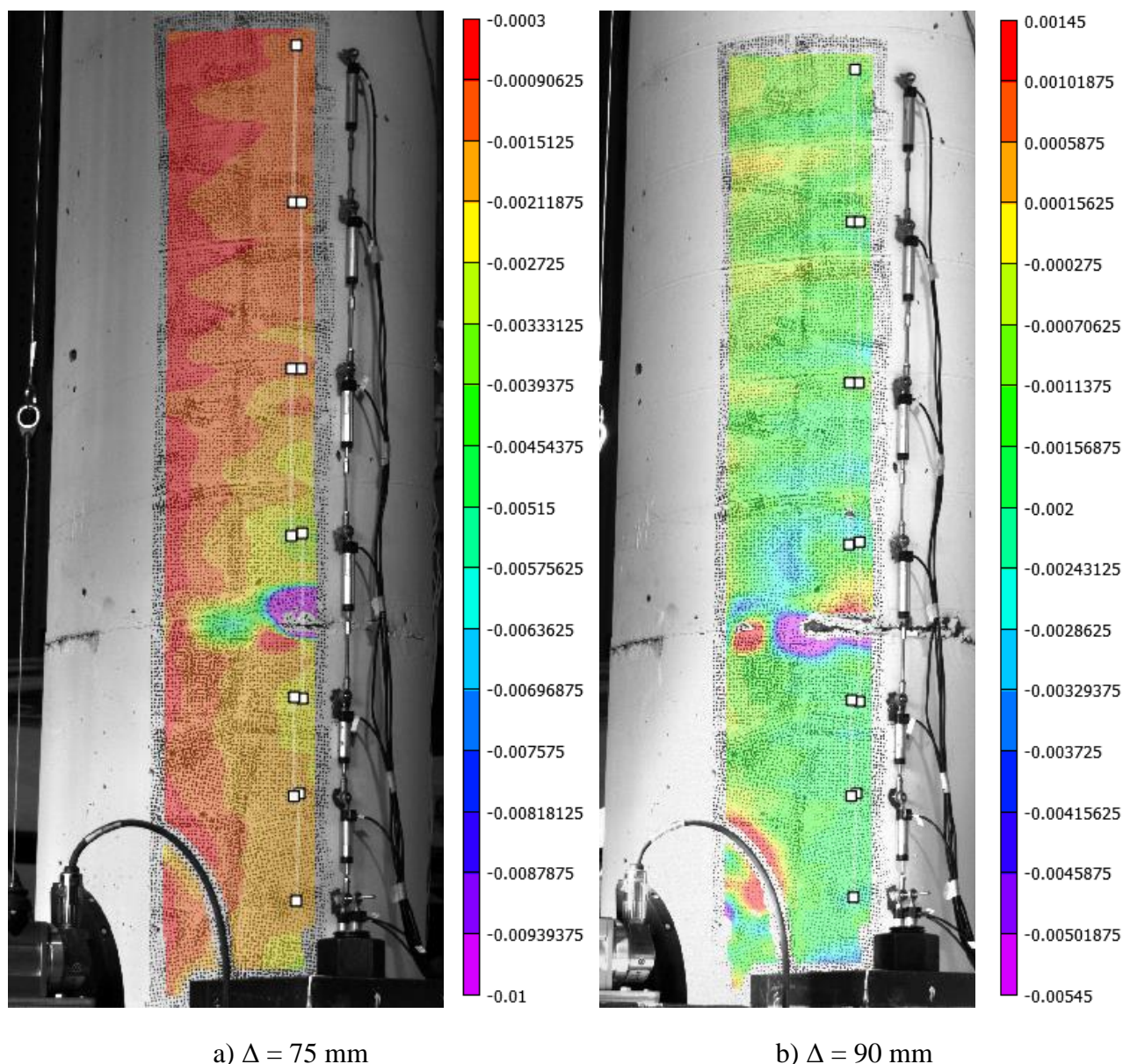


Figure 4-69 Déformations du béton en compression mesurée à l'aide du système optique pour la pile P4, pour des déplacements de $\Delta = 75 \text{ mm}$ et $\Delta = 90 \text{ mm}$

La pile P4 présente des déformations supérieures à 0.004 pour un déplacement de 60 mm (figure 4-68b)). Le cycle suivant, à 75 mm, les déformations enregistrées localement sont de 0.01 pour la zone en magenta, et de l'ordre de 0.005 pour la zone en verte (figure 4-69a)). À 90 mm, la même zone ayant subi des déformations de 0.01 commence à écailler localement, signifiant que la dégradation est initiée.

Les figures précédentes (4-59 à 4-64), recoupées avec les photos prises pour les mêmes déplacements, indiquent que l'éclatement de l'enrobage survient à des déformations de l'ordre de 0.004 en compression. Au-delà de cette limite, l'enrobage s'endommage. Des mesures avec des capteurs plus rapprochés faites par (Goodnight et al., 2013), indiquent que l'écrasement du béton d'enrobage survient pour des déformations autour de 0.0045. La limite maximale recommandée dans le document du NCHRP (2020) est de 0.004. Cette limite devrait être adoptée lorsqu'on veut minimiser les dommages plutôt que la valeur de 0.006 retenue par le code S6, particulièrement pour le béton normal situé au-dessus du joint BFUP.

Il est cependant important de mentionner que les piles sont amenées à des niveaux de déplacements horizontaux largement supérieurs à ce qui aurait été considéré pour la conception. En effet, les critères de performance prescrits par le code doivent être évalués à un déplacement précis, nommé « déplacement de conception ». Ce déplacement est fonction de la période de l'ouvrage et se calcule comme suit :

$$S_d = 250 \times T(s)^2 \times S_a(g) \quad (4.4)$$

En utilisant le pont de référence présenté au chapitre 3 dont la période dans la direction longitudinale est de 2.29 s, le déplacement de conception dans la région de Montréal serait de 85 mm. Ce déplacement, pour la pile de 8.2 m, correspond à un ratio de déplacement horizontal de 1.05%. Pour le spécimen testé en laboratoire de 3.35 m, ce déplacement de conception est équivalent à 35 mm. Le même exercice est effectué pour la région de La Malbaie et Vancouver, en utilisant les spectres d'accélération du sol respectifs à ces régions. Un déplacement de 100 mm est trouvé pour La Malbaie et 128 mm pour Vancouver. La figure 4-70 présente les courbes hystérétiques force-déplacement de la pile de référence ainsi que de la pile P2, avec les déplacements de conception correspondant aux différentes régions.

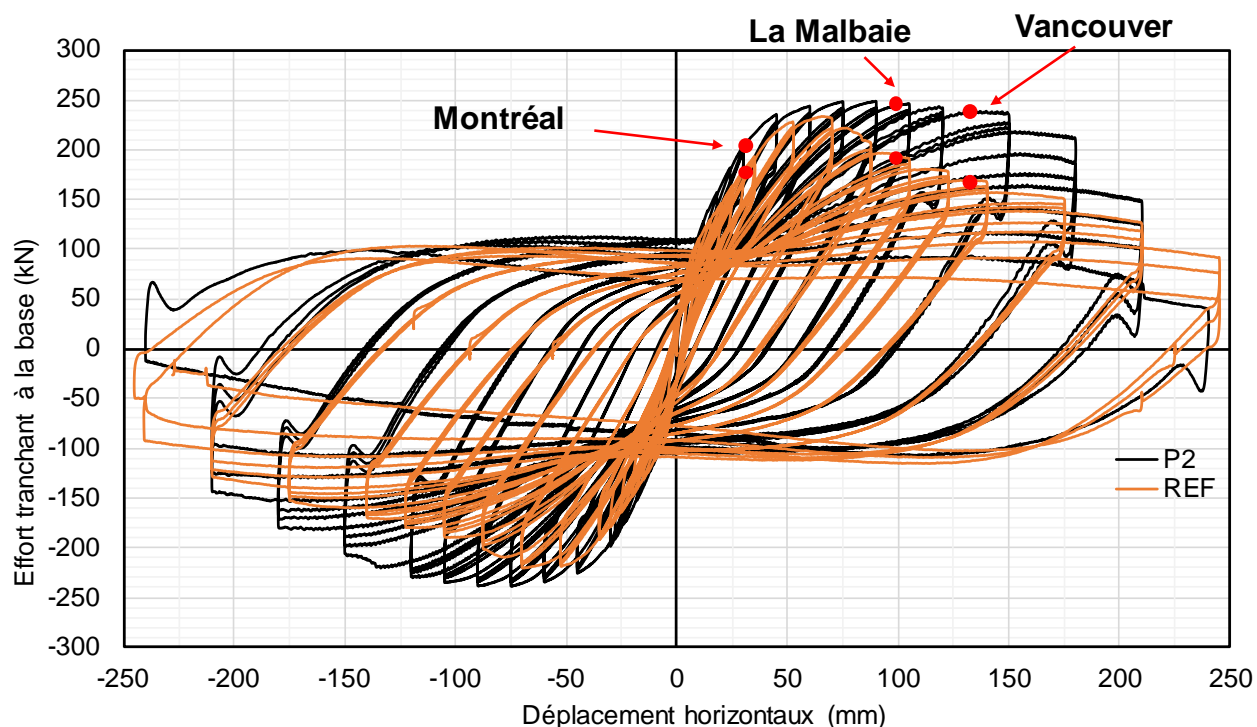
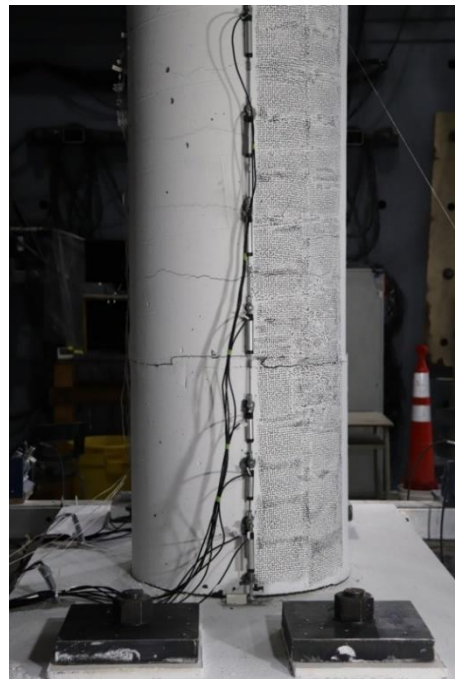


Figure 4-70 Déplacements de conception pour les régions de Montréal, La Malbaie et Vancouver

On remarque que pour la région de Montréal, la pile de référence ainsi que la pile P2 rencontrent les exigences du code. Cependant, pour Montréal, un ratio d'armature de l'ordre de 1% est plus souvent utilisé que 2%, expliquant pourquoi les piles présentent des résultats hors de l'ordinaire. Pour la région de La Malbaie, on remarque que la pile P2 rencontre les exigences du code S6-19 pour la catégorie « service immédiat avec dommages minimaux » comparativement à la pile de référence qui présente un niveau de performance moindre. Finalement, pour Vancouver, la pile P2 serait considérée dans la catégorie « service limité avec dommages réparables » tandis que la pile de référence serait plutôt dans la catégorie de performance la moins élevée « sécurité des personnes ». La figure 4-71 présente l'état de dégradation de la colonne de référence et de la pile P2 pour un déplacement de 100 mm, correspondant au niveau d'endommagement des piles dans la région de La Malbaie.



a) Pile de référence



b) Pile P2

Figure 4-71 État de dégradation de la pile de référence ainsi que de la pile P2

Pour la pile de référence, l'endommagement est non négligeable à la base et les étriers sont visibles. La pile P2 ne présente aucun endommagement majeur mis à part l'ouverture du joint froid. L'annexe présente l'état de dégradation de la pile de référence pour différents niveaux de ductilités. Il est très important de noter que pour la pile de référence, afin d'obtenir le même niveau de performance que la pile préfabriquée P2, il aurait fallu un pourcentage d'armature beaucoup plus grand. Ceci témoigne du gain en performance des piles préfabriquées.

4.4.8 Pénétration de la rotule plastique dans la semelle

La pénétration de la rotule plastique dans les semelles entraîne le soulèvement des colonnes dû à l'allongement résiduel des armatures. Les figure 4-72, figure 4-73 et figure 4-74 montrent le soulèvement enregistré par les capteurs pour les 3 piles. Les données de soulèvement disponibles pour la pile P2 permettent de voir qu'un soulèvement maximal de 10 mm est enregistré du côté

est comme ouest et ce, pour les cycles de $4\Delta_y$ et $4.5\Delta_y$. Ces résultats combinés aux autres capteurs permettent de définir la formation de la rotule plastique au-dessus du joint en BFUP au cycle $4\Delta_y$.

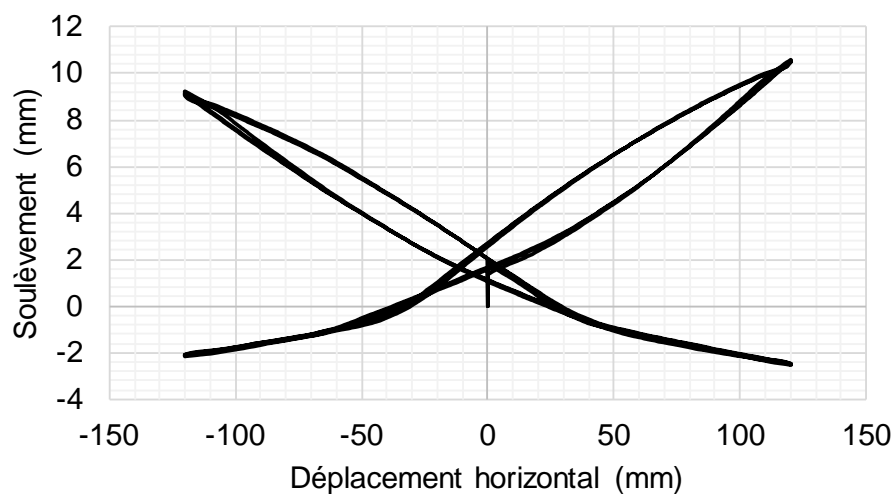


Figure 4-72 Soulèvement de la pile P2

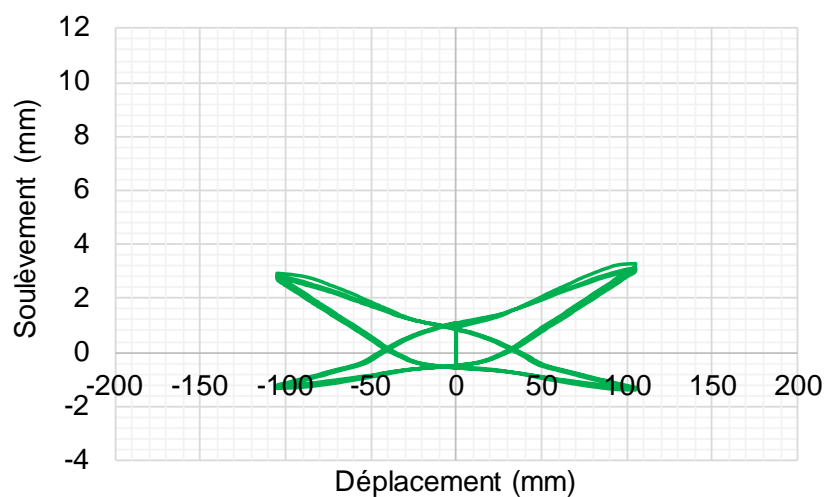


Figure 4-73 Soulèvement de la pile P3

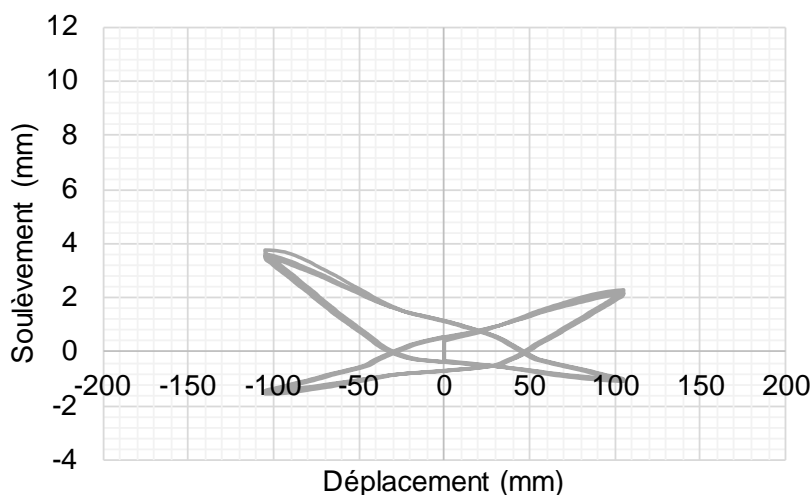
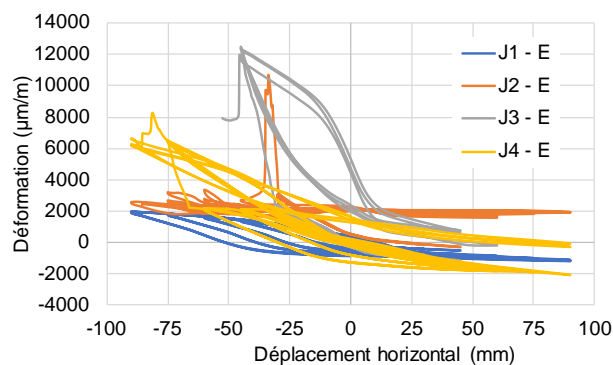


Figure 4-74 Soulèvement de la pile P4

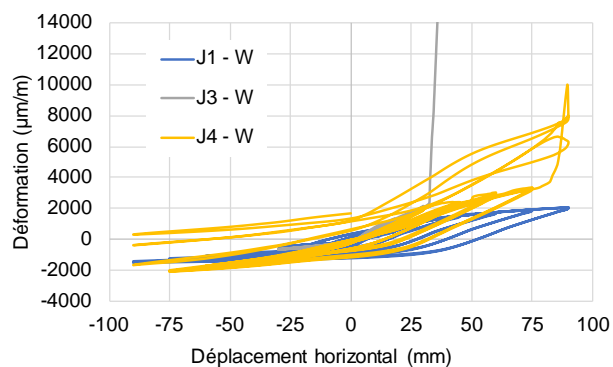
Le soulèvement maximal des piles P3 et P4 est respectivement de 3.2 mm et 3.8 mm. Comme expliqué précédemment, ce faible soulèvement est le résultat d'une résistance en flexion trop élevée à la base et de la formation d'une deuxième rotule plastique au haut du joint. En théorie, un soulèvement plus important aurait dû être observé pour la pile P4 à cause du gainage. La désolidarisation des aciers d'armatures avec le BFUP permet de plus grandes déformations de l'acier tendues à la base de la colonne, augmentant ainsi le soulèvement.

4.4.9 Déformations des jauges

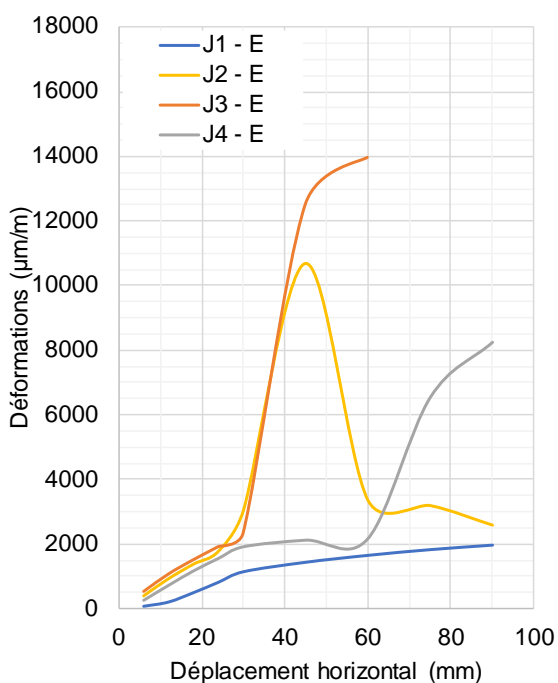
La disposition des jauges ainsi que leur nomenclature sont présentées à la figure 4-22, section 4.4.4.1. La jauge 1 est située à l'intérieure de la semelle, la jauge 2 près de la face de la semelle, la jauge 3 dans le joint en BFUP et la jauge 4 au-dessus du joint. Bien que les jauges soient un instrument de mesure précis, il est difficile d'en tirer des conclusions pour de grandes déformations. En effet, la fragilité des jauges résulte à un bris tôt dans les essais causant une perte de données, alors que certaines ne fonctionnaient simplement pas avant le début de l'essai. Lorsque les données sont disponibles, la moyenne des deux jauges est utilisée. Les figures 4.55 à 4.66 présentent les déformations en fonction du déplacement pour les piles P2, P3 et P4.



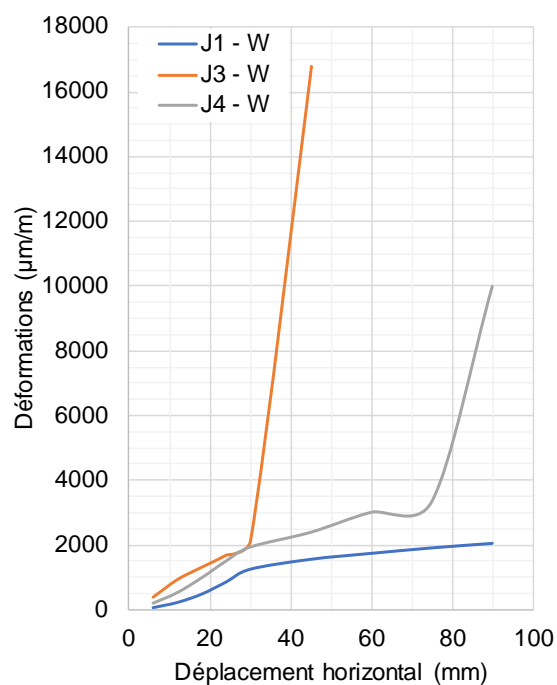
**Figure 4-75 Jauges de déformations pour la pile P2,
EST**



**Figure 4-76 Jauges de déformations pour la pile P2,
OUEST**



**Figure 4-77 Déformation maximale des jauges P2,
EST**



**Figure 4-78 Déformation maximale des jauges P2,
OUEST**

Les jauges J1-E et J1-W de la pile P2 (figure 4-77 figure 4-78) atteignent une déformation de 2000 $\mu\text{m/m}$, tout juste sous le seuil de plastification des barres d'armatures mesurées

expérimentalement. Ceci permet de confirmer que la profondeur de la pénétration de la plastification est d'au moins de 250 mm dans la semelle, comme prédit par les équations présentées au chapitre 2, section 2.2.2.2. Toutefois, les jauges J4 atteignent une déformation de 2200 $\mu\text{m/m}$ à 40 mm de déplacement, qui laisse croire à une plastification des barres au haut du joint tôt durant l'essai. Somme toute, ces résultats confirment le comportement décrit précédemment, soit la formation d'une première rotule plastique au niveau de la semelle, puis qu'à l'atteinte d'un déplacement de $4.5\Delta_y$ une deuxième rotule plastique se forme au haut du joint.

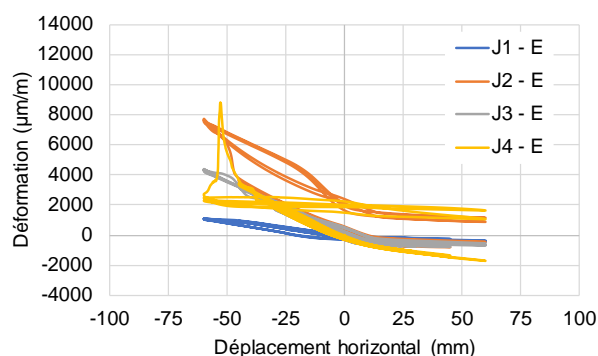


Figure 4-79 Jauges de déformations pour la pile P3, EST

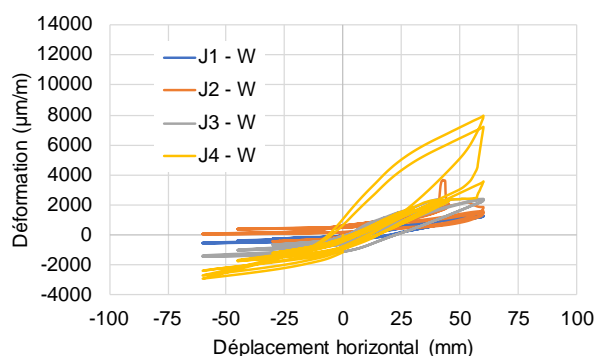


Figure 4-80 Jauges de déformations pour la pile P3, OUEST

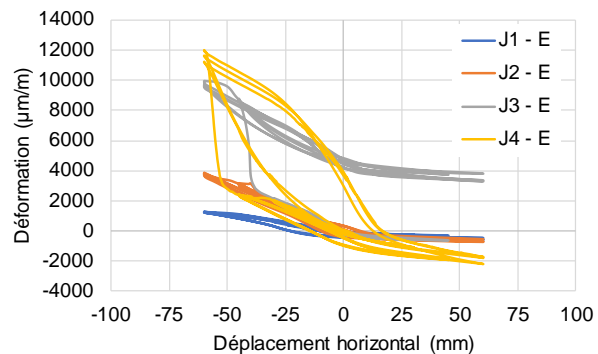


Figure 4-81 Jauges de déformations pour la pile P4, EST

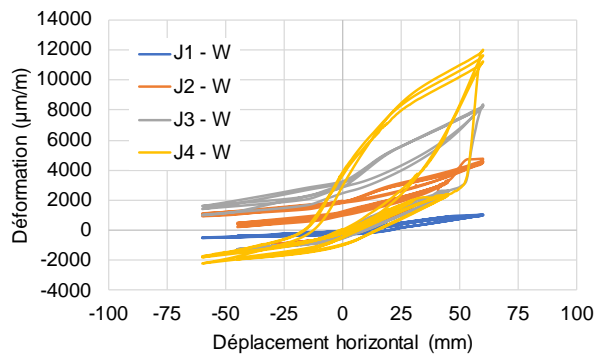


Figure 4-82 Jauges de déformations pour la pile P4, OUEST

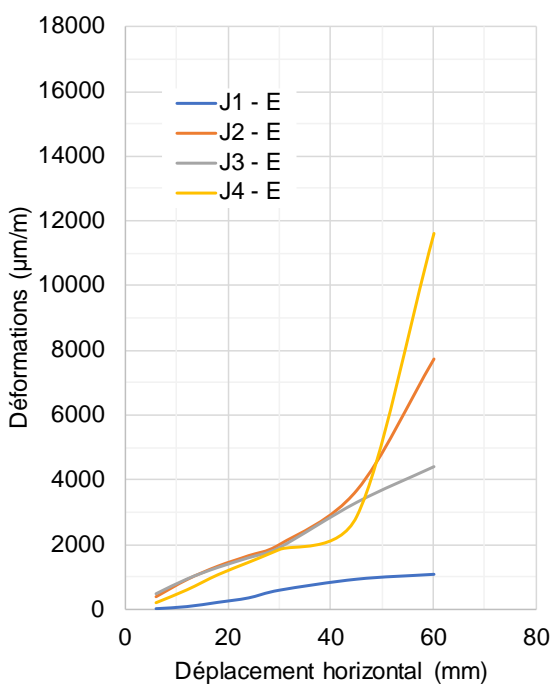


Figure 4-83 Déformation maximale des jauges P3, EST

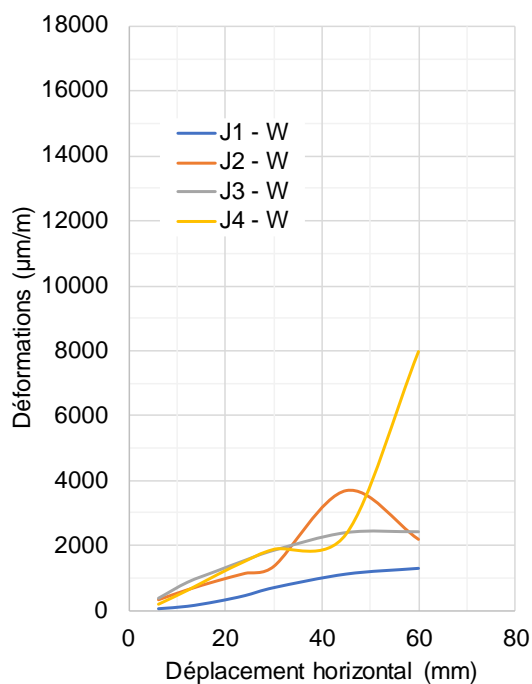


Figure 4-84 Déformation maximale des jauges P3, OUEST

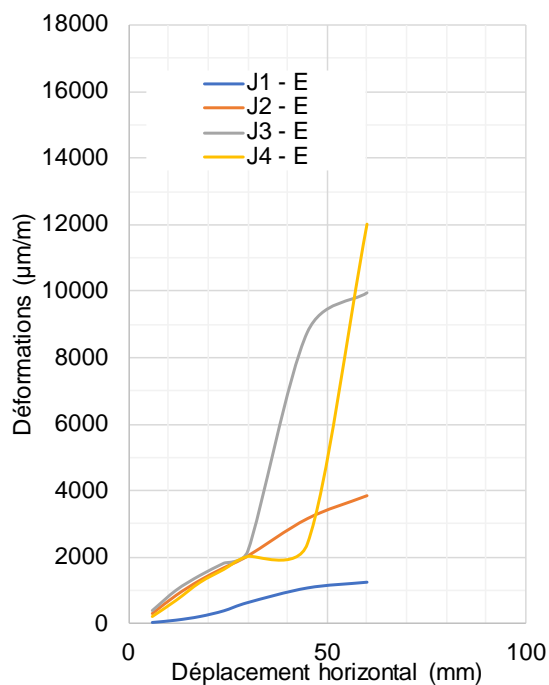


Figure 4-85 Déformation maximale des jauges P4, EST

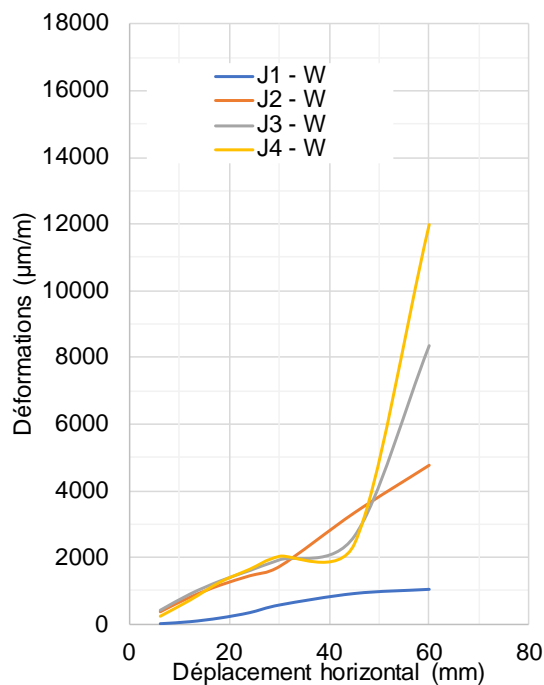


Figure 4-86 Déformation maximale des jauges P4, OUEST

Les piles P3 et P4 présentent une différence majeure au niveau des jauges J3, se situant à 50 mm au-dessus de la semelle. L'effet de la désolidarisation des barres d'armatures de la pile P4 avec le BFUP à l'aide d'un gainage est observable par une déformation maximale à l'est de près de 10 000 $\mu\text{m/m}$ (figure 4-85) versus une déformation de 4200 $\mu\text{m/m}$ (figure 4-83) pour la pile P3, pour un déplacement de 60 mm. Ce gainage entraîne aussi une réduction de près de 50% de déformation sur les jauges J2 situées 50 mm sous la semelle. Puisque l'adhérence entre le BFUP et les aciers d'armatures est très forte, il est normal d'observer une pénétration de la rotule plastique dans la semelle plus importante que dans le joint pour la pile P3, sans gainage. À l'inverse, pour la pile P4, la pénétration de la rotule plastique dans la semelle se produit plus tard en raison que les barres sont libres de se déformer dans le BFUP sur une hauteur de 150 mm. Toutefois, vu le bris des jauges du côté ouest, ce constat est valable uniquement pour les jauges du côté est. Les déformations enregistrées au niveau des jauges J1 à 300 mm dans la semelle ne permettent pas de dire qu'il y a eu plastification des barres d'armatures à ce niveau. Pour la pile P3, les jauges J2 se trouvant 50 mm sous la semelle ont subi des déformations de 8000 $\mu\text{m/m}$ (figure 4-83), montrant qu'il y a bien eu plastification dans la semelle. En faisant une interpolation linéaire entre les jauges dans la semelle, la rotule plastique peut être estimée à une profondeur d'environ 250 mm. Il est à noter qu'une profondeur bien plus grande aurait été enregistrée si la rotation de la colonne s'était produite uniquement au bas du joint. Pour la pile P4, avec des déformations de l'ordre de 4000 $\mu\text{m/m}$ pour les jauges J2 à 50 mm sous la semelle (figure 4-85 et figure 4-86), une profondeur de la rotule plastique peut être estimée à 200 mm. Bien que le comportement global des spécimens soit quasi identique, les jauges permettent d'affirmer qu'un gainage des barres d'armatures est adéquat pour contrôler la longueur de la rotule plastique dans le BFUP.

4.4.10 Flambement des armatures

En principe il aurait été souhaitable de ne pas avoir de flambement des armatures hors de la zone de rotule plastique. Pour les colonnes coulées en place et conçues selon les règles des codes modernes, le flambement des armatures est l'un des modes de rupture possibles observé par (Khaled et al., 2011) pour les piles rectangulaires et (Darveau, 2018) pour les piles circulaires.

Cette condition survient à de très grandes ductilités. Dans le cas des trois spécimens testés dans ce programme, l'espacement des étriers au-dessus du joint respectait les règles du code. Le flambement des armatures, survenu après d'écaillage de l'enrobage, a accéléré la perte de capacité des colonnes à une ductilité en déplacement plus faible que désirée, particulièrement pour les piles P3 et P4. Un tel comportement n'a pas été observé par Darveau (2018) et ce, malgré l'éclatement de l'enrobage de béton. Dans le cas du spécimen P1 les étriers avaient un espacement au-dessus du joint en BFUP égal à celui requis pour les zones de rotule plastique pour une construction conventionnelle, sur une hauteur de 300 mm correspondant environ à la moitié du diamètre de la colonne.

On peut conclure que dans le cas des piles préfabriquées, qu'un espacement des étriers comme requis pour la zone de rotule plastique doit être retenu pour une hauteur égale minimalement à au demi-diamètre de la colonne, tel qu'adopté par Darveau. Ceci devra toutefois faire l'objet de validations expérimentales additionnelles.

4.5 Sommaire

Les tableaux 4-8 à 4-10 résument les différentes phases de comportement pour les trois piles. Il est à noter que la rotule plastique s'est formée avant un déplacement de 60 mm ($\mu_{\Delta}=2$) et que la longueur de pénétration dans la semelle correspond au terme $0.022f_y d_b$ proposé par Priestley, respectivement de 250 mm pour la pile P2 et 300 mm pour les piles P3 et P4. Les termes utilisés dans les tableaux sont définis comme suit :

- initiation de l'écaillage : moment où le béton en haut du joint commence à s'écailler avec endommagement local, mineur;
- écaillage localisé : perte de l'enrobage mineure, localisée sur une hauteur moindre que l'espacement des étriers;
- écaillage : perte majeure de l'enrobage, localisée sur une hauteur qui dépasse l'espacement des étriers;
- flambement visible : les barres longitudinales sont visibles ainsi que le flambement de celles-ci entre les étriers;
- rupture des armatures : moment où les barres longitudinales subissent une rupture en traction.

Tableau 4-8 Résumé de la séquence du comportement de la pile P2 et ses paramètres associés

Déplacement	$\mu_{\Delta} < 2$ (< 60 mm)	$\mu_{\Delta} = 2.5$ (75 mm)	$\mu_{\Delta} = 3$ (90 mm)	$\mu_{\Delta} = 3.5$ (105 m)
Endommagement	Fissures mineures	Fissures mineures	Fissures et initiation de l'écaillage	Fissures et initiation de l'écaillage
Courbure maximale (mm^{-1})	17×10^{-6}	34×10^{-6}	45×10^{-6}	55×10^{-6}
Déformation maximale du béton	0.0028	0.0034	0.0044	0.0060
Soulèvement (mm)	4.8	6.5	7.9	9.3

Déplacement	$\mu_{\Delta} = 4$ (120 mm)	$\mu_{\Delta} = 5$ (150 mm)	$\mu_{\Delta} = 6$ (180 mm)	$\mu_{\Delta} > 6$ (> 180 mm)
Endommagement	Fissures et écaillage localisé	Écaillage	Écaillage majeur, flambement visible des armatures	Flambement visible, rupture des armatures
Courbure maximale (mm^{-1})	67×10^{-6}	$> 67 \times 10^{-6}$	$> 67 \times 10^{-6}$	$> 67 \times 10^{-6}$
Déformation maximale du béton en compression	0.0078	> 0.0078	> 0.0078	> 0.0078
Soulèvement (mm)	10.6	10.6	10.6	10.6

Tableau 4-9 Résumé de la séquence du comportement de la pile P3 et ses paramètres associés

Déplacement	$\mu\Delta < 2$ (< 60 mm)	$\mu\Delta = 2.5$ (75 mm)	$\mu\Delta = 3$ (90 mm)	$\mu\Delta = 3.5$ (105 m)
Endommagement	Fissures mineures	Fissures mineures, initiation de l'écaillage	Fissures et écaillage localisé	Écaillage localisé
Courbure maximale (mm⁻¹)	44×10^{-6}	70×10^{-6}	94×10^{-6}	$> 94 \times 10^{-6}$
Déformation maximale du béton	0.0035	0.0045	0.0062	0.0093
Soulèvement (mm)	2.5	2.9	3.36	3.28

Déplacement	$\mu\Delta = 4$ (120 mm)	$\mu\Delta = 5$ (150 mm)	$\mu\Delta = 6$ (180 mm)
Endommagement	Écaillage, étrier visible	Écaillage, flambement visible des armatures	Flambement visible, rupture des armatures
Courbure maximale (mm⁻¹)	$> 94 \times 10^{-6}$	$> 94 \times 10^{-6}$	$> 94 \times 10^{-6}$
Déformation maximale du béton	> 0.0093	> 0.0093	> 0.0093
Soulèvement (mm)	3.28	3.28	3.28

Tableau 4-10 Résumé de la séquence du comportement de la pile P4 et ses paramètres associés

Déplacement	$\mu_{\Delta} < 2$ (< 60 mm)	$\mu_{\Delta} = 2.5$ (75 mm)	$\mu_{\Delta} = 3$ (90 mm)	$\mu_{\Delta} = 3.5$ (105 mm)
Endommagement	Fissures mineures	Fissures mineures, initiation de l'écaillage	Écaillage localisé	Écaillage localisé
Courbure maximale (mm^{-1})	61×10^{-6}	78×10^{-6}	88×10^{-6}	$> 88 \times 10^{-6}$
Déformation maximale du béton	0.0033	0.0063	0.01	> 0.01
Soulèvement (mm)	3.1	3.6	3.86	3.8

Déplacement	$\mu_{\Delta} = 4$ (120 mm)	$\mu_{\Delta} = 5$ (150 mm)	$\mu_{\Delta} = 6$ (180 mm)
Endommagement	Écaillage	Écaillage, flambement visible des armatures	Flambement visible, rupture des armatures
Courbure maximale (mm^{-1})	$> 88 \times 10^{-6}$	$> 88 \times 10^{-6}$	$> 88 \times 10^{-6}$
Déformation maximale du béton	> 0.01	> 0.01	> 0.01
Soulèvement (mm)	3.61	3.61	3.61

En résumé, la deuxième partie de cette campagne expérimentale sur piles préfabriquées a démontré la viabilité de cette conception pour la résistance parasismique.

- Les piles préfabriquées ont une résistance égale ou supérieure à une pile construite traditionnellement. La pile P2 présente une capacité à maintenir sa charge sur de très grands déplacements, tandis que les piles P3 et P4 présentent une perte de capacité, initiée par une perte de l'enrobage tôt dans l'essai au-dessus du joint en BFUP.
- Pour des déplacements de 120 mm et moins, les piles préfabriquées présentent un endommagement beaucoup moins important que la pile de référence. L'endommagement est localisé au haut du joint, dans le béton ordinaire.

- pour un même taux d'armature, la pile préfabriquée présente un niveau de performance parasismique supérieur à celui de la pile construite de façon traditionnelle
- La pénétration de la rotule plastique dans la semelle correspond bien au terme $0.022f_{ye}d_b$ recommandé dans les guides de conception. Cependant, le BFUP limite la pénétration de la rotule plastique dans le joint au premier étrier, comme observé par Dagenais (2014).
- Le gainage des barres d'armatures permet d'augmenter considérablement la pénétration de la rotule plastique dans le joint en BFUP. Ce gainage permet plus de déformations dans les barres, qui devraient augmenter le soulèvement au niveau du joint froid, à l'interface entre la base de la colonne et de la semelle. Dans le cadre des essais, ce phénomène n'a pas été observé, dû à la résistance trop élevée au bas du joint. Il est important de ne pas surdimensionner cette longueur car elle peut conduire à des déplacements résiduels supérieurs.
- La dégradation de la rigidité s'apparente à celle de la colonne conventionnelle. Pour de petits déplacements, les colonnes préfabriquées présentent une perte de 40% tandis que la colonne de référence présente une perte de 50%. Par la suite, la dégradation est semblable.
- Les piles préfabriquées présentent une meilleure capacité à dissiper l'énergie. Cette capacité est cependant limitée due à la deuxième rotule plastique qui se forme au haut du joint.

5 ANALYSES PAR ÉLÉMENTS FINIS

Ce chapitre présente les différents modèles par éléments finis des spécimens. Le logiciel d'élément finis ABAQUS/Explicit (Hibbitt et al., 2014) et le modèle constitutif du béton EPM3D (Massicotte, B. & Ben Ftima, 2017) ont été choisis. L'analyse est de type « statique non-linéaire par poussées incrémentales. ». L'objectif du présent chapitre est de confirmer, à l'aide de modèles numériques, le comportement observé expérimentalement. Pour ce faire, l'enveloppe des courbes hystérétiques force-déplacement, le patron de plastification des barres dans la colonne ainsi que les zones d'écrasement du béton sont comparés. Ces analyses permettent aussi d'observer le comportement des barres d'armatures à de plus grandes déformations dans l'essai, servant de complément à l'instrumentation en place durant l'essai (jauges, LVDT, système optique). Il convient de préciser que les modèles utilisent les propriétés mesurées des matériaux et n'ont pas été ajustés ou modifiés pour s'approcher davantage des résultats expérimentaux.

5.1 Propriétés mécaniques

Les différentes propriétés mécaniques des modèles sont présentées dans cette section. Deux essais sur des petits modèles sont réalisés afin de valider les lois de compression et de traction d'EPM3D pour le BFUP. Un essai de traction direct sur une barre d'armature est aussi réalisé pour valider la loi de l'acier.

5.1.1 Éléments utilisés

L'élément utilisé est le C3D8R où un seul point d'intégration est utilisé, comme le montre la figure 5-1. Les déformations ainsi que les contraintes sont calculées au niveau du point d'intégration, ce qui demande d'avoir un maillage raffiné en flexion, en particulier pour bien reproduire la fissuration.

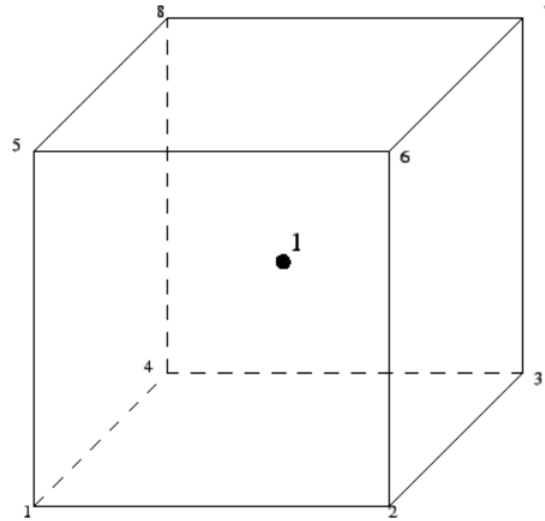


Figure 5-1 Élément C3D8R utilisé dans les analyses

Les déformations ainsi que les contraintes sont plus précises au niveau du point d'intégration, ce qui demande d'avoir un maillage raffiné pour obtenir de bons résultats. De plus, un tel élément est susceptible d'avoir des problèmes de « *hourglass* », comme le montre la figure suivante figure 5-2.

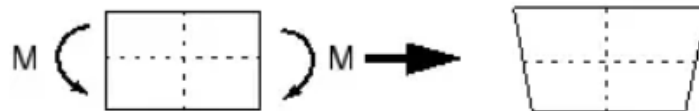


Figure 5-2 Illustration du problème de type « *hourglass* »

Ce problème est lié au manque de rigidité d'un élément à résister à un effort de flexion. En effet, lorsqu'un élément est soumis à un effort de flexion, cela n'engendre aucune déformation au niveau du point d'intégration alors que ni l'angle entre les lignes pointillées et ni la longueur de la ligne horizontale ont changé. Sans rigidité impliquée, cela peut causer des déformations importantes. Une énergie artificielle est donc ajoutée au modèle afin de résister à ce type de déformation. Cependant, cette énergie artificielle ne devrait jamais dépasser 5% de l'énergie interne totale (Ben Ftima, 2018).

5.1.2 Validation des lois de matériaux

Afin de valider les différentes lois de matériaux, un cube de dimension $25 \times 25 \times 25$ mm est modélisé et maillé à l'aide d'un seul élément. Les déplacements sont restreints sur une face par axe alors qu'un déplacement est appliqué à une des faces libres de se déplacer. Chaque propriété de matériau est ensuite assignée au cube permettant de voir la réponse numérique de celle-ci. La figure 5-3 présente ledit cube. Une face par axe est restreinte de mouvement, et le déplacement est imposé à une seule autre face.

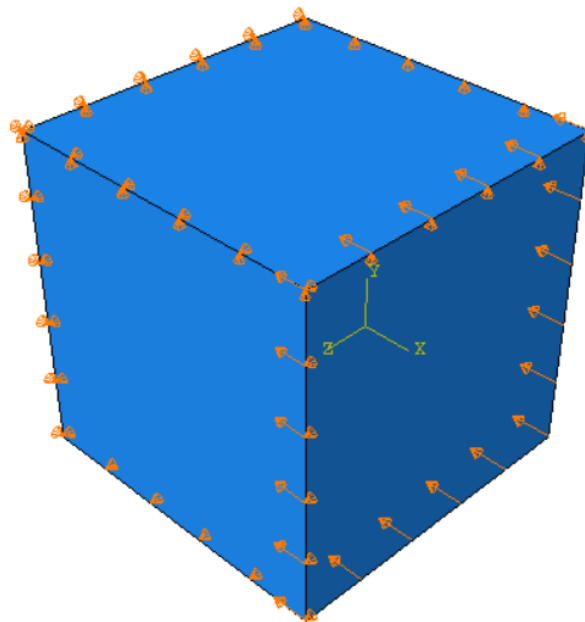


Figure 5-3 Cube utilisé pour valider les lois de matériaux

5.1.2.1 Comportement en compression du BFUP

Un béton ayant une résistance de 120 MPa est utilisé. Comme le montre la figure 5-4, la loi qu'utilise EPM3D pour le BFUP sous-estime légèrement la capacité en compression du béton, qui s'avère conservateur pour des usages de conception. La figure 5-4 présente le comportement numérique uniaxial en compression du béton fibré, exprimée en contraintes-déformations. Le pic se situe près de 116 MPa en compression pour une déformation axiale de près de $4500 \mu\text{m/m}$.

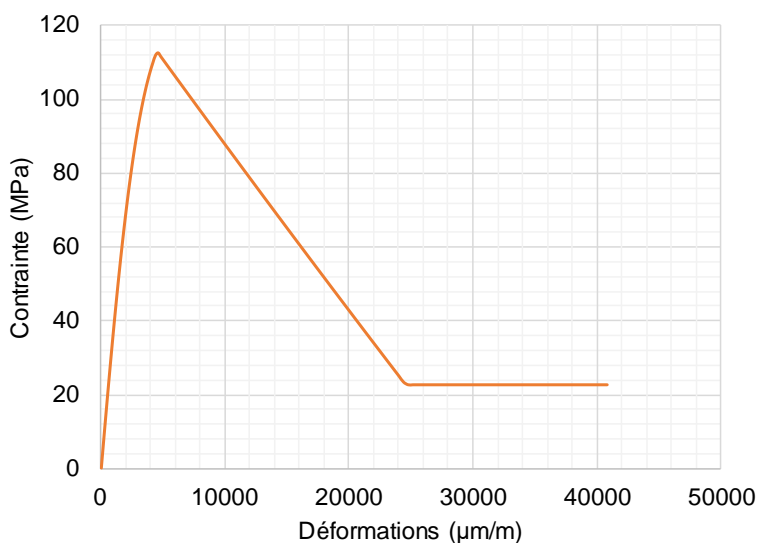


Figure 5-4 Comportement en compression uniaxial du béton selon la loi de matériau EPM3D

5.1.2.2 Comportement en traction du BFUP

Les résistances en traction du BFUP en traction (fissuration de la matrice et résistance ultime) sont réduites de 50% par rapport aux résultats expérimentaux en traction directe sur les os (voir figure 4-13). Toutefois la déformation au pic mesurée expérimentalement et l'ouverture maximale des fissures mesurées expérimentalement sont conservées. Cette réduction, qui suit les recommandations de (Lagier, Fabien et al., 2016), permet de tenir compte de la répartition aléatoire des fibres dans le joint par rapport à la condition favorable utilisée pour confectionner les os ou les tirants. Les figures 5-5 et 5-6 présentent le résultat numérique du comportement du BFUP en traction, pour le cube mentionné précédemment.

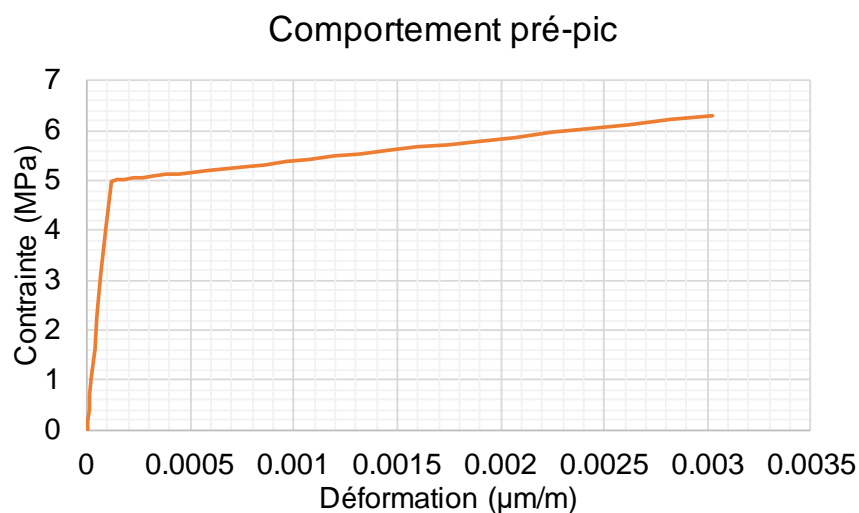


Figure 5-5 Comportement pré-pic du BFUP en traction

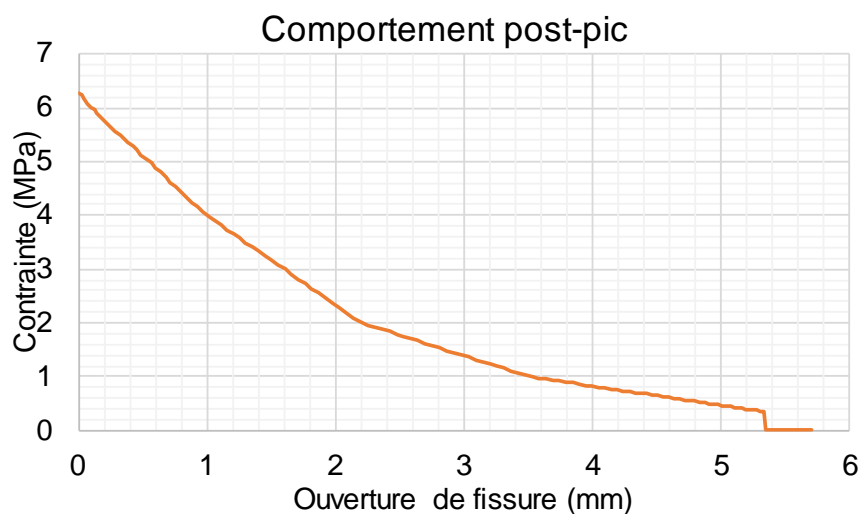


Figure 5-6 Comportement post-pic du BFUP en traction

5.1.2.3 Comportement en traction de l'acier

La courbe des contraintes en fonction des déformations doit être implantée dans Abaqus en adoptant les contraintes et déformations vraies, calculées avec l'aire réelle, et non les valeurs nominales, calculées avec l'aire initiale. Cet effet est particulièrement visible pour des barres d'aciers d'armatures, où un changement de section important survient lors de l'écroutissement de celle-ci. Avec ABAQUS, les deux relations suivantes permettent de passer des déformations de la relation contrainte-déformation nominale à vraie :

$$\sigma_{vraie} = \sigma_{nominale} \times (1 + \varepsilon_{nominale}) \quad (5.1)$$

$$\varepsilon_{vraie} = \ln(1 + \varepsilon_{nominale}) \quad (5.2)$$

La figure 5-7 présente les courbes vraie et nominale pour les barres 25M, tirée des essais expérimentaux présentés à la section 4.3.3.1. La figure 5-8 présente la courbe contrainte-déplacement obtenue à la suite de la validation de la loi de l'acier.

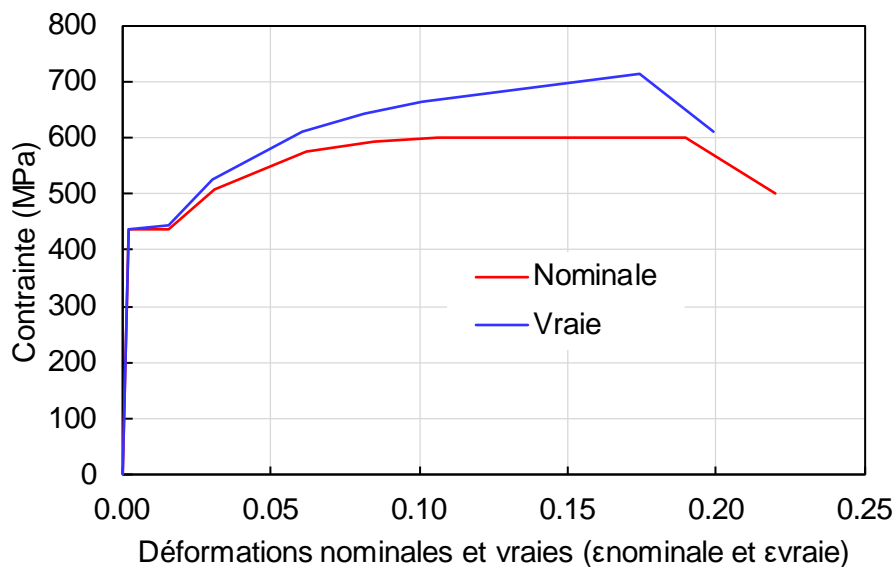


Figure 5-7 Courbe contraintes déformations pour les déformations nominales et vraies

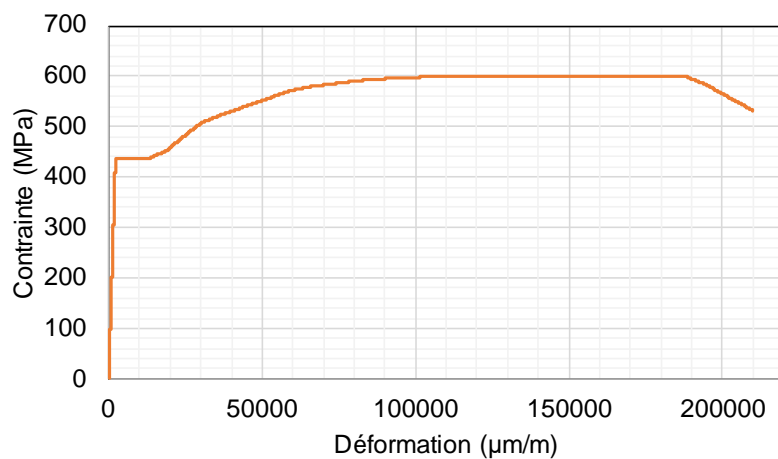


Figure 5-8 Courbe contraintes-déformations de l'acier obtenu de l'analyse numérique dans Abaqus

5.2 Modèle numérique

5.2.1 Définition du modèle

La figure 5-9 présente la pile de pont ainsi que les éléments qui la composent. Le modèle utilisé est inspiré du modèle de Philippe Darveau. Les éléments de béton sont des éléments « solides déformables 3D » tandis que l'armature modélisée à l'aide d'éléments de treillis. Les différentes propriétés sont assignées à chacune des sections composant la géométrie du modèle, résumé dans le tableau 5-1. La plaque de chargement est ajoutée afin de mieux représenter le transfert des efforts de l'équerre au chevêtre en laboratoire. Cette plaque est liée au chevêtre à l'aide de la fonction « *tie* », signifiant qu'il ne peut y avoir de séparation.

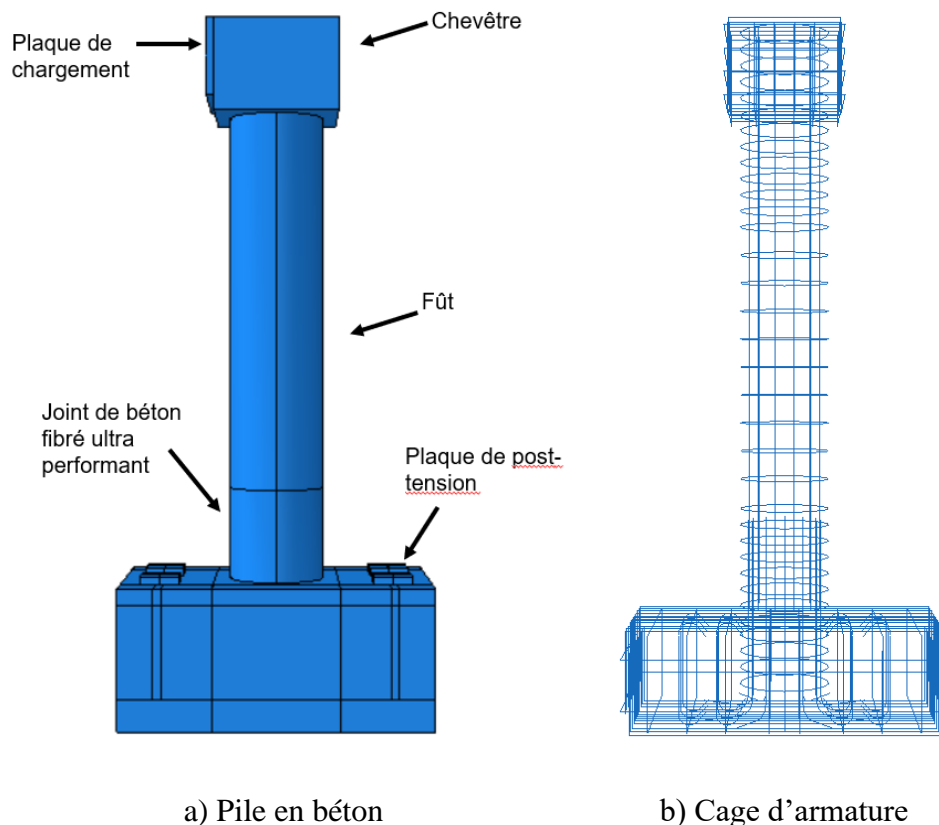


Figure 5-9 Géométrie de la colonne ainsi que la cage d'armature

Tableau 5-1 Éléments et matériaux utilisés dans le modèle numérique

Élément	Matériau⁽¹⁾	Commentaire
Chevêtre	EPM3D – Béton NL	
Fût (noyau)	EPM3D – Béton NL - Sans raidissement	
Fût (extérieur)	EPM3D - Béton NL - Avec raidissement	Raidissement actif sur une épaisseur de 200 mm dans la direction des armatures longitudinales
Joint BFUP	EPM3D – Béton fibré NL	Propriétés réduites de 50% pour tenir compte de l'orientation des fibres
Semelle	EPM3D – Béton NL - Avec raidissement	
Acier d'armature	Acier plastique - NL	Propriétés contrainte-déformation en formulation vraie
Acier de post-tension	Acier - Plastique	Coefficient d'expansion thermique pour la post-tension
Plaque post-tension	Acier - Élastique	Rigide
Plaque rigide 6DDL	Acier - Élastique	Rigide
Plaque de chargement	Acier - Élastique	Rigide

(1) : NL = non linéaire

Les propriétés du béton, ordinaire ou BFUP, sont entrées manuellement et traitées par le module EPM3D et contiennent 61 variables. La figure 2-40 à la section 2.5.2.2 montre comment définir la courbe en traction du BFUP dans EPM3D. Il est à noter que les deux premiers points doivent être en contraintes/déformations, puis les 5 autres points en contraintes/ouverture de fissures. Deux modèles de béton ordinaire sont modélisés, avec et sans raidissement en traction. Le raidissement en traction est un phénomène où la phase adoucissante du béton est moins accentuée due à la présence des aciers d'armatures associée à l'interaction béton-armature. La figure 5-10 présente la différence entre un béton avec et sans raidissement en traction. Le béton avec raidissement est appliqué à la couche de béton entourant les aciers d'armatures longitudinaux sur une épaisseur de $7.5 d_b$ autour des barres, comme le recommande le Code Modèle du comité Euro-International du béton (Massicotte, Bruno et al., 1990).

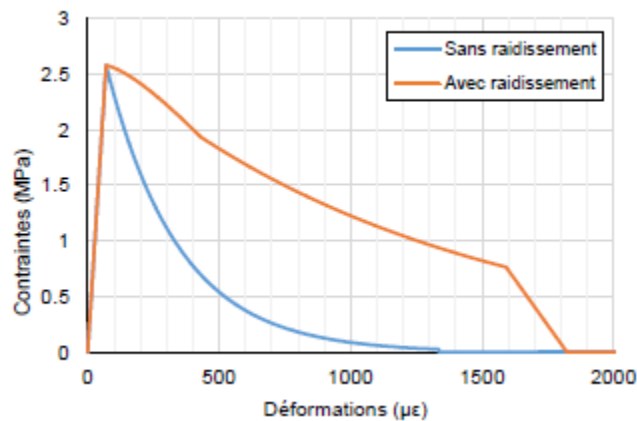


Figure 5-10 Relation contrainte-déformation pour un béton avec et sans raidissement en traction, calculé à l'aide d'EPM3D sur un cube de 25 mm (Darveau, 2018)

5.2.1.1 Modélisation de la rotule plastique dans le modèle numérique

Les aciers d'armatures dans la pile et la semelle sont noyés dans les éléments l'entourant, soit le béton (condition « *embedded* » dans ABAQUS). Ce type d'interaction ne permet pas le glissement des barres dans le béton, négligeant l'effet de fendage créé par les crénelures dans les zones où sont ancrées les barres. Ceci peut influencer les résultats obtenus sur les longueurs d'ancrages, notamment au niveau de la pénétration de la rotule plastique dans la semelle. En réalité, après quelques cycles, les barres provenant de la semelle auront fait fissurer le béton autour des barres et rompu le lien armature-béton (Dagenais, M. A., 2014; Darveau, 2018; Murphy et al., 2020). Afin de simuler ce phénomène dans le modèle numérique sans avoir recours à la modélisation fine des crénelure (Rosini, 2018), les barres provenant de la semelle sont désolidarisées du béton sur une longueur correspondant au terme $0.022f_y d_b$ (voir section 2.2.2.2), soit 250 mm pour les barres 25M et 300 mm pour les barres 30M.

5.2.2 Maillage

La taille du maillage utilisé est la même que celle de Philippe Darveau, soit 25 mm. Ce choix permet d'uniformiser les modèles et les résultats. De plus, cette taille est suffisamment fine pour

bien modéliser les ruptures en traction dans la semelle. De plus, le maillage de 25 mm permet de bien modéliser les contraintes dans l'enrobage des barres comprimées des colonnes (qui est relativement petite) et de permettre d'inclure autant les zones pré-pic que post-pic en compression. Avec cette taille on obtient une courbe plus douce pour le post-pic du béton en compression. En effet, comme expliqué à la section 2.5.2.1.2, équation 2.11, la pente adoucissante du béton est fonction de la grosseur des éléments qui est plus abrupte pour un maillage plus grossier. Le choix de 25 mm est un compromis entre une bonne prédiction du comportement et le temps de calcul. La figure 5-11 présente le maillage du modèle.

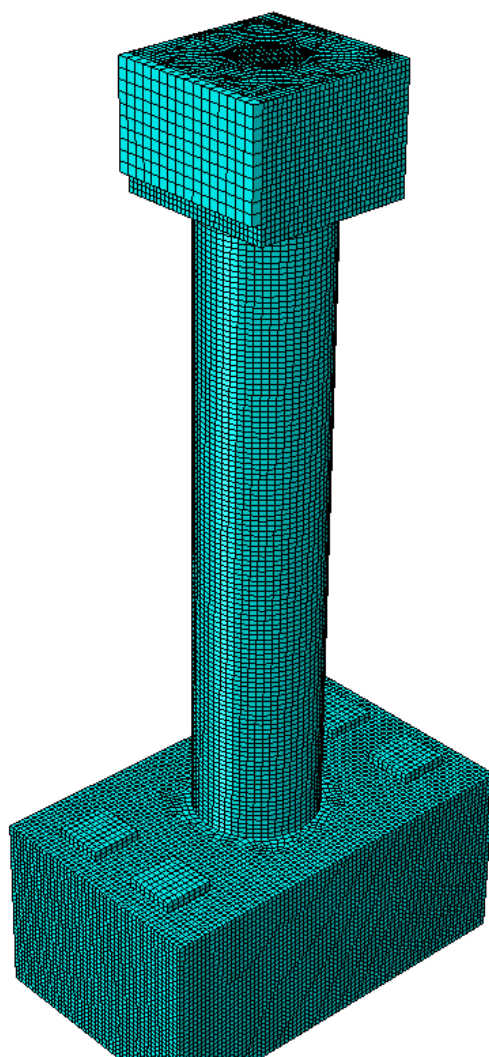
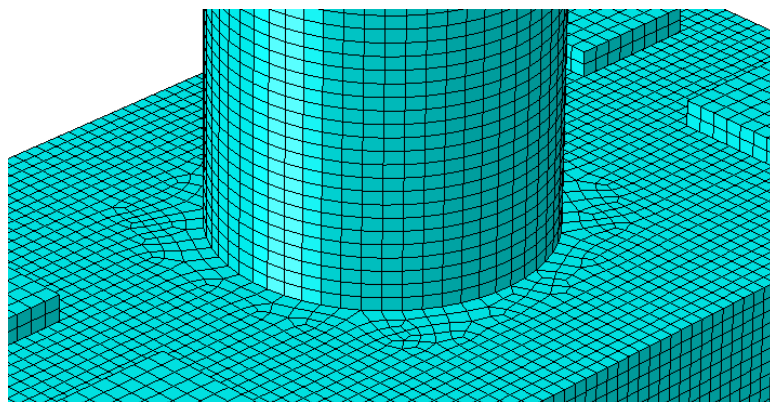
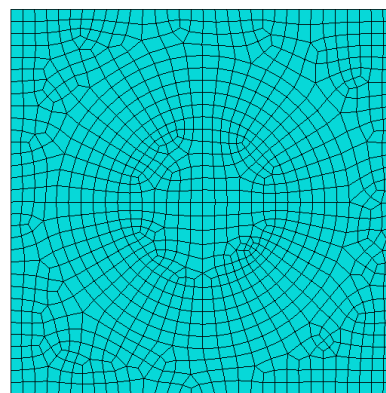


Figure 5-11 Maillage global

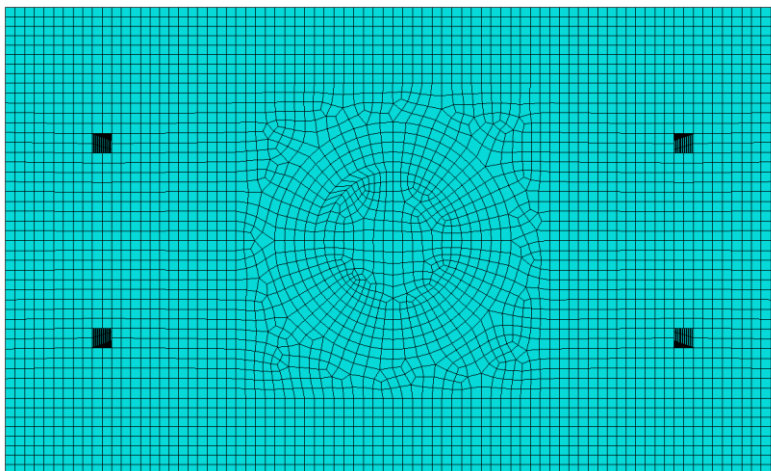
Puisque la colonne est ronde, le maillage aux extrémités inférieure et supérieure dans le chevêtre et la semelle n'est pas uniforme. Une fois la semelle partitionnée, il est possible d'obtenir un maillage où les éléments ont sensiblement la même taille. Même s'ils ne sont pas carrés, l'objectif est d'obtenir un élément où le ratio de ses côtés avoisine 1, limitant ainsi leurs distorsions pendant l'analyse. La figure 5-12 présente la transition d'un maillage circulaire à rectangulaires pour le chevêtre et la semelle.



a) Base de la colonne



b) Chevêtre



c) Vue sous la semelle

Figure 5-12 Variation du maillage

5.2.3 Ancrage du modèle à la dalle du laboratoire

Afin de reproduire les conditions du laboratoire où la semelle est ancrée à l'aide de tiges filetées avec une tension de 800 kN, des éléments d'acier sont utilisés et mis en tension avec un coefficient d'expansion thermique. Les éléments sont parfaitement ancrés à la dalle rigide du laboratoire et aux plaques sur le dessus de la semelle. Ces barres sont désolidarisées du béton de la semelle comme montré sur la figure 5-13. Le coefficient d'expansion thermique connu, il est possible d'appliquer une variation de température négative afin de raccourcir les barres, créant ainsi une précontrainte. La figure 5-13 montre ces éléments.

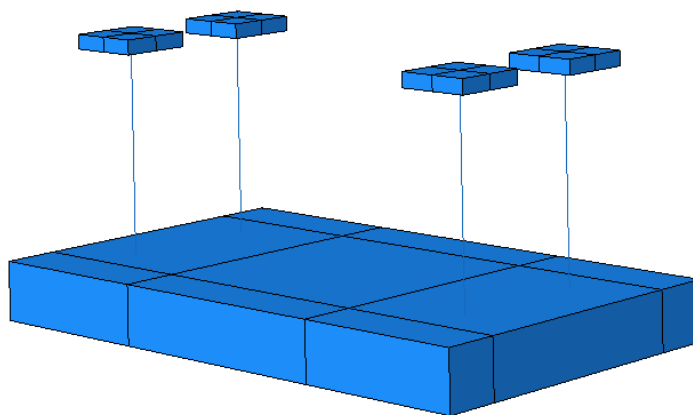


Figure 5-13 Plaque rigide et système d'ancrage pour modèle numérique

La plaque d'acier rigide est restreinte de mouvement ainsi que de rotation.

5.2.4 Application des charges

Des analyses modales, réalisées par Philippe Darveau et validées dans ce projet, ont permis d'obtenir les périodes des différents modes de vibrations. Le premier mode présente une période fondamentale de 0.11 seconde et le deuxième mode une période de 0.0092 seconde. Afin d'obtenir une analyse stable et statique, le temps d'application de la charge correspond à 20 fois la période du mode, dépendant du type de charge appliquée. Les étapes suivantes sont utilisées dans les analyses numériques :

1. application du gradient thermique sur les barres post-tension (-800 kN);
2. application de la charge axiale sur la colonne (1000 kN);

3. application d'une vitesse sur la plaque de chargement, simulant l'action d'une charge horizontale;
4. détermination de la force horizontale appliquée à partir de la réaction d'appui horizontale.

5.3 Résultats

5.3.1 Enveloppe des courbes hystérétiques

Les figures 5-14 5-15 et 5-16 présentent l'enveloppe des résultats obtenus à la suite de l'analyse statique non-linéaire par poussées incrémentales pour respectivement les piles P2, P3 et P4. L'analyse est effectuée jusqu'à un déplacement maximal d'environ 180 mm, limite où le modèle est encore stable. Dépassé ce seuil, la perte du béton engendre trop d'énergie artificielle et le modèle devient instable. Pour les trois piles, la plastification des aciers d'armatures se produit à 32 mm, qui correspond bien à la valeur de 30 mm qui a été observé expérimentalement. Les courbes obtenues numériquement pour les trois piles reproduisent avec une excellente précision les tendances décrites par les enveloppes des résultats expérimentaux. La même analyse étant utilisée en déplacements positifs et négatifs fait en sorte que la différence entre les analyses et les résultats expérimentaux provient de la non-symétrie des piles testées au laboratoire. La pente ascendante, la charge maximale et la flèche associée ainsi que la pente descendante du comportement charge horizontale / déplacement latéral passé le pic sont bien reproduits par le modèle numérique. Il est à noter que les courbes présentées sont les données brutes extraites du logiciel Abaqus et qu'aucun ajustement n'a été apportés. Ces courbes ne tiennent compte que des propriétés de matériaux entrées aux préalables.

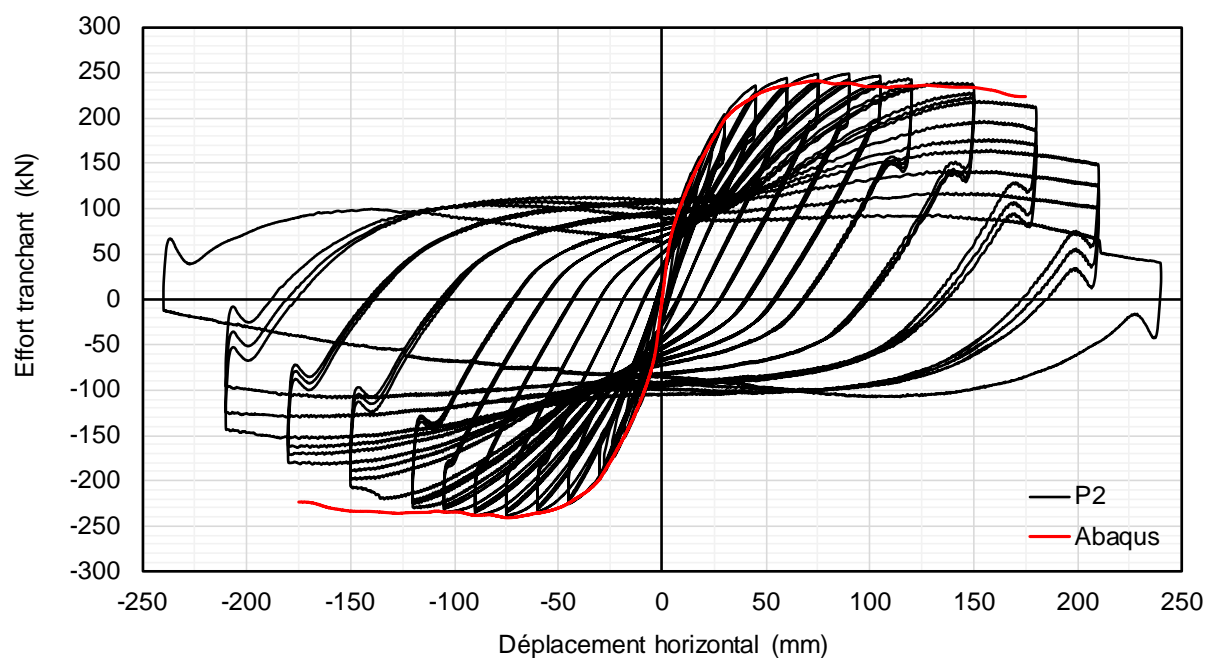


Figure 5-14 Enveloppe de la courbe force-déplacement, pile P2

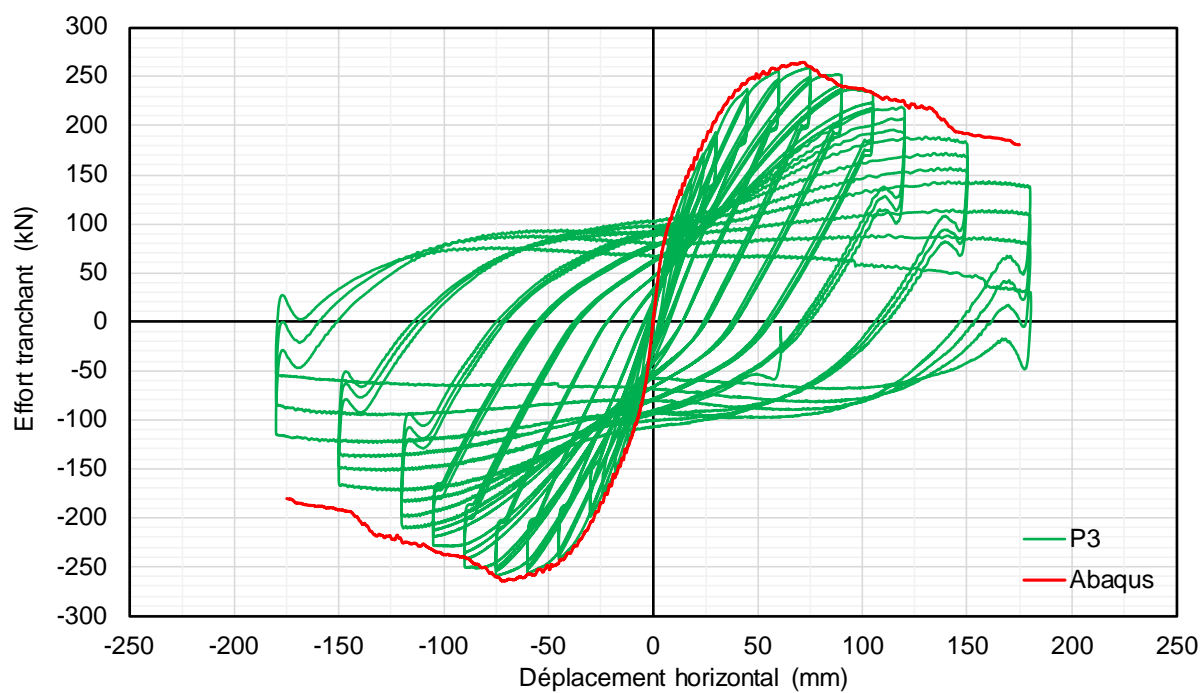


Figure 5-15 Enveloppe de la courbe force-déplacement, pile P3

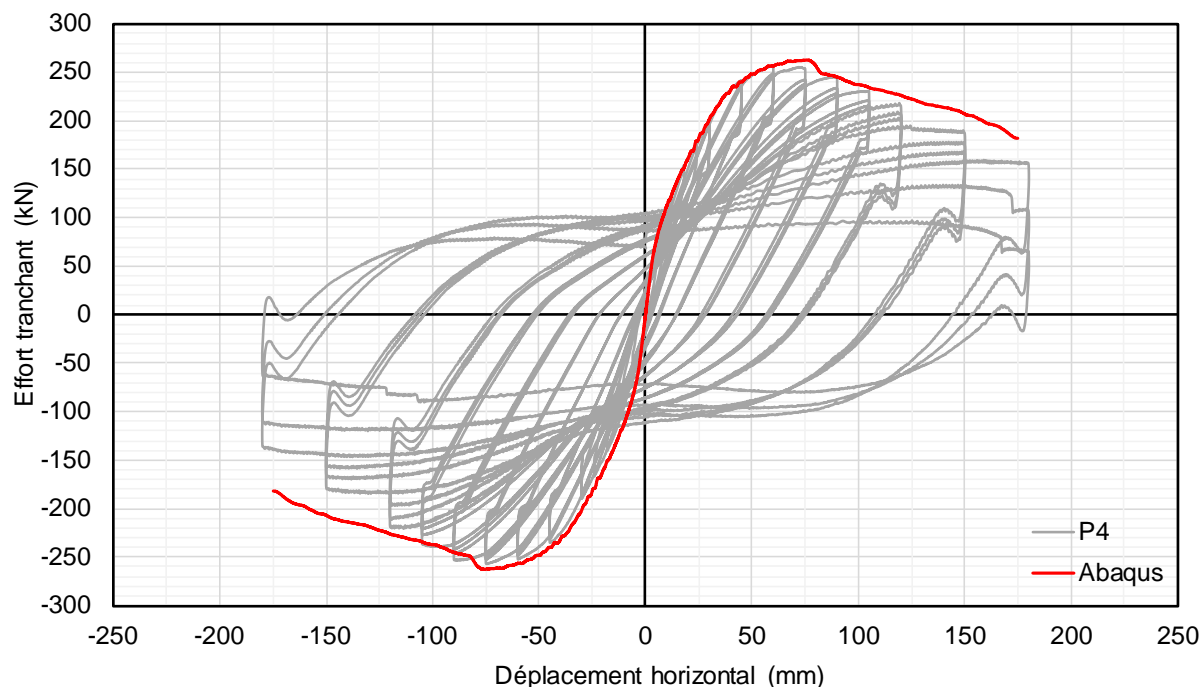


Figure 5-16 Enveloppe de la courbe force-déplacement, pile P4

5.3.2 Séquence d'endommagement des piles

Afin de comprendre la différence entre les piles P2, P3 et P4, une étude du comportement général des piles, de la plastification des barres et de l'endommagement du béton est nécessaire.

5.3.2.1 Déplacement horizontal

La figure 5-17 présente, en premier lieu, le déplacement de la colonne obtenue numériquement à une flèche maximale de 180 mm environ pour les trois piles. On observe que la rotation de la pile P2 s'effectue à la base de la colonne, tandis que pour les piles P3 et P4, le point de rotation se situe au haut du joint, clairement illustré par la cassure au niveau du joint. Pour les piles P3 et P4, ce comportement obtenu numériquement correspond bien à ce qui a été obtenu expérimentalement. Pour la pile P2, l'essai expérimental montre un changement dans le point de rotation aux alentours de 150 mm de déplacement. Dans Abaqus, ce changement n'est pas visible. Les analyses subséquentes de la plastification des barres d'armatures ainsi que des déformations dans le béton aideront à comprendre ce phénomène.

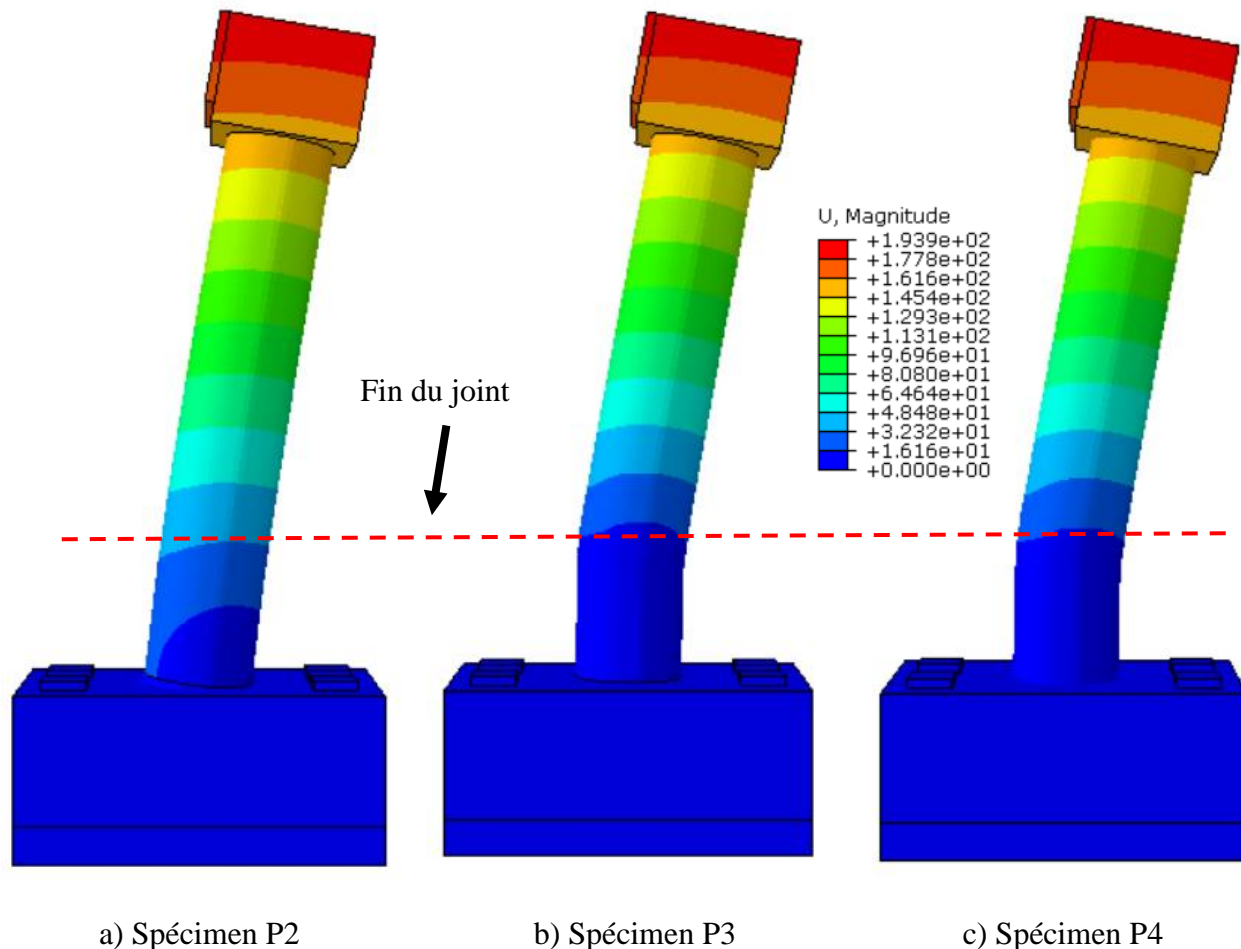


Figure 5-17 Déformée des colonnes à $\Delta = 180$ mm ($\mu_{\Delta} = 6.0$)

5.3.2.2 Plastification des armatures

Les figures 5-18 et 5-19 présentent le patron de plastification des barres d'armatures dans la colonne au niveau du joint. La figure 5-18 présente la plastification alors que les piles atteignent le pic du moment résistant à $\Delta = 75$ mm, tandis que la figure 5-19 présente la plastification à la fin de l'analyse numérique, à un déplacement $\Delta = 180$ mm. Ce patron de plastification correspond à un déplacement de 180 mm, donc à la toute fin de l'analyse. La couleur rouge indique que la barre est plastifiée alors que la couleur bleue correspond à une armature élastique.

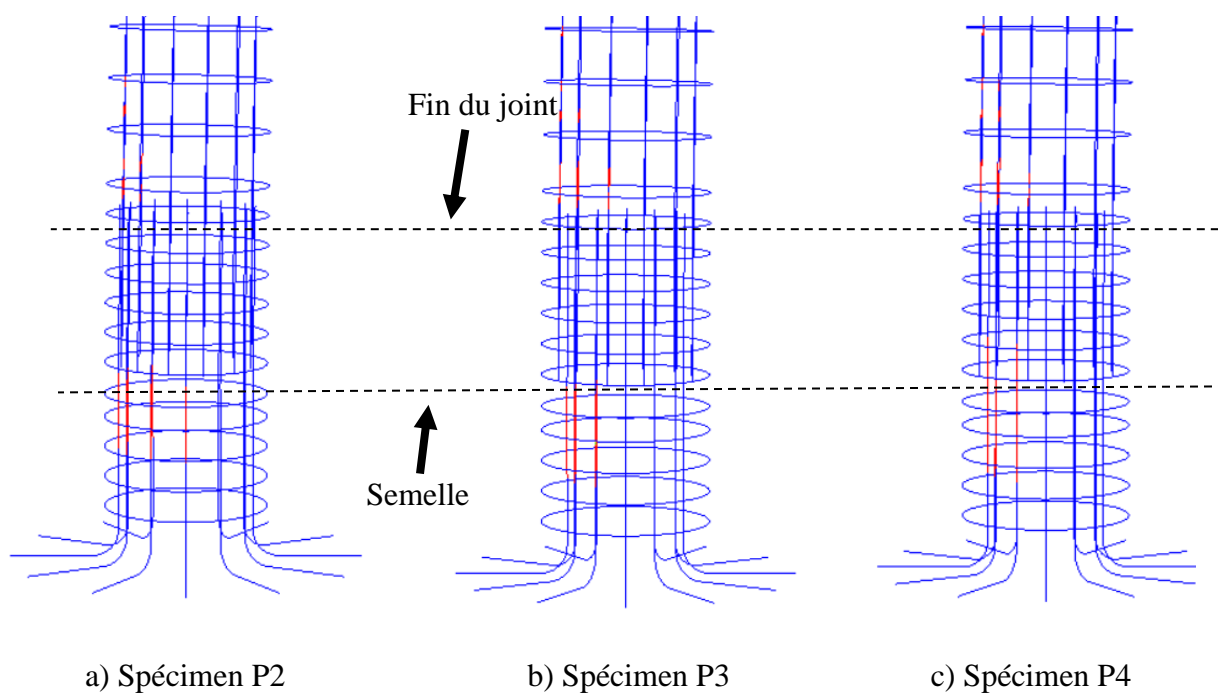


Figure 5-18 Patron de plastification des aciers d'armatures à $\Delta = 75 \text{ mm}$ ($\mu_{\Delta} = 2.5$)

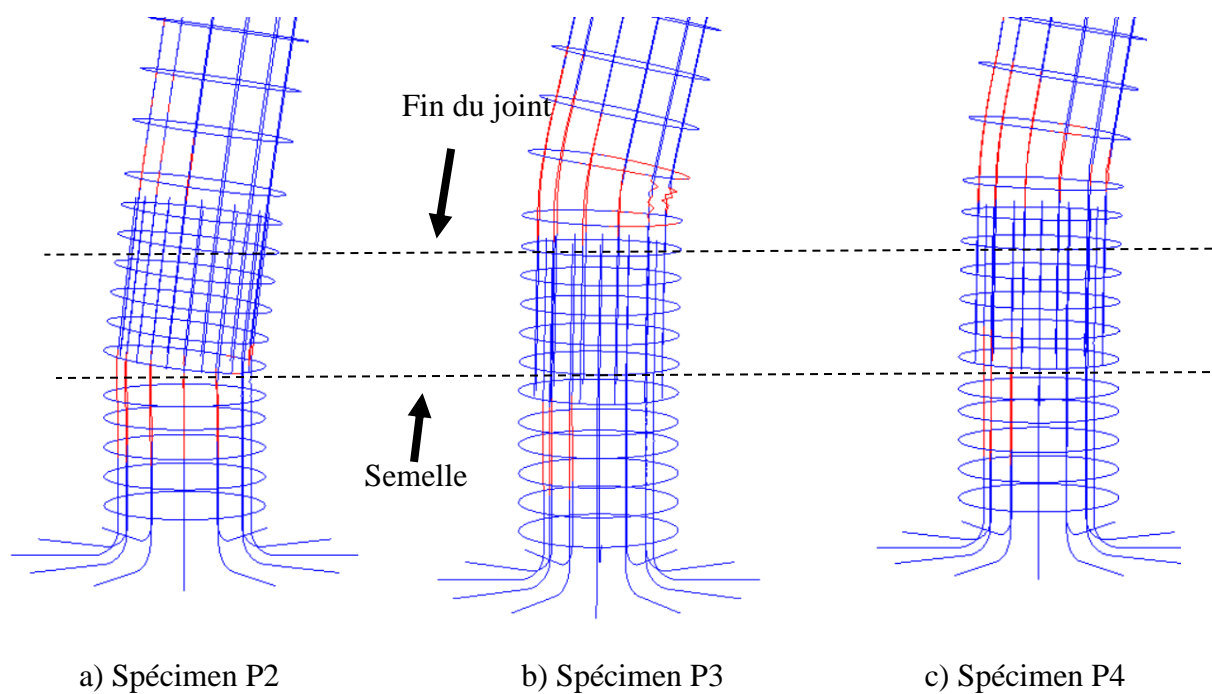


Figure 5-19 Patron de plastification des aciers d'armatures à $\Delta = 180 \text{ mm}$ ($\mu_{\Delta} = 6.0$)

Pour la pile P2, la plastification s'effectue principalement dans la semelle. On remarque également un début de plastification des barres longitudinales provenant de la colonne, du côté en compression. De plus, le point de rotation de la colonne est bien visible, au niveau des armatures plastifiées à la base de la colonne. La longueur de la rotule plastique est de 350 mm, soit une pénétration dans la semelle de 280 mm (dont 250 mm désolidarisé dans le modèle) et 70 mm dans le joint, correspondant à la distance au premier étrier. De plus, on note un commencement de plastification des barres d'armatures au haut du joint, dans la section où les étriers sont moins serrés. Expérimentalement, à 180 mm de déplacement ($\mu_{\Delta} = 6\Delta_y$), il y avait bel et bien plastification des barres d'armatures au-dessus du joint (voir figure 4-79 à figure 4-86).

5.3.2.3 Flambement des armatures

Cependant, comme mentionné précédemment, le point de rotation de la colonne était passé de la base de la colonne au haut du joint. À un stade avancé de déplacement (180 mm pour P2 et 150 mm pour P3 et P4) la présence de flambement des barres d'armatures a été observée. Numériquement, le mode de rupture par flambement des barres ne peut être modélisé avec le choix des éléments. En effet, les armatures longitudinales sont des éléments de treillis et ne peuvent reprendre que les efforts axiaux, sans flexion. Cela dit, puisque ces éléments de treillis ne peuvent reprendre que des efforts axiaux, il ne peut y avoir de flambement, phénomène qui est causé par une combinaison d'efforts axiale et de flexion. La déformation visible des barres longitudinales est due aux déformations du béton qui les entoure. En effet, puisque les éléments de treillis sont liés à l'élément dans lequel ils sont noyés, leurs déformations correspondent aux déformations de l'élément hôte, le béton dans le cas présent. Comme expliqué à la section 4.4.2, expérimentalement, la perte de l'enrobage du béton cause une réduction du bras de levier sur la section en compression, augmentant ainsi la contrainte appliquée au bord de la colonne. Ceci engendre plus de perte de béton, l'exposition des armatures longitudinales et transversales, créant ainsi un nouveau point de rotation au haut du joint de BFUP. Les piles P3 et P4 quant à elles présentent un patron de plastification identique, avec la majeure partie de la plastification se produisant en haut du joint et une partie dans la semelle. Les barres longitudinales en compression au haut du joint ont aussi plastifié.

5.3.2.4 Écrasement du béton

Bien que numériquement le flambement des barres soit impossible à simuler avec les limitations du modèle, ce mode de rupture peut être décelé en regardant l'état de contrainte en compression du béton. En effet, l'écrasement du béton aux pourtours des barres d'armatures annonce une perte de confinement, résultant en une perte de capacité flexionnelle. À l'aide d'EPM3D et de ses différentes variables de post-traitement, il est possible d'identifier les zones où le béton a atteint sa résistance maximale en compression. On utilise la variable SDV3 qui représente l'indice de dommage dans la direction principale 3 (Massicotte, B. & Ben Ftima, 2017). La figure 5-20 ainsi que la figure 5-21 présentent l'état de contrainte du béton dans la colonne, au niveau du joint pour le moment où le moment maximal est atteint et pour un déplacement de 180 mm. Les éléments en rouge représentent le béton écrasé en compression.

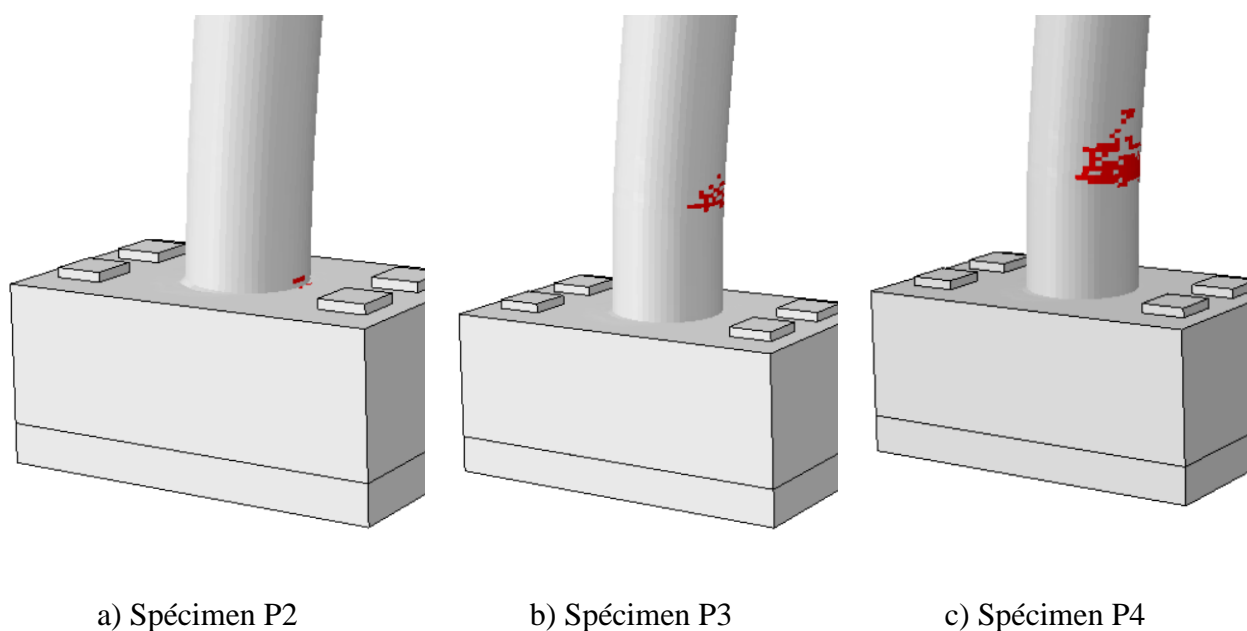


Figure 5-20 Écrasement du béton en compression lorsque le moment maximal est atteint

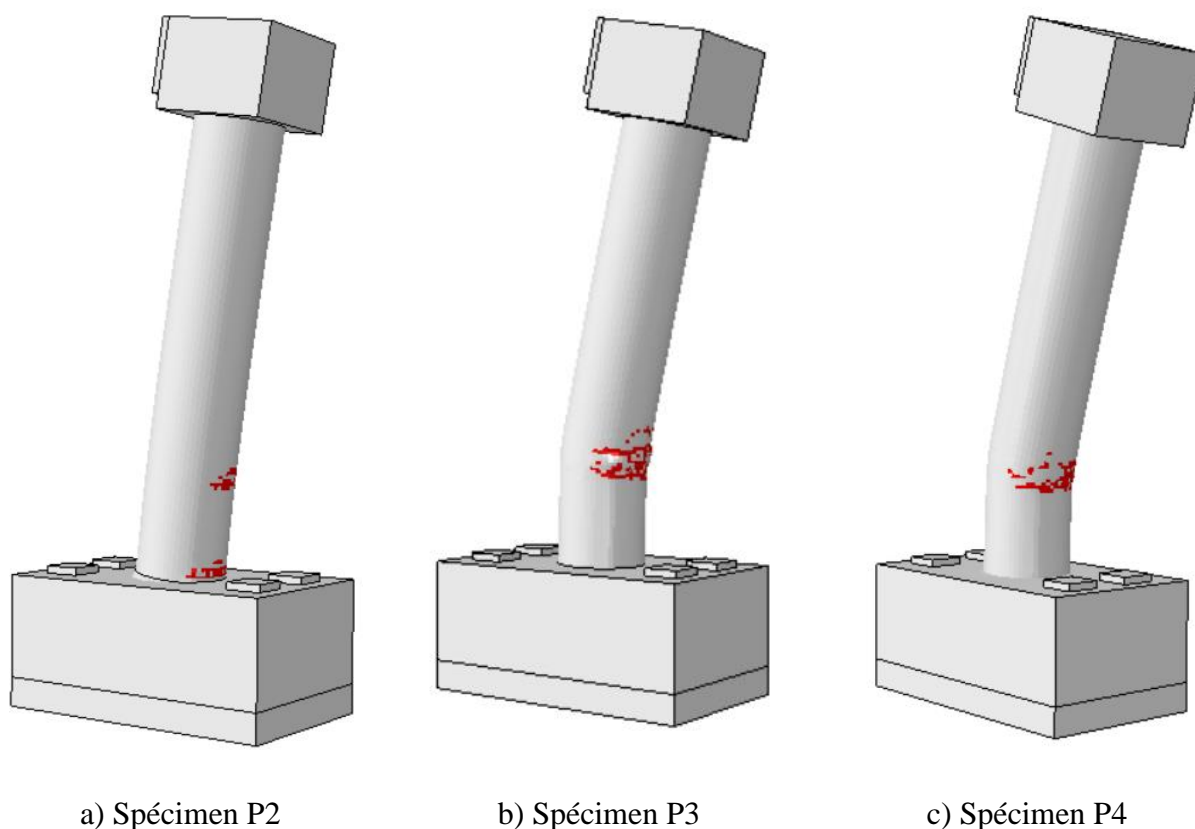


Figure 5-21 Écrasement du béton en compression à $\Delta = 180 \text{ mm}$ ($\mu_{\Delta} = 6.0$)

Lors de l'atteinte du moment maximal, la pile P2 ne présente pas d'écrasement au haut du joint, signifiant que la rotation se produit toujours au bas du joint, comme observé expérimentalement. Les piles P3 et P4, au contraire, sont déjà endommagées au haut du joint. La pile P2 présente, pour un déplacement de 180 mm, un écrasement du béton à la base de la colonne dans le BFUP ainsi qu'au haut du joint, tandis que les piles P3 et P4 présentent un écrasement du béton complet au haut du joint. Il convient de noter que l'indice d'écrasement dans EPM3D a été développé pour du béton normal et ne représente pas tout à fait la réalité pour les bétons fibrés en général. En effet, contrairement aux bétons ordinaires qui éclatent en compression (causant l'écaillage observé expérimentalement), les BRF maintiennent une contrainte même en conditions post-pic, et ce, sans éclatement.

Les résultats numériques concordent avec ce qui a été observé expérimentalement. Pour la pile P2, un endommagement est visible au niveau de la semelle et du bas du joint, tandis que les piles

P3 et P4 présentent un endommagement seulement au haut du joint. Les prochaines figures, 5-22, 5-23 et présentent un zoom sur le joint ainsi que l'écrasement du béton pour les trois piles.

La pile P2 présente un soulèvement à la base beaucoup plus important que les piles P3 et P4. De plus, il est intéressant de voir qu'il n'y a aucun endommagement en compression du béton au niveau de la semelle, pour un déplacement de 180 mm. Au regard de la discussion du chapitre 4, afin d'éviter un mode de rupture par flambement et une deuxième rotule plastique au haut du joint, il importe d'avoir un comportement linéaire élastique du béton en compression au haut du joint.

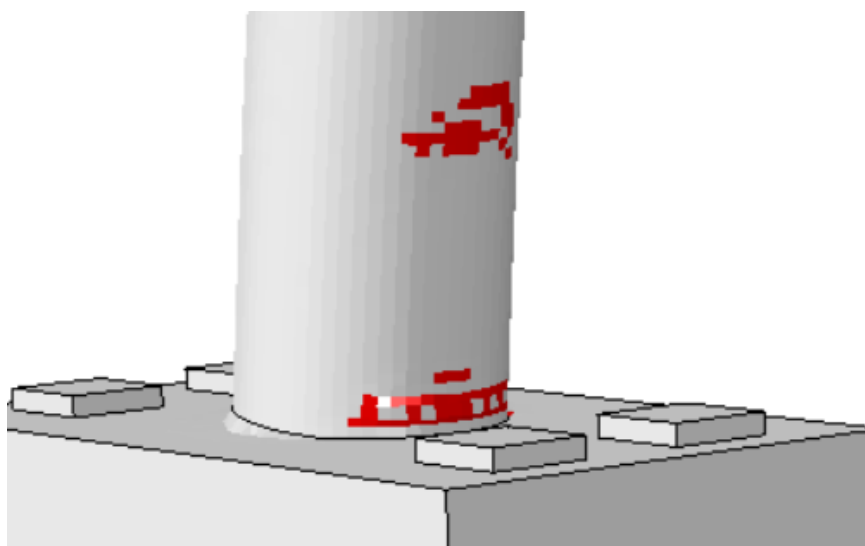


Figure 5-22 Écrasement du béton, pile P2 à $\Delta = 180$ mm ($\mu_{\Delta} = 6.0$)

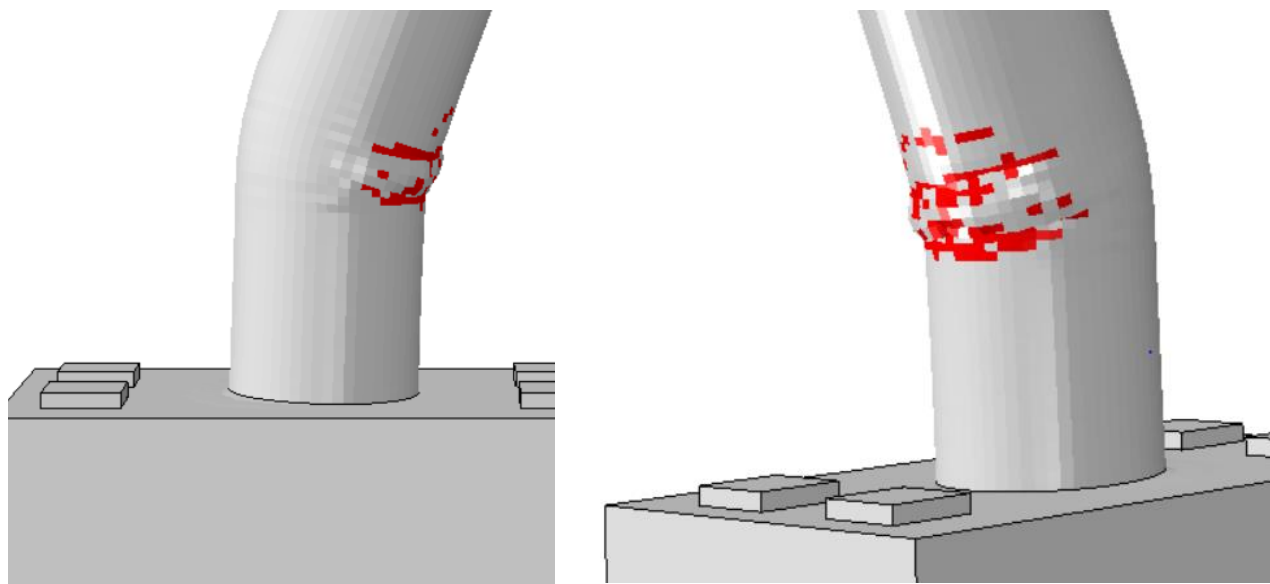


Figure 5-23 Écrasement du béton, pile P3 à $\Delta = 180$ mm ($\mu_{\Delta} = 6.0$)

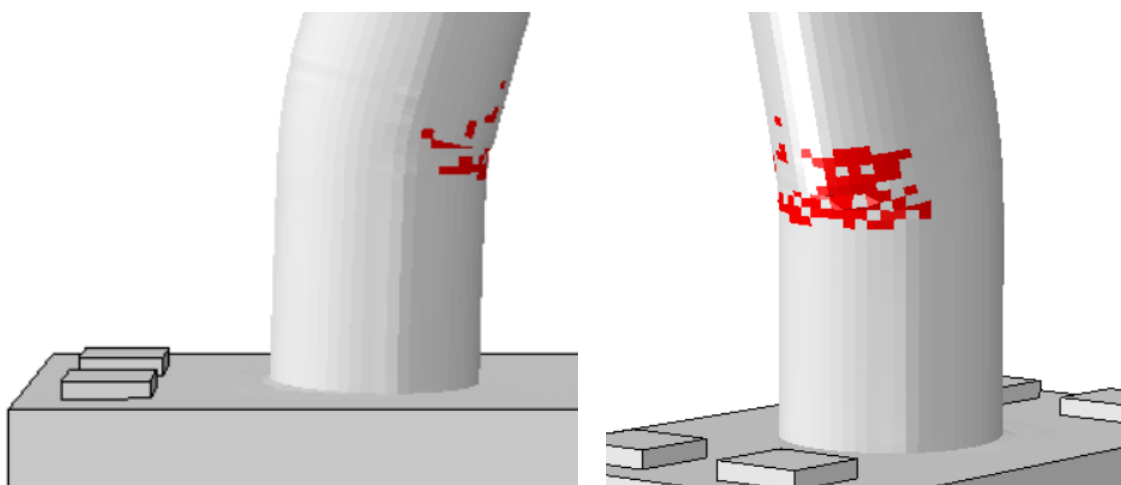


Figure 5-24 Écrasement du béton, pile P4 à $\Delta = 180$ mm ($\mu_{\Delta} = 6.0$)

La figure 5-25 présente le moment où les piles atteignent une déformation supérieure à 0.004 en compression, où les éléments en rouge représentent lesdites déformations.

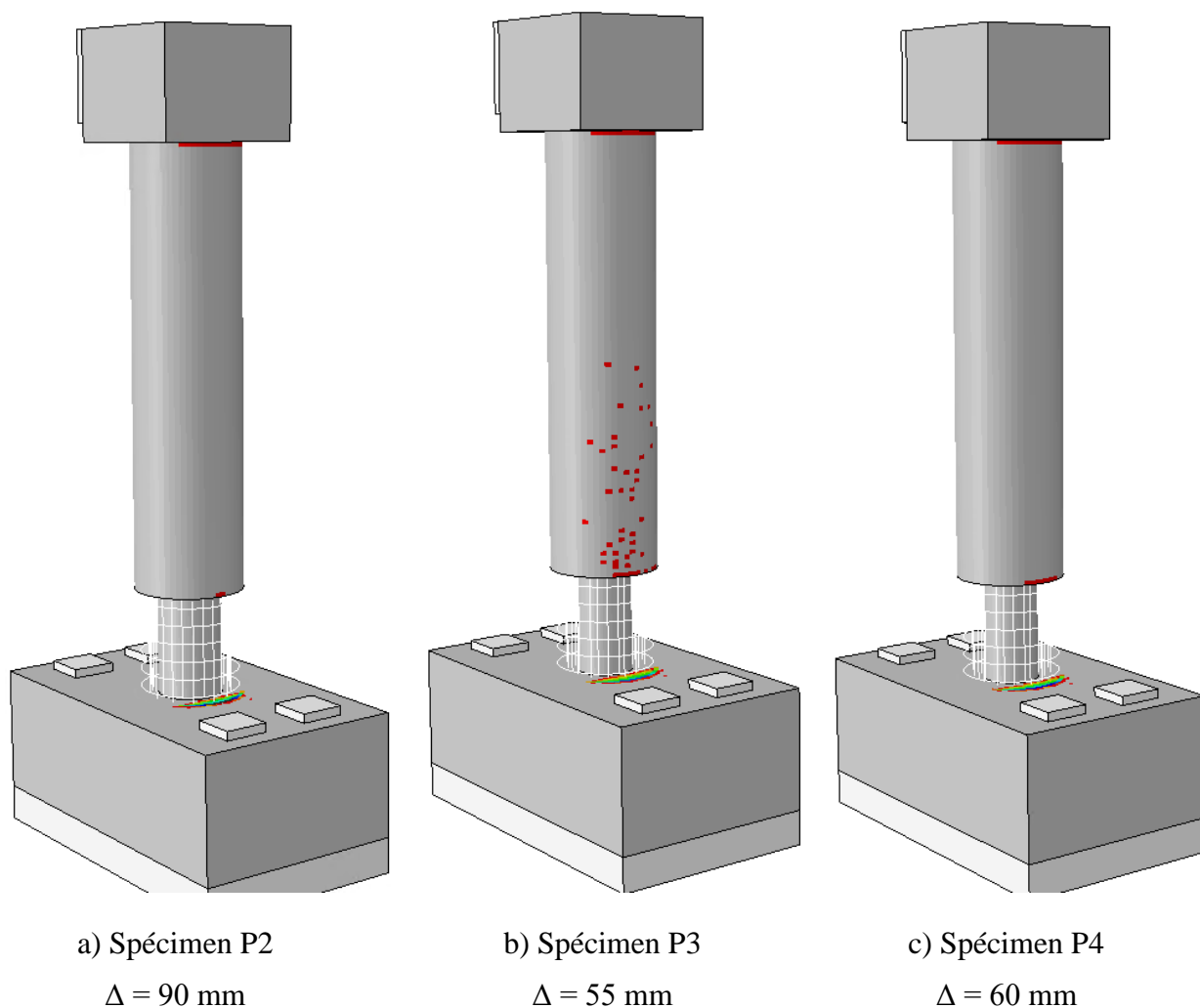


Figure 5-25 Déplacement correspondant à l'atteinte d'une déformation de l'ordre de 0.004ε en compression

À des fins de visualisation, le joint du BFUP a été retiré. La pile P2 atteint la limite de déformation de 0.004 à un déplacement de 90 mm ($\mu_d = 3$) alors que les piles P3 et P4 atteignent respectivement cette limite à 55 mm ($\mu_d = \pm 2.0$) et 60 mm ($\mu_d = 2.0$). Ces déplacements correspondent bien à ce qui a été observé expérimentalement (voir les tableaux 4-8 à 4-10).

5.3.2.5 Fissuration du béton

La figure 5-26 présente les endroits où la contrainte maximale en traction, égale à 2.5 MPa pour le béton ordinaire, est dépassée. Les couleurs sont associées au niveau de fissuration. Le bleu représente les zones pleinement fissurées où le béton a atteint une contrainte de 0 MPa en traction. Les zones en vert et jaune représentent le béton faiblement fissuré alors que le rouge est pour les zones où le béton n'est pas fissuré. En premier lieu, on remarque que les trois piles présentent un début de cône d'arrachement dans la semelle du côté en traction. De plus, on remarque que le béton ordinaire, à l'intérieur du joint, est aussi soumis à des efforts de flexion, bien qu'il soit entouré du BFUP. Ce comportement est lié directement à la cohésion supposée entre le BFUP et le béton ordinaire. La pile P2 présente un endommagement en traction beaucoup plus faible en haut du joint que les piles P3 et P4, en lien direct avec le point de rotation, où la courbure est la plus grande pour les spécimens P3 et P4. On remarque aussi une perte de résistance en traction du béton du côté en compression. Ceci est dû à l'écrasement du béton en compression. En effet, avec EPM3D, l'écrasement en compression du béton dans n'importe quel axe principal conduit à une résistance nulle en traction dans toutes les directions principales.

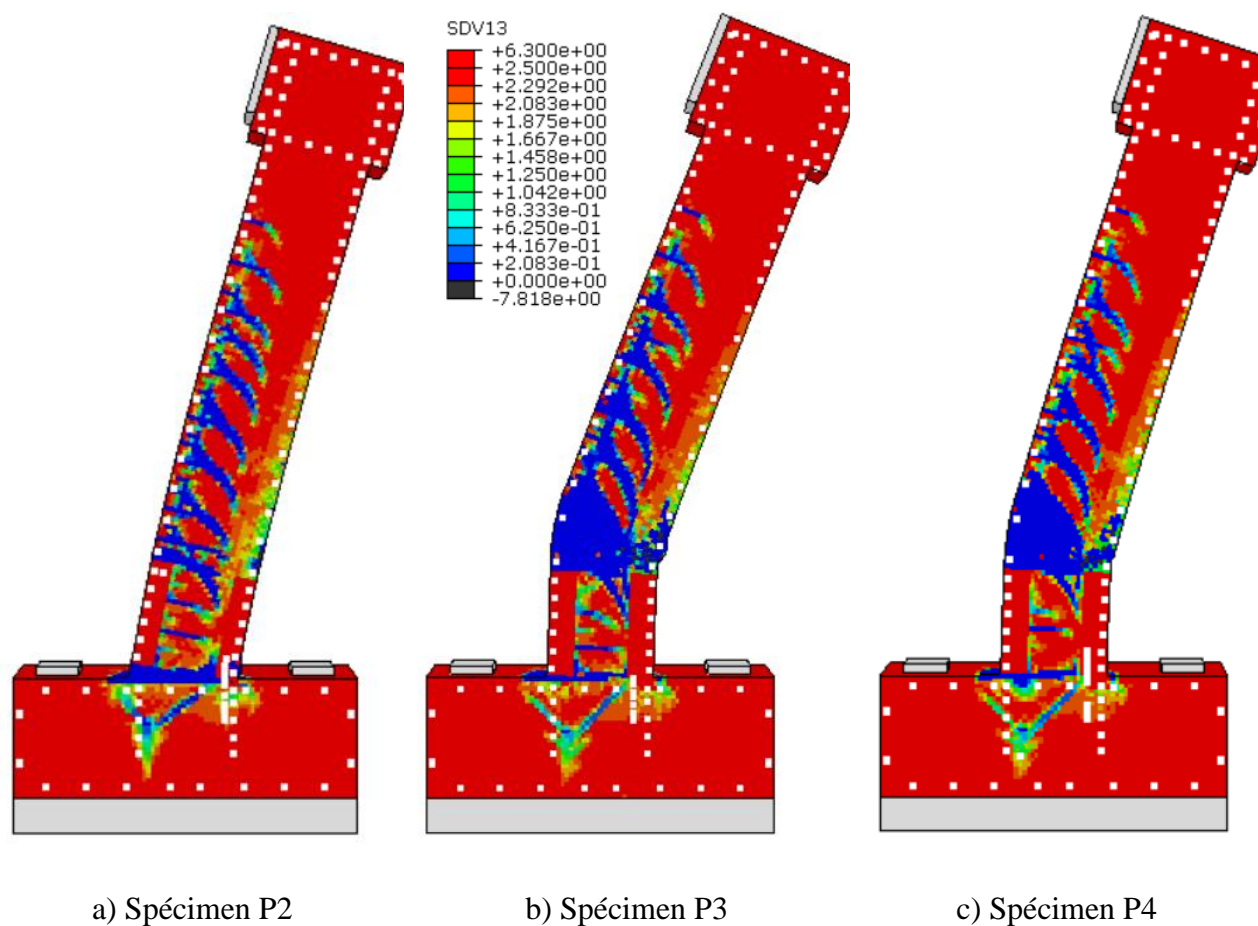


Figure 5-26 État de contrainte du béton en traction à $\Delta = 180$ mm ($\mu_{\Delta} = 6.0$)

La figure 5-27 présente le patron de fissuration dans la colonne. Le rouge représente les fissures dont l'ouverture est supérieure à 1 mm. Sans surprise, les piles P3 et P4 présentent une grande ouverture de fissure au niveau du joint froid, tandis que la pile P2 présente une ouverture plus grande dans le bas du joint. Expérimentalement, un soulèvement à la base plus grand a été observé pour la pile P2 que pour les piles P3 et P4.

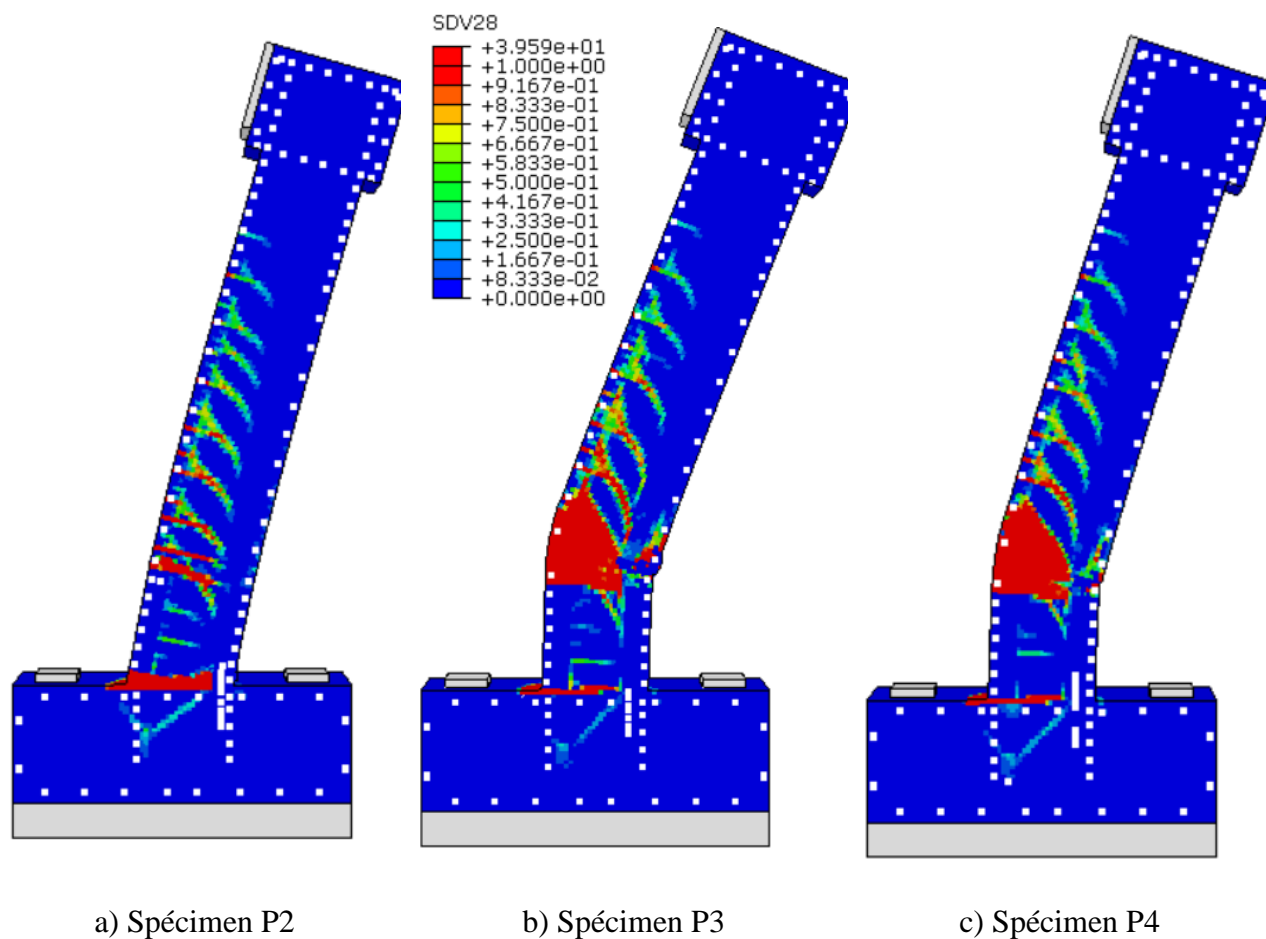


Figure 5-27 Patron de fissuration des colonnes à $\Delta = 180 \text{ mm}$ ($\mu_{\Delta} = 6.0$)

5.4 Sommaire

En résumé, les modèles numériques représentent fidèlement le comportement réel des piles soumises à un essai cyclique. En effet, les trois courbes force-déplacement tirées des analyses numériques sont validées par les résultats obtenus en laboratoire, jusqu'à un déplacement de 180 mm, où les modèles deviennent instables. De plus, mis à part la courbure de la pile P2, les résultats obtenus numériquement concordent avec les résultats expérimentaux.

- Le patron de plastification des aciers d'armature est le même qu'obtenu expérimentalement, avec des longueurs de rotule plastique similaire. Pour la pile P2, on obtient une longueur totale de 350 mm, avec une pénétration de 270 mm dans la semelle

(dont 250 mm avait été initialement désolidarisé dans la semelle) et une pénétration de 80 mm dans la colonne, qui correspond à environ l'espacement d'un étrier. Pour les piles P3 et P4, des longueurs de la rotule plastique à la base sont respectivement de 300 mm et 445 mm. La pile P3 ne présente aucune pénétration de la rotule plastique dans le joint tandis que la pile P4 présente une pénétration de 150 mm dans le joint correspondant à la longueur désolidarisée. Cette différence s'explique par le gainage au niveau des aciers d'armatures au haut du joint pour la pile P4.

- Les zones d'écrasement du béton en compression sont les mêmes que celles obtenues lors des essais. Ces zones d'éclatement expliquent la perte de capacité flexionnelle des colonnes et leur rupture prématurée en haut du joint.
- Des cônes d'arrachement sont visibles dans la semelle. Ceci permet d'affirmer qu'en apportant des modifications à la conception, ce mode de rupture pourrait survenir, avec la rupture des barres dans la semelle.
- La courbure pour les piles P3 et P4 correspondent aux courbures réelles. Cependant, la pile P2 présente une courbure différente, expliquée par l'impossibilité des barres longitudinales à flamber. Comme expliqué précédemment, c'est l'écrasement du béton au haut du joint qui a accéléré la perte de l'intégrité de la colonne créant ainsi une seconde rotule plastique au haut du joint, modifiant le point de rotation par le fait même.

6 AMÉLIORATION DE LA CONCEPTION DES SPÉCIMENS

Ce chapitre présente les modifications suggérées pour la conception des spécimens circulaires afin d'éviter les modes de rupture observés. Les résultats numériques obtenus avec Abaqus et EPM3D pour une colonne circulaire dont la conception a été modifiée sont d'abord présentés. La conception d'un spécimen carré est ensuite détaillée puis les résultats numériques obtenus avec Abaqus et EPM3D sont présentés.

6.1 Solutions proposées

Au regard des résultats présentés dans les deux chapitres précédents, et bien que les performances atteintes excèdent les exigences de performance stipulées dans le code CSA-S6-19, une pile dont la rotule plastique se situerait seulement à l'interface de la semelle et de la colonne permettrait d'obtenir encore plus de ductilité et une meilleure capacité à garder sa charge. De plus, éviter les dommages en l'enrobage de béton en haut du joint malgré la formation d'une rotule plastique est souhaitable afin de minimiser les réparations post-séisme. Comme expliqué précédemment, le rôle de la rotule plastique est de protéger les autres éléments du pont. Effectivement, sous les efforts engendrés par un séisme, une plastification à la base de la colonne permet de limiter l'effort tranchant transmis au reste de la structure et permet à celle-ci de rester dans le domaine élastique, évitant ainsi de s'endommager. Dans le cas présent, la formation d'une deuxième rotule plastique au haut du joint empêche le développement de la rotule plastique à la base, réduisant ainsi le bras de levier et résultant en une perte de capacité. Un des objectifs de cette maîtrise était d'éliminer cette deuxième rotule plastique, l'idée première étant d'augmenter la hauteur du joint afin d'accroître l'écart de la demande entre le haut et le bas du joint. À la suite de l'analyse des résultats, deux éléments viennent expliquer ce phénomène.

1. Résistance en flexion en haut du joint supérieur à celle à la base

Comme discuté au chapitre 3, l'idée première derrière la conception initiale est d'assurer une plastification des barres d'armatures longitudinales dans la semelle et non au haut du joint. En ce sens, la conception initiale était bonne. Cependant, à la suite de l'analyse des résultats expérimentaux, il en ressort que le paramètre gouvernant la conception en haut du joint devrait être la déformation maximale en compression du béton au haut du joint, et non la déformation des aciers d'armatures en traction. En effet, il faut considérer le haut du joint comme une connexion

protégée, et il est primordial que la structure reste élastique dans cette zone. Comme observé durant les essais, c'est l'endommagement du béton en compression qui a initié le mode de rupture. De ce fait, en s'assurant que le béton en compression au haut du joint reste dans le domaine élastique, cela limite la perte de l'enrobage et permet de garder l'intégrité de la colonne pour de bien plus grands déplacements, comme présenté à la section 3.2.3 du chapitre 3.

2. Espacement rapproché des armatures transversales dans la zone en haut du joint

L'espacement maximal des armatures transversales exigées par le code S6 est égal, dans le cas de spirales, à la valeur minimale de $[150 \text{ mm c/c}; 6 d_b; \text{dimension minimale de la section}]$ alors que dans le cas des cadres elle est égale à la valeur minimale de $[300 \text{ mm c/c}; 16 d_b; \text{dimension minimale de la section}]$. Comme des cadres ont été utilisés pour les colonnes, l'espacement des armatures au-dessus du joint était trop important. Lors de conception avec joint en BFUP, l'espacement des étriers en haut du joint doit être pris égal à l'espacement maximal permis dans la zone de rotule plastique, soit 100 mm c/c dans le cas présent, et ce, sur une hauteur d'au moins 600 mm , le diamètre de la colonne. L'application d'une telle règle de conception permet d'assurer un confinement adéquat du béton dans la zone de transition et donc d'empêcher une dégradation prématurée de la colonne. De plus, le mode de rupture en flambement des barres longitudinales serait éliminé.

6.2 Spécimen circulaire

6.2.1 Géométrie et modélisation

La colonne circulaire modélisée est la même que celle présenté à la section 3.2.3. Son diamètre est de 610 mm avec une hauteur de colonne de 3050 mm , un chevêtre de 600 mm et une semelle de 700 mm . Le fût de la colonne contient 16-25M, correspondant à un ratio d'armature $\rho = 2.7 \%$, tandis que la semelle contient 12-30M sur un rayon plus serré, correspondant à un ratio d'armature $\rho = 2.9 \%$. Le tableau 6-1 résume les caractéristiques principales de cette colonne en comparaison avec les celles testées précédemment.

Tableau 6-1 Résumé des paramètres géométriques de la pile P5

Paramètre	P1	P2	P3	P4	P5
Hauteur du joint (mm)	300	600	600	600	600
Dia. cerceau barres provenant de semelle (mm)	455	455	380	380	380
Dia. cerceau barres provenant de colonne (mm)	455	455	455	455	455
Volume de BFUP dans un joint (L)	54.3	108.6	127.2	127.2	127.2
Espacement derrière les barres de la semelle (db)	1	1	1	1	1
Nombre de barres 25M du fût	12	12	12	12	16
Dimension des barres ancrées dans la semelle	25M	25M	30M	30M	30M
Nombre de barres ancrées dans la semelle	12	12	12	12	12
Longueur des gaines dans le joint en BFUP (mm)	N.A	N.A	N.A	150	150
Longueur d'ancrage des barres des semelles dans le BFUP (mm)	275	550	550	420	420
Longueur d'ancrage des barres des semelles dans le BFUP (db)	11	22	14	14	14
Longueur de chevauchement des barres des semelles (mm)	250	500	500	400	400
Longueur de chevauchement des barres des semelles (db)	10	20	16.7	13.3	13.3

La colonne circulaire est modélisée avec la même méthodologie présentée à la section 5.2.1, le même maillage d'une grosseur de 25 mm (voir figure 5-11 et figure 5-12) ainsi que les mêmes propriétés de matériaux (tableau 5-1).

6.2.2 Résultats

La figure 6-1 présente l'enveloppe de la courbe force-déplacement obtenu de l'analyse statique non-linéaire par poussées incrémentales, qui correspond au même type d'analyse que pour les piles P2 à P4.

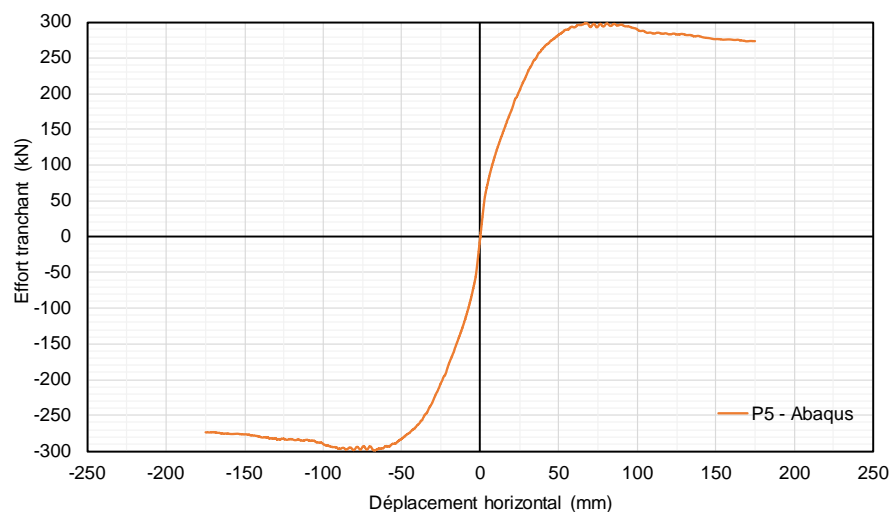


Figure 6-1 Enveloppe de la courbe force-déplacement de la pile P5

La force atteinte est de 300 kN pour un déplacement de 75 mm. À un déplacement de 180 mm ($\mu_{\Delta} = 6$), la charge maximale est de 275 kN, qui correspond à 92% de la charge initiale. Cependant, à un déplacement de 180 mm, les effets P-Delta ne sont pas négligeables, comme le montre la figure 6-2 qui présente l'enveloppe de la courbe moment-déplacement.

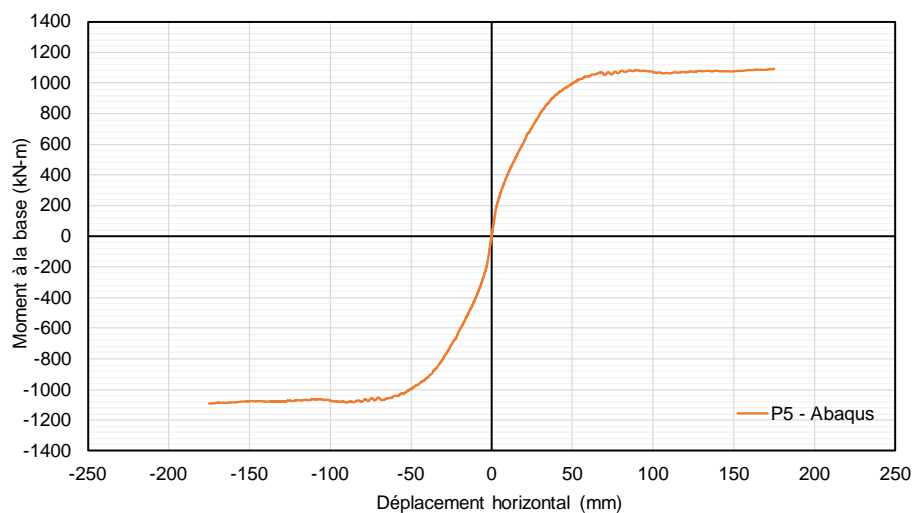


Figure 6-2 Enveloppe de la courbe moment-déplacement de la pile P5

En incluant les effets P-Delta, on note que la capacité flexionnelle de la colonne ne diminue pas, même pour un déplacement de 180 mm ($\mu_{\Delta} = 6$). La figure suivante présente l'écrasement du

béton pour la pile P5, pour un déplacement de 75 mm et 180 mm. La variable « *SDV3* » est utilisée afin de montrer en rouge le béton écrasé.

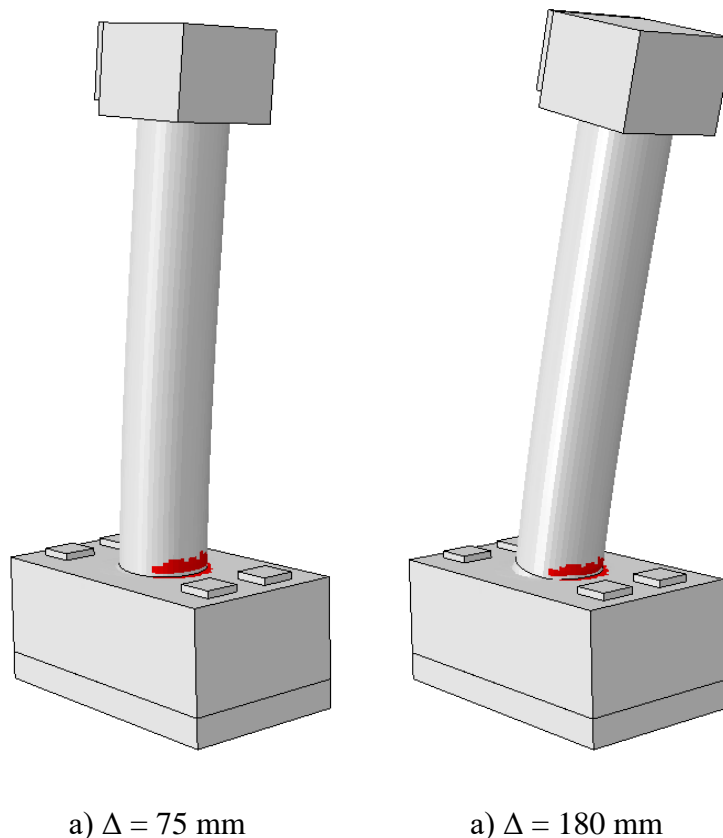


Figure 6-3 Écrasement du béton pour un déplacement de 75 mm ($\mu_{\Delta} = 2.5$) et 180 mm ($\mu_{\Delta} = 2.5$)

L'écrasement du béton s'effectue uniquement à la base de la colonne dans le joint de BFUP et non au haut du joint, comme observé pour l'analyse numérique de la pile P2. Cependant, il est à noter que le béton ordinaire de la semelle subit un écrasement, ce qui n'était pas le cas avec les piles P2, P3 et P4. Pour s'assurer que le haut du joint reste dans la phase pré-pic, une seconde analyse des contraintes dans le béton est montrée à la figure 6-4, où les contraintes dépassant 60 MPa sont en rouge.

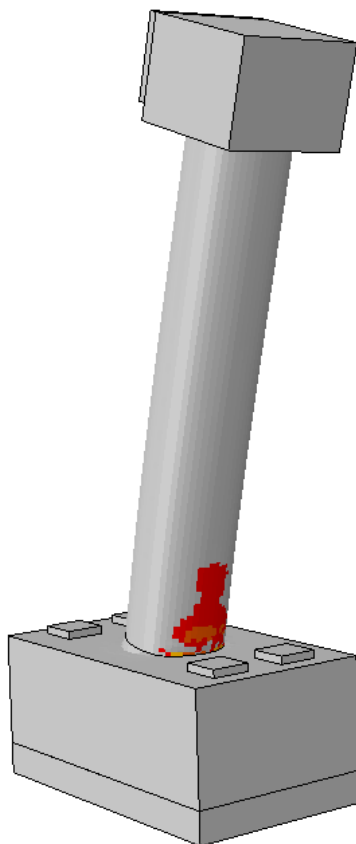


Figure 6-4 Contraintes dans le béton dépassant 60 MPa

La zone où le béton dépasse 60 MPa se situe seulement dans le joint de BFUP, montrant que le béton ordinaire au haut du joint est resté dans la partie pré-pic, permettant de garder l'intégrité de la colonne sur de très grand déplacement. La figure 6-5 présente l'état de déformation du béton en compression à un déplacement de 180 mm pour deux valeurs, soit 0.004 et 0.006.

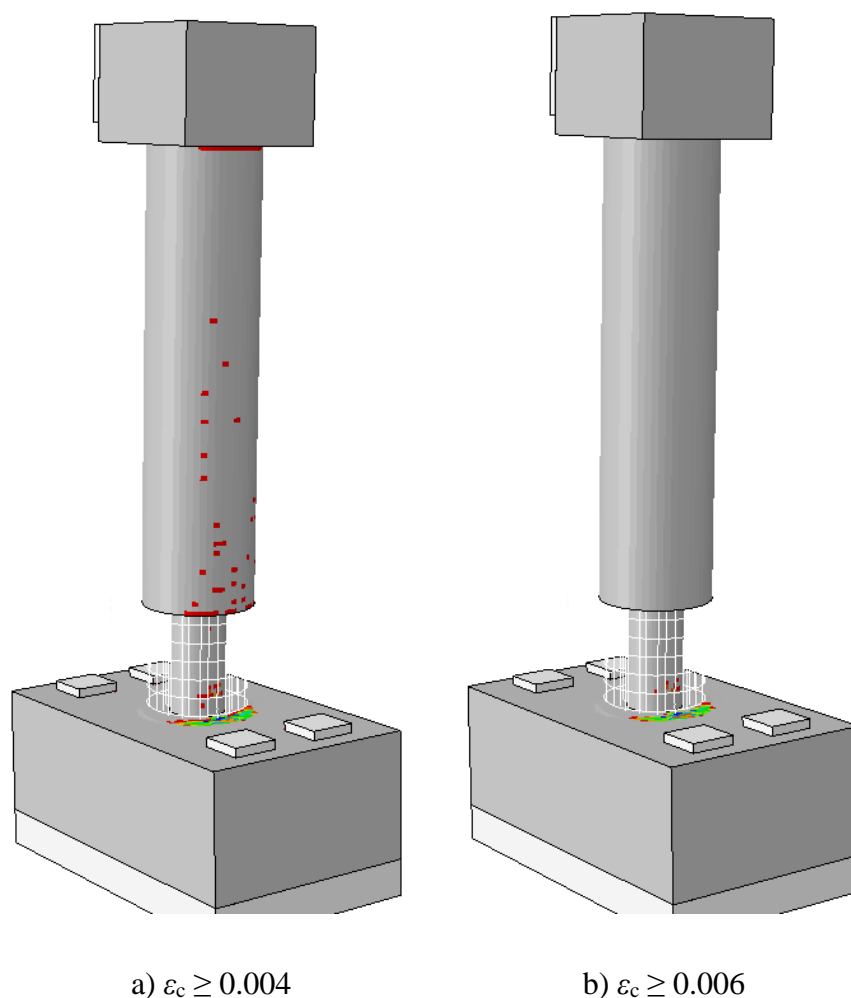


Figure 6-5 Déformation en compression dans le béton sous la limite de 0.004 et 0.006, pour un déplacement de 180 mm.

Le déplacement correspondant à l'atteinte de déformations dépassant 0.004 est de 90 mm, tout comme la pile P2. Cependant, jamais le béton ordinaire n'atteint la limite de 0.006, même à un déplacement de 180 mm, témoignant d'un comportement ductile. Ces résultats jumelés aux résultats d'écrasement du béton montrent qu'en compression, la pile se comporte de façon adéquate. La figure 6-6 présente le patron de plastification des barres d'armatures à un déplacement de 180 mm, l'état de contrainte du béton en traction ainsi que les ouvertures de fissures. Les armatures en rouge sont plastifiées tandis que celles en bleues sont encore élastiques.

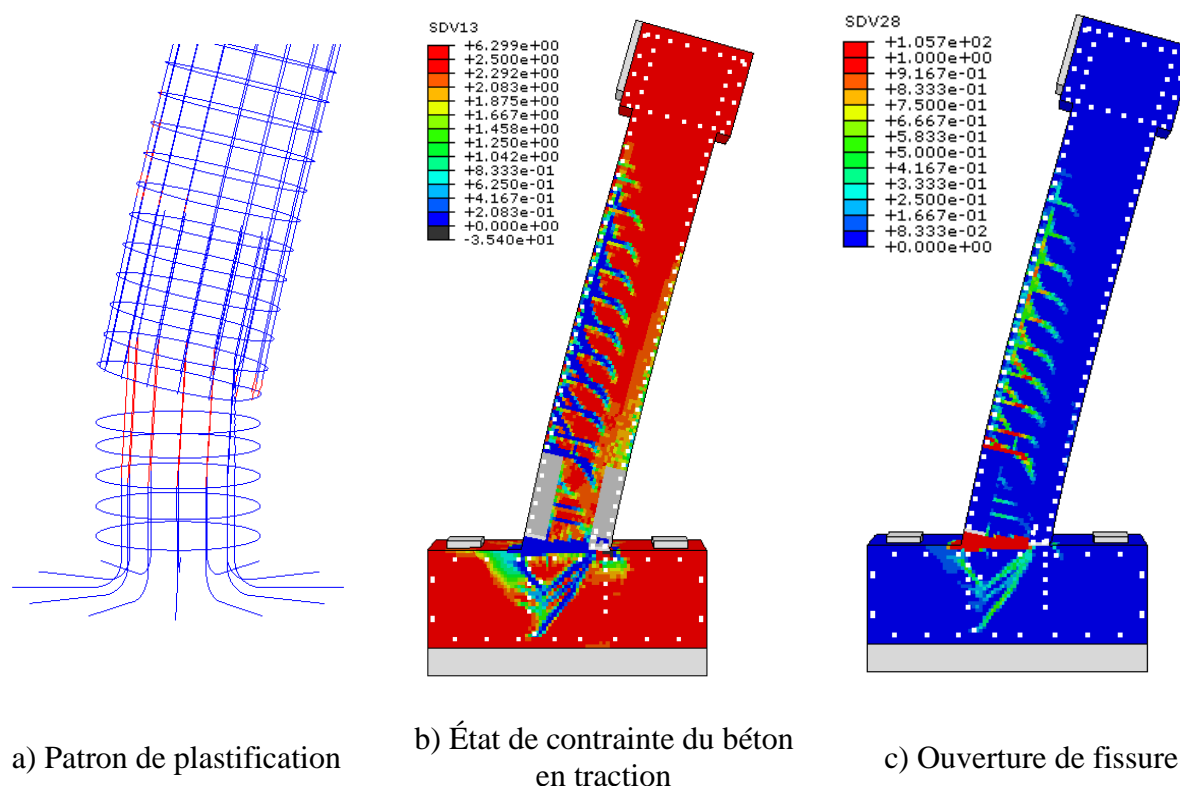


Figure 6-6 Patron de plastification, état de contrainte du béton en traction ainsi que l'ouverture de fissure pour la pile P5

La plastification pénètre dans la semelle sur une profondeur de 297 mm, et dans la colonne de 150 mm (gainage) + 38 mm = 188 mm. La rotation est visible à la base de la colonne. On note une légère plastification des barres longitudinales au haut du joint ainsi qu'en compression, à la base de la semelle. Les contraintes en traction montrent que les barres de la semelle travaillent beaucoup plus que pour les piles P2, P3 et P4 (voir figure 5-26). En effet, les efforts de traction dans la semelle de la pile P5 sont plus importants, résultat qui provient d'un plus grand effort des barres ancrées dans la semelle. De ce fait, puisque les efforts sont concentrés au bas du joint, l'ouverture de la fissure au bas du joint augmente considérablement, diminuant par le fait même l'ouverture de la fissure du joint froid au haut du joint.

Numériquement, la pile P5 présente un comportement adéquat. La rotation de la colonne se produit à la base de la semelle, formant ainsi une seule rotule plastique, comme le montre le patron de plastification des armatures (figure 6-6a)). De plus, l'écrasement du béton n'est présent qu'au bas de la colonne, à l'interface avec la semelle, indiquant l'écrasement du BFUP à la base

de la colonne et non du béton ordinaire au haut du joint. Comme le montre la figure 6-4, le béton ordinaire au haut du joint n'atteint pas 60 MPa pour un déplacement de 180 mm. L'analyse numérique de la pile P5 confirme donc la méthode de conception proposée au chapitre 3, et confirme aussi les résultats des analyses préliminaires faites avec « *Response2000* ».

6.3 Spécimen carré

6.3.1 Géométrie

La colonne choisie présente une section de 550×550 mm, pour une aire de 302 500 mm². Ce choix permet d'avoir une colonne ayant une aire similaire aux colonnes rondes de 292 250 mm². La hauteur totale de la pile reste inchangée à 4650 mm, soit une hauteur de semelle de 700 mm, une colonne de 3050 mm ainsi qu'un chevêtre de 600 mm. Ces dimensions permettront d'installer la pile dans le 6 DDL et d'en faire un essai expérimental.

6.3.2 Armatures longitudinales

L'armature longitudinale est choisie de façon à obtenir un moment résistant du même ordre de grandeur que les piles rondes. Au regard des résultats expérimentaux, un moment résistant de l'ordre de 1000 kN-m est choisi. De plus, une conception avec des barres plus grosses provenant de la semelle, mais plus rapprochées dans la pile est choisie, facilitant la construction de celle-ci. La méthode de conception des barres longitudinales est la même que décrite précédemment, à la section 3.2.3.

- 1) Modéliser la section de la colonne à la base de la colonne, avec les propriétés de matériaux qui s'y rattachent. L'armature longitudinale choisie correspond aux barres provenant de la semelle. La hauteur de la colonne est 3350 mm, représentant le point entre la hauteur d'application de la charge et le moment maximal à la base. Les facteurs ϕ_c et ϕ_s sont posés à 1.0 afin d'obtenir le moment réel de la pile, et le facteur de pénétration de la rotule plastique dans la semelle est posé à $0.022f_yd_b$. La figure 6-7 présente cette première étape.

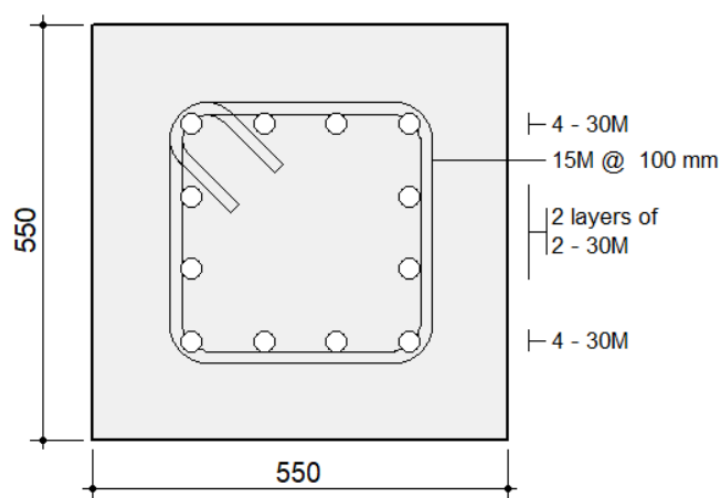


Figure 6-7 Modélisation des armatures de la pile carrée ancrées dans la semelle

Le choix final est 12 barres 30M avec un enrobage de 100 mm pour les étriers de dimension 15M. Ceci correspond à un taux d'armatures longitudinales de 2.8%. Puisqu'un seul choix d'espacement est disponible dans le logiciel, 100 mm c/c est choisi, correspondant à l'espacement au bas de la colonne. Le résultat de l'analyse est présenté à la figure 6-8. Cet arrangement de barres d'armatures permet d'obtenir un moment résistant égal à 1130 kN-m.

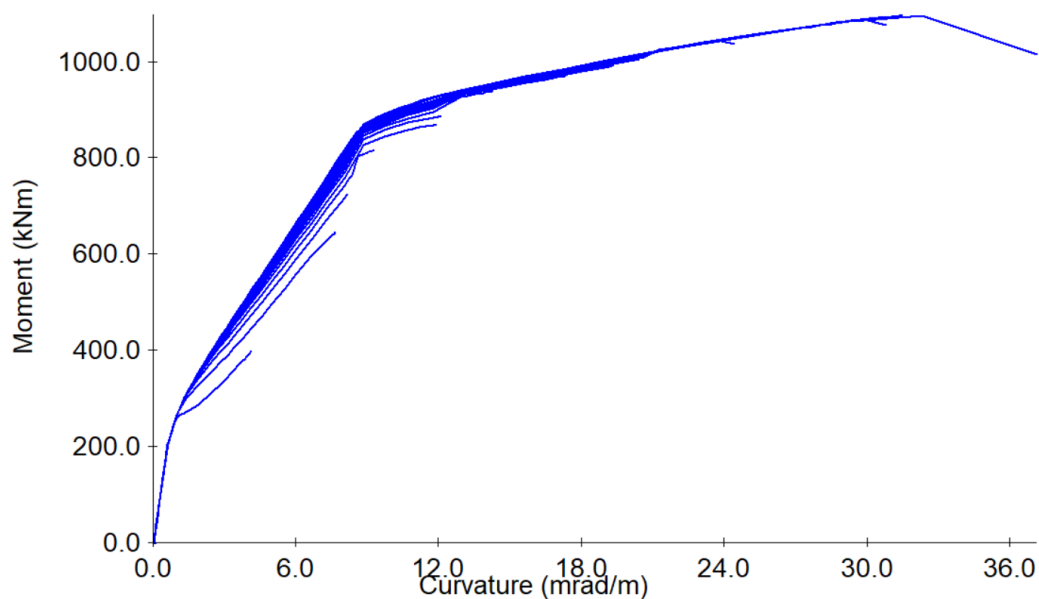


Figure 6-8 Courbe moment-courbure obtenue à l'aide du logiciel « Response2000 »

- 2) Modéliser la colonne au haut du joint et s'assurer que le béton en compression n'atteigne pas la limite de déformation $\varepsilon_c = 0.004$ et qu'il reste dans la phase pré-pic pour un moment correspondant à $M_{joint} = \frac{l_{total} - h_{joint}}{l_{total}} \times M_{base}$. Comme expliqué au chapitre 3, cette règle permet d'assurer une connexion dite « protégée ». Dans le cas présent, le moment appliqué à la base est de 1130-kN-m, donc le moment au haut du joint est de 928 kN-m. Pour cette analyse, le facteur de pénétration de la rotule plastique est posé à 0 puisqu'en réalité, les barres sont ancrées dans le BFUP. Les barres modélisées dans cette deuxième étape correspondent aux barres provenant de la colonne. La figure 6-9 présente la section choisie.

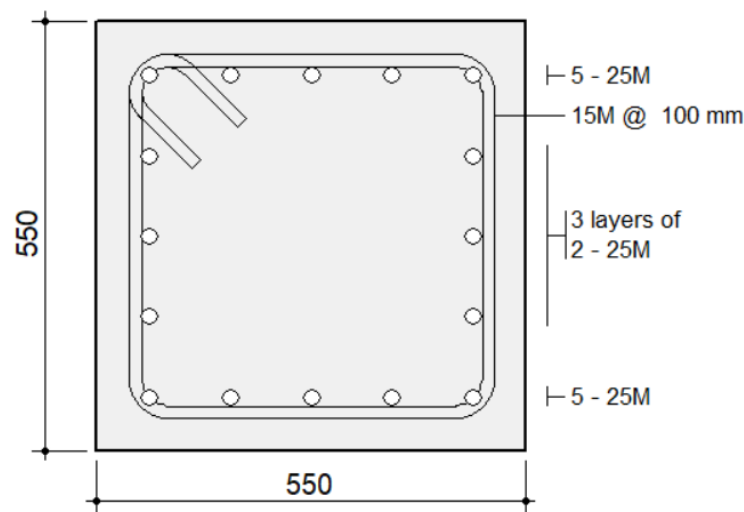
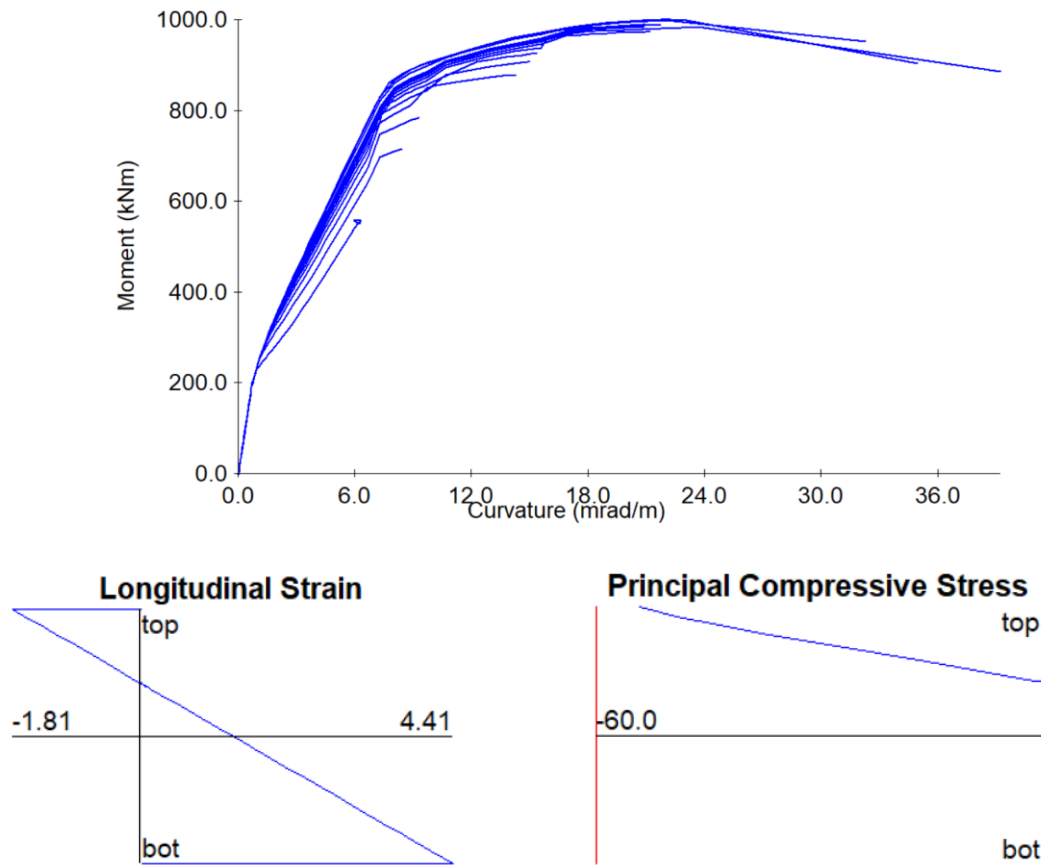


Figure 6-9 Modélisation du haut du joint, à l'interaction entre BFUP et BO

On obtient donc une section avec 16-25M dans le fût et un enrobage pour les étriers de 40 mm, correspondant à un pourcentage d'armature longitudinale de 2.65%. La figure 6-10 présente différents résultats obtenus pour un moment appliqué de 928 kN-m.



**Figure 6-10 Réponse moment-courbure et état de contrainte dans le béton au haut du joint
obtenus avec Response-2000**

L'état de contrainte du béton en compression et en déformation montre que pour un moment appliqué de 928 kN-m, celui-ci est encore dans la phase pré-pic. La figure 6-11 montre la disposition choisie des barres d'armature longitudinales dans la colonne.

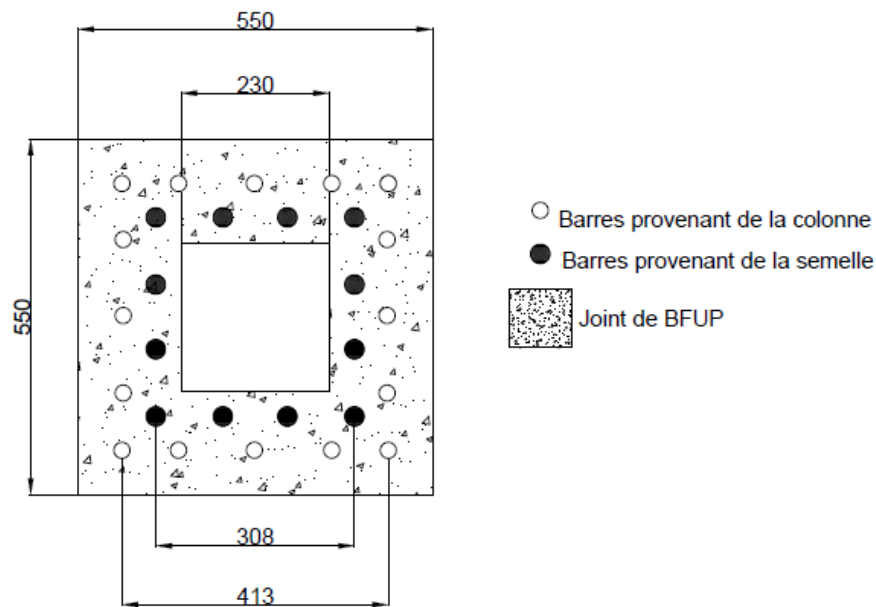


Figure 6-11 Disposition des barres d'armatures longitudinales dans le joint en BFUP

6.3.3 Armatures transversales

L'armature transversale est conçue en suivant les règles de conception de la norme CSA S6-19. L'espacement des étriers est de 100 mm c/c sur une hauteur de 1200 mm à partir de la semelle, et 600 mm sous le chevêtre. Pour le reste du fût, l'espacement est de 150 mm c/c. Les étriers sont fermés avec un crochet à 135°, et épingles sont ajoutées afin de retenir les barres longitudinales non retenues au pourtour. Le pliage des épingles est standard avec des crochets à 90° et 135° à chaque extrémité disposés en alternance. La figure 6-12 présente l'arrangement d'armature transversale.

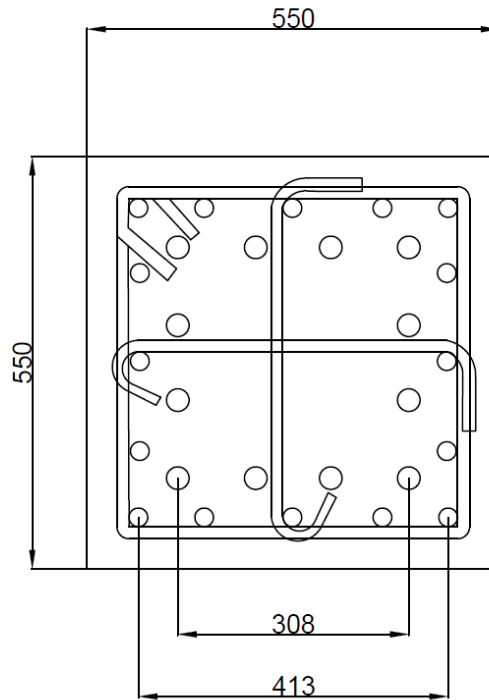


Figure 6-12 Disposition de l'armature transversale au haut du joint de BFUP

Le moment appliqué de 1130 kN-m peut être traduit en un effort tranchant équivalent égal à 337 kN. Afin d'assurer une rupture de flexion et non de cisaillement durant l'essai dans le 6DDL, cet effort est pondéré par un coefficient de sécurité de 1.5 = 506 kN. La résistance au cisaillement doit être supérieure à cet effort et se calcule comme suit :

$$V_r = V_c + V_s \quad (6.1)$$

où V_c = résistance du béton et V_s = résistance de l'armature transversale.

$$V_c = \phi_c \beta \lambda \sqrt{f'_{ce}} b_w d_v \quad (6.2)$$

$$V_s = \frac{\phi_s A_v f_{ye} d_v}{\tan \theta s} \quad (6.3)$$

$\phi_c = 0.75$; $\lambda = 1.0$; $f'_{ce} = 60$ MPa ; $b_w = 550$ mm ; $d_v = \max |0.72 \times 550; 0.9 \times 481.5| = 433.3$ mm ;
 $\beta = 0.18$; $\phi_s = 0.9$; $A_v = 600$ mm² ; $f_y = 440$ MPa ; $\theta = 42^\circ$; $s = 150$ mm

$$V_c = 0.75 \sqrt{60} \times 550 \times 433.3 \times 0.18 = 249 \text{ kN} \quad (6.4)$$

$$V_s = \frac{0.9 \times 600 \times 440 \times 433.3}{\tan 42 \times 150} = 762 \text{ kN} \quad (6.5)$$

$$V_r = 249 \text{ kN} + 762 \text{ kN} = 1011 \text{ kN} \quad (6.6)$$

Finalement, la résistance en cisaillement est de 1011 kN, qui est largement supérieur à ce qui est appliqué. La résistance en cisaillement est validée pour un espacement d'étriers de 150 mm c/c, donc validée par le fait même pour un espacement de 100 mm c/c au joint.

6.3.3.1 Armature transversale dans la région de la rotule plastique

L'armature transversale dans la région de la rotule plastique doit, en plus de satisfaire les équations décrites précédemment, doivent satisfaire les équations suivantes : (Massicotte, B., 2021a) :

$$A_{sh1} \geq 0.12 s_v h_c \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \lambda_0 \quad (6.7)$$

$$A_{sh2} \geq 0.30 s_v h_c \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_n} - 1 \right) \quad (6.8)$$

où λ_0 doit être supérieur à 1.0 et est défini à l'équation 4.2.

$s_v = 80 \text{ mm}$; $h_c = 470 \text{ mm}$; $f'_c = 50 \text{ MPa}$; $f_{yh} = 400 \text{ MPa}$; $A_n = 220\,900 \text{ mm}^2$; $A_g = 302\,500 \text{ mm}^2$;
 $\lambda_0 = \max |0.06; 1.0| = 1.0$

$$A_{sh1} \geq 0.12 \times 80 \times 470 \left(\frac{50}{400} \right) = 564 \text{ mm}^2 \quad (6.9)$$

$$A_{sh2} \geq 0.30 \times 80 \times 470 \left(\frac{50}{400} \right) \left(\frac{302\,500}{220\,900} - 1 \right) = 520 \text{ mm}^2 \quad (6.10)$$

Donc dans la zone de rotule plastique, l'armature transversale doit être espacé minimalement de 80 mm c/c.

6.3.4 Modélisation du spécimen

Comme pour le spécimen circulaire, le spécimen carré est modélisé en suivant la méthodologie employée à la section 5.2.1. Les différences majeures associées à géométrie carrée sont un maillage plus facile et l'arrangement des barres longitudinales. Les mêmes propriétés de

matériaux qu'au tableau 5-1 sont utilisés. La figure 6-13 présente le modèle ainsi que le maillage utilisé, qui est de 25 mm.

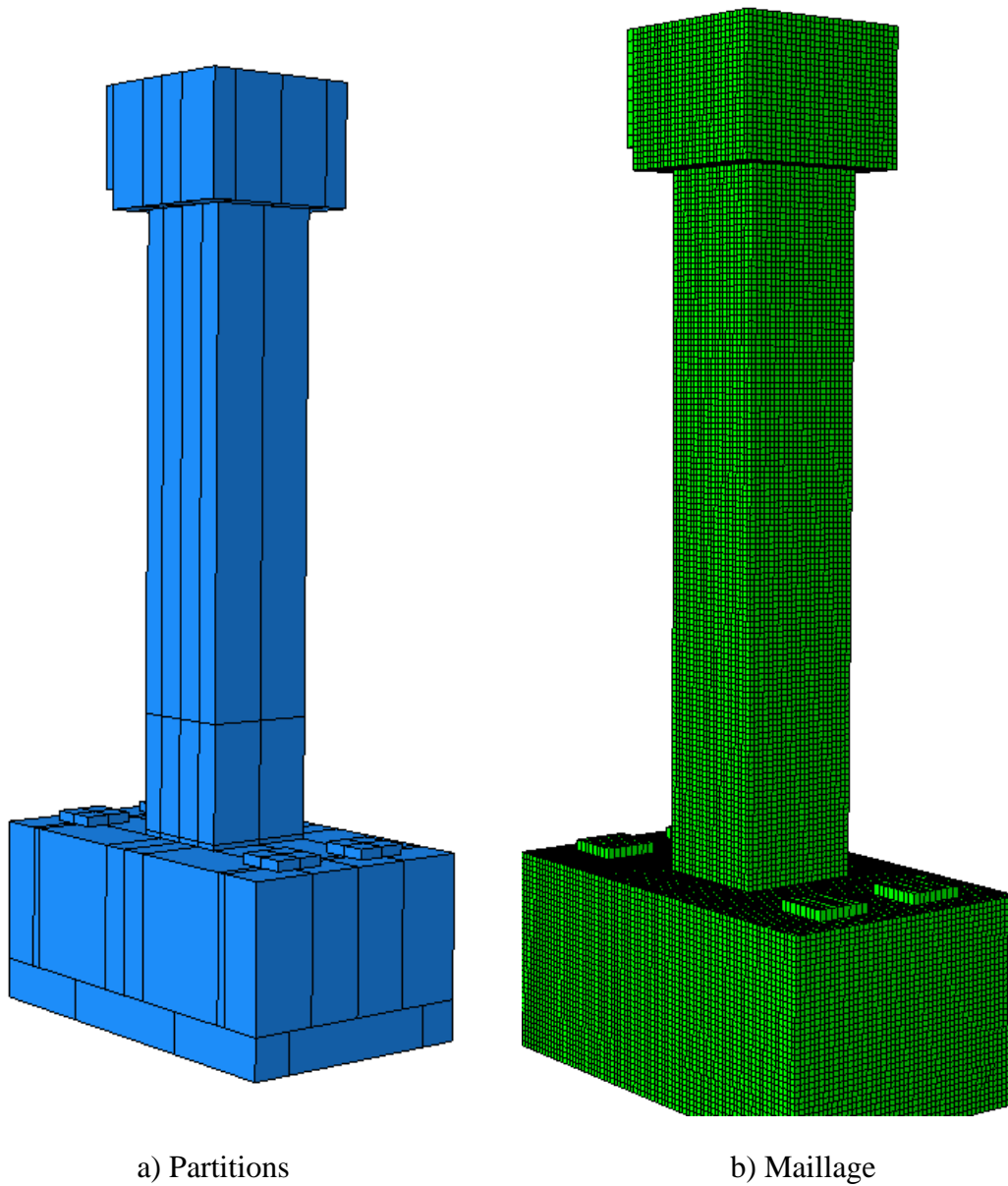


Figure 6-13 Modèle numérique de la pile carrée

6.3.5 Résultat de l'analyse numérique

La figure 6-14 présente la courbe force-déplacement obtenu, en considérant un effort tranchant équivalent. La plastification se produit à un déplacement de 25 mm, la force maximale atteinte est

de 296 kN. À un déplacement de 180 mm ($\mu_{\Delta} = 6$), la charge maintenue est encore de 250 kN. Cependant, comme pour la pile circulaire, les effets P-Delta deviennent non négligeables pour des déplacements importants. De ce fait, la figure 6-15 présente la courbe moment-déplacement.

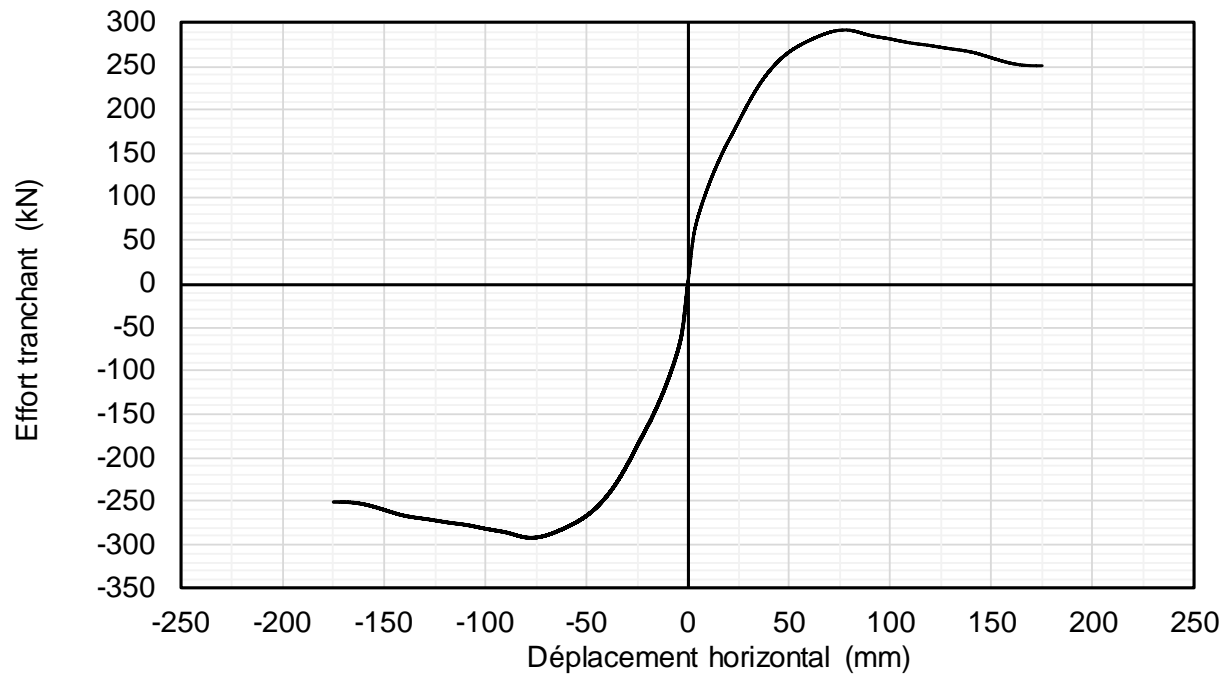


Figure 6-14 Enveloppe force-déplacement de la pile obtenue de l'analyse numérique

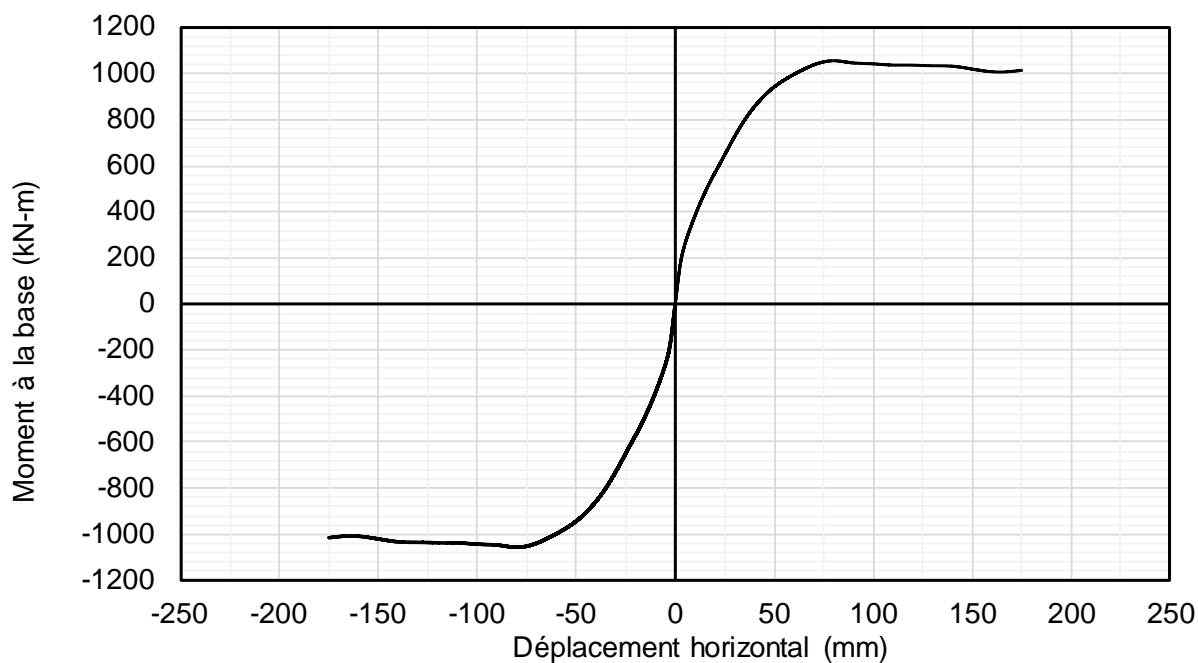


Figure 6-15 Enveloppe de la courbe moment-déplacement pour la pile préfabriquée carrée

La capacité flexionnelle de la pile est maintenue jusqu'à un déplacement de 180 mm ($\mu_{\Delta} = 6.0$), avec une perte de moins de 5%. Cette courbe témoigne de la performance flexionnelle de la pile préfabriquée carrée. La figure 6-16 présente la déformée de la structure, avec un facteur d'amplification.

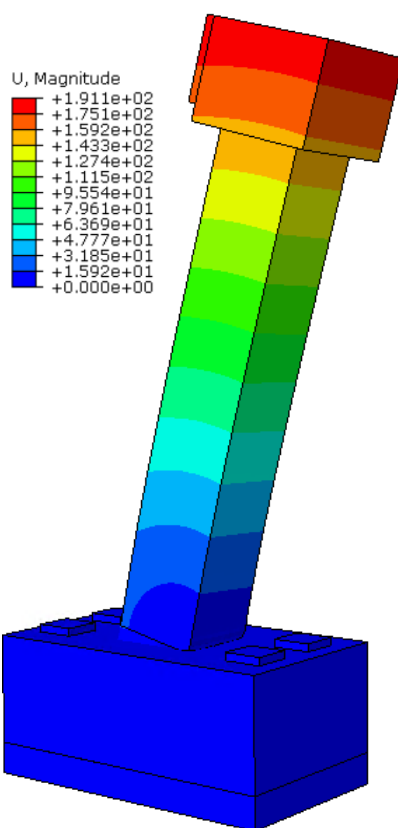


Figure 6-16 Déformée de la pile carrée

Cette déformée correspond au résultat attendu dans la mesure où le haut du joint est conçu pour rester dans le domaine élastique, impliquant donc une rotation à la base et non au haut du joint. La figure 6-17 présente l'état de contraintes du béton en compression, où seul le béton ayant dépassé 60 MPa est en couleur, pour des déplacements respectifs de 75 mm ($\mu_{\Delta} = 2.5$) et 180 mm ($\mu_{\Delta} = 6.0$) ainsi que les déformations en compression au sein du béton ordinaire pour un déplacement de 180 mm. La couleur rouge représente le béton ayant dépassé la limite de compression de 60 MPa (a) et b)) ou de 0.004 (c).

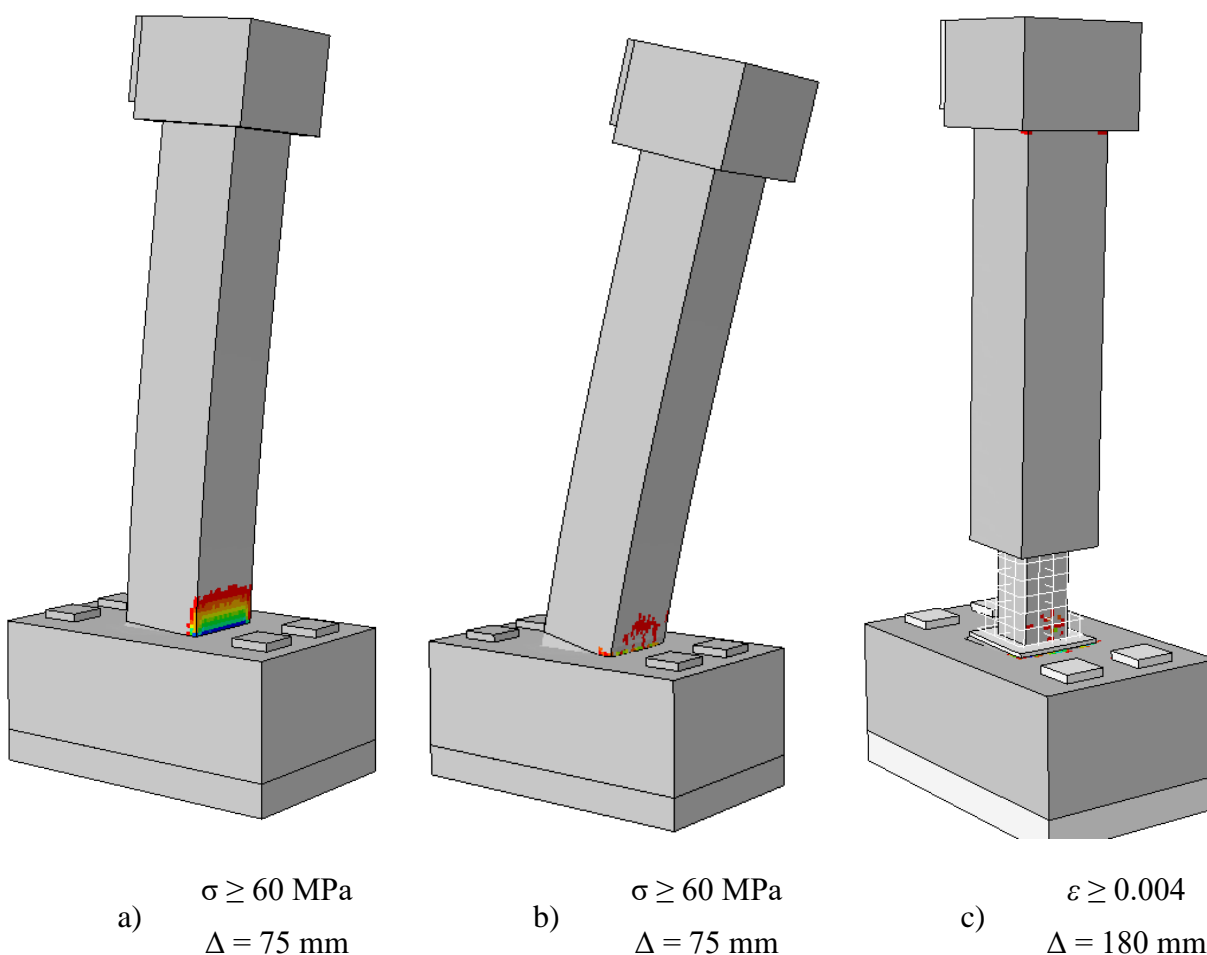


Figure 6-17 Contrainte de compression dans le béton ayant dépassé 60 MPa

L'écrasement du béton se situe uniquement à la base de la colonne, où le joint de BFUP s'écrase contre la semelle. Pour les deux déplacements, seul le BFUP dépasse la contrainte de 60 MPa, indiquant que le béton ordinaire au haut du joint est toujours dans la phase pré pic. De plus, comme le montre la figure c), la déformation en compression dans le béton ordinaire au haut du joint n'a pas atteint la limite de 0.004. La figure 6-18 présente le patron de plastification des barres d'armatures au sein de la colonne pour un déplacement de 180 mm ($\mu_{\Delta} = 6.0$).

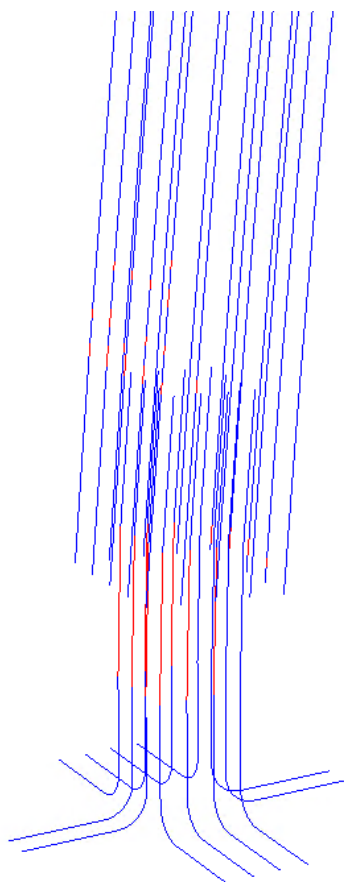


Figure 6-18 Patron de plastification des barres d'armatures dans la colonne préfabriquée carrée pour un déplacement de 180 mm ($\mu_A = 6.0$)

La plastification s'effectue dans la semelle comme prévu, et une légère plastification est visible pour les barres provenant de la colonne. La pénétration de la rotule plastique dans la semelle est de 273 mm et de 147 mm dans le joint de BFUP. Ceci montre qu'une conception basée sur la limite élastique du béton au haut du joint permet d'obtenir une plastification à la base ainsi que de protéger la connexion colonne/semelle. Cependant, comme observé dans les essais expérimentaux, il est primordial d'assurer de l'armature de confinement serrée dans le joint ainsi qu'au haut du joint, sur une hauteur minimale de la hauteur du joint, d'autant plus que le confinement d'une colonne carrée est moins efficace qu'une colonne ronde. La figure 6-19 présente l'état de contraintes du béton en traction.

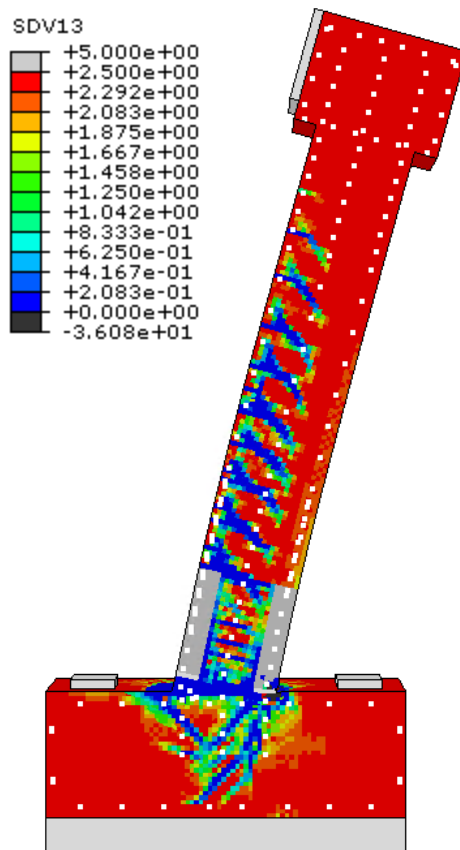


Figure 6-19 État de contraintes du béton en traction

Sans surprise, la majeure partie de l'endommagement en traction se retrouve à la base de la colonne, où la rotation se produit. Expérimentalement, c'est plutôt une séparation du joint froid qui sera observé, bien que le résultat soit le même. Un cône d'arrachement est visible, indiquant une possibilité de rupture par arrachement des barres d'armatures si elle ne cède pas avant. Finalement, la figure 6-20 présente l'ouverture des fissures.

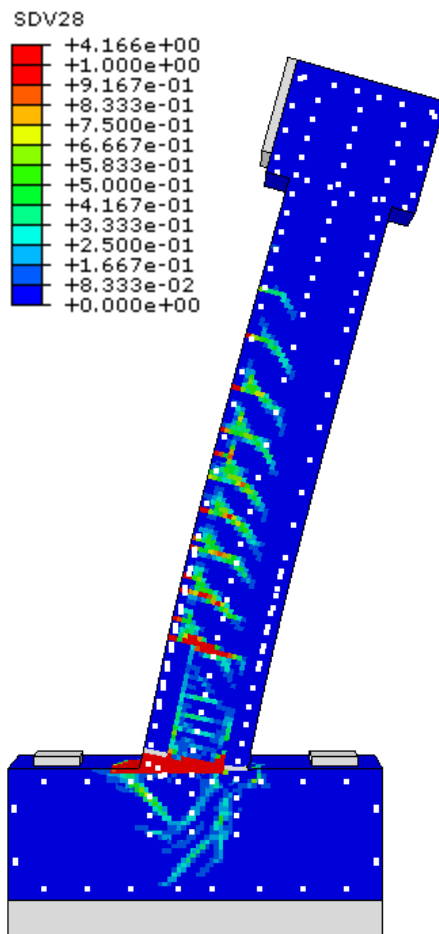


Figure 6-20 Ouverture de fissures dans la colonne

La couleur rouge représente les fissures de plus de 1 mm d'ouverture. La fissuration est grandement réduite en comparaison avec la pile P2, surtout au haut du joint. L'ouverture principale se situe à la base de la colonne, résultat concordant à la figure précédente. Expérimentalement, il sera intéressant de voir le comportement sur de plus grands déplacements.

En résumé, le modèle numérique est construit à l'aide de la même méthodologie qu'utilisée pour les colonnes rondes, qui ont été validées expérimentalement. La pile carrée montre un comportement adéquat avec une rotation à sa base et un patron de plastification où les barres de la semelle plastifient, tandis que les barres provenant de la colonne restent dans le domaine élastique. Le béton au haut du joint reste aussi dans la phase pré pic sans subir d'écrasement, permettant de garder une intégrité sur de très grands déplacements. L'armature transversale doit être bien distribuée sur la hauteur de la colonne de façon à empêcher un flambement des barres longitudinales, mode de rupture non prévisible à l'aide d'analyse numérique. Cependant, comme

discuté précédemment, l'analyse de l'écrasement du béton permet d'affirmer qu'avant 180 mm de déplacement, ce mode de rupture n'est pas envisageable.

7 CONCLUSION

7.1 Rappels des objectifs

Ce projet est la continuité d'un programme de recherche ayant comme objectif le développement de piles et culées préfabriquées et l'implantation de spécifications dans la norme CSA-S6 pour une conception parasismique dans des zones de moyenne à haute intensité sismique. Ces spécifications sont relatives aux joints de connexion en BFUP. Les objectifs de ce deuxième volet étaient :

- de valider expérimentalement le comportement de trois nouvelles conceptions de piles préfabriquées, relativement à leur ductilité, leur résistance ainsi que leur niveaux d'intégrité pour différents niveaux de ductilité;
- de valider le niveau de performance d'un joint d'assemblage construit en BFUP;
- de proposer une méthodologie de conception pour les colonnes préfabriquées à l'aide d'un joint en BFUP;
- de développer et de valider une méthodologie de modélisation numérique par éléments finis des colonnes; et finalement proposer des sujets de recherches additionnels.

Trois piles sont construites et assemblées au laboratoire de Polytechnique Montréal avec un joint de 600 mm et testée dans le système 6 DDL sous un chargement cyclique unidirectionnel. Des analyses numériques par poussées statiques non linéaires ont été réalisées avec le logiciel d'éléments finis Abaqus et la loi constitutive EPM3D.

7.2 Volet expérimental

Les trois piles présentent des caractéristiques distinctes, dont l'arrangement des barres longitudinales, la grosseur des barres ainsi qu'un gainage. Les essais cycliques unidirectionnels dans le 6 DDL a permis d'identifier les zones critiques devant être conçues de façon à assurer l'intégrité de la colonne. Les conclusions à la suite des essais sont les suivants.

- Les piles préfabriquées présentent une meilleure résistance que la pile construite de façon traditionnelle, pour des déplacements jusqu'à 120 mm.
- pour un même taux d'armature, la pile préfabriquée présente un niveau de performance parasismique supérieur à celui de la pile construite de façon traditionnelle
- En tenant compte de l'effet P-Delta, la pile P2 présente une capacité à maintenir sa charge de l'ordre de 250 kN jusqu'à un déplacement de 150 mm, les piles P3 et P4 maintiennent une charge de 250 kN jusqu'à un déplacement de 75 mm. Cette réduction est attribuable à un manque d'armatures dans le fût résultant en l'écaillage de l'enrobage et à la formation d'un rotule plastique en haut du joint.
- La pénétration de la rotule plastique dans la semelle correspond au terme $0.022f_yd_b$ proposé dans les guides de conception. Toutefois la rotule plastique pénètre peu dans le joint en BFUP, uniquement jusqu'au premier étrier. L'utilisation d'un gainage de 150 mm permet de désolidariser la barre et ainsi laisser libres les déformations, permettant une pénétration de la rotule plastique dans le joint.
- La pile P2 présente un soulèvement plus important que les piles P3 et P4, due notamment à une résistance flexionnelle moindre à la base, permettant plus de glissement des barres dans la semelle.
- Les trois piles préfabriquées dissipent plus d'énergie que la pile de référence, jusqu'à la formation d'une seconde rotule plastique. Cette baisse d'énergie est liée à la réduction du bras de levier entre le point de rotation et le point d'application de la charge au haut du chevet.
- Les trois piles présentent une courbure très prononcée au haut du joint de BFUP, là où le béton a cédé en compression. En effet, l'atteinte de déformations maximales en compression excédant 0.004 en haut du joint en BFUP engendre un endommagement sévère au haut du joint, réduisant la capacité flexionnelle et ainsi crée une seconde rotule plastique au haut du joint. Le manque d'étriers au haut du joint a conduit au flambement prématuré des barres longitudinales ce qui a accentué la perte de l'enrobage du béton. Ainsi

En conclusion de cette phase expérimentale, les piles rondes avec un joint de BFUP de 600 mm présentent un comportement adéquat face à un chargement cyclique unidirectionnel. Certaines mesures correctives doivent être apportées :

- conserver le même espacement des étriers requis dans la zone de rotule plastique sur une hauteur égale au diamètre de la colonne.
- assurer un comportement dans la zone pré-pic en compression du béton au haut du joint afin de maintenir l'intégrité sur de plus grands déplacements; des outils tel *Response-2000* peuvent être utilisés afin d'obtenir l'état de contrainte du béton au haut du joint.

7.3 Analyses numériques

La valeur prédictive des analyses numériques faites avec Abaqus et le modèle constitutif EPM3D a été validée par les essais expérimentaux.

- L'enveloppe des courbes force-déplacement correspond à ce qui a été obtenu expérimentalement.
- Les zones de rotules plastiques correspondent à ce qui a été obtenu expérimentalement, avec des longueurs semblables. Pour la pile P2, la plastification se produit initialement dans la semelle ainsi que dans le joint. Une seconde phase de plastification au haut du joint se produit à un plus grand déplacement. La pile P3 présente un patron de plastification différent, avec une première plastification dans la semelle et ensuite au haut du joint, sans pénétrer dans le joint. La pile P4 quant à elle présente une plastification dans la semelle ainsi que sur 150 mm dans le joint, due au gainage. Il y a toutefois une plastification au haut du joint lorsque le béton cède en compression.
- La pile P2 présente un comportement légèrement différent de ce qui a été obtenu expérimentalement. Cette différence est expliquée par les limitations du modèle d'éléments finis où les barres d'armatures, faites de treillis, ne peuvent flamber numériquement.
- Les zones d'éclatement du béton en compression correspondent à ce qui a été observé pour les trois piles.

- Le patron de fissuration des trois piles correspond aussi à ce qui a été observé expérimentalement.

Avec les modèles numériques validés, il a été possible d'étendre la méthodologie à une colonne carrée afin d'en valider la conception.

7.4 Recommandations

Les résultats expérimentaux et numériques pour les trois piles étudiées dans ce projet de recherche démontrent un comportement adéquat répondant aux exigences de performances du code CSA-S6-19. Cependant, comme indiquée à maintes reprises, une amélioration de la conception des colonnes permettrait d'éviter une rupture au haut du joint. Ces recommandations, qui se limitent aux colonnes préfabriquées avec un joint en BFUP, indiquent de :

1. conserver le même espacement des étriers requis dans la zone de rotule plastique sur une hauteur égale au diamètre de la colonne;
2. faire une analyse sectionnelle de la colonne au haut du joint et s'assurer que le béton reste dans le domaine élastique pour la demande en effort requis (moment probable à la base de la colonne), ce qui implique que le moment résistant flexionnel au haut du joint doit être minimalement égal ou supérieur à la résistance flexionnelle du bas du joint.

Ces recommandations permettront d'obtenir une pile qui pourra garder sa charge à des niveaux de ductilité beaucoup plus grands sans perte d'intégrité.

RÉFÉRENCES

- Alim, H., Khan, A., & Bhuiyan, M. (2015). *Reliability based seismic performance analysis of retrofitted bridge bent*. IABSE-JSCE Joint Conference on Advances in Bridge Engineering, Dhaka, Bangladesh, August.
- Ameli, M., Parks, J. E., Brown, D. N., & Pantelides, C. P. (2015). Seismic evaluation of grouted splice sleeve connections for reinforced precast concrete column-to-cap beam joints in accelerated bridge construction. *PCI journal*, 60(2), 80-103.
- Anderson, D., Mitchell, D., & Tinawi, R. (1996). Performance of concrete bridges during the Hyogo-ken Nanbu (Kobe) earthquake. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 23, 714-726.
- Aubré, N. (2014). *Caractérisation du comportement post-pic en compression du béton armé et non armé, et extension au béton renforcé de fibres*. Mémoire de maîtrise, Polytechnique Montréal.
- Bastide, R. (2020). *Comportement de joints de chevauchement en BFUP pour la construction de culées préfabriquées*. Mémoire de maîtrise, Polytechnique Montréal.
- Belleri, A., & Riva, P. (2012). Seismic performance and retrofit of precast concrete grouted sleeve connections. *PCI journal*.
- Belleri, A., Torquati, M., & Riva, P. (2014). *P-Delta Effects in Displacement Based Assessment of RC Hinged Frames*. 2ECEES: 2nd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, 24 (vol. 29).
- Ben Ftima, M. (2018). Notes de cours CIV6513 - Analyse Non-Linéaire des Structures.
- Bentz, E., & Collins, M. P. (2001). *User Manual - Response-2000*.
- Boucher-Proulx, G. (2008). *Réhabilitation sismique des piliers de ponts rectangulaire à l'aide de chemise en BRF et BFUP*. Mémoire de maîtrise, Polytechnique Montréal.
- Boucher-Proulx, G., & Massicotte, B. (2008). *Réhabilitation sismique des piliers de ponts rectangulaires à l'aide d'une chemise en BFUP*. 15e colloque sur la progression de la recherche sur les ouvrages d'art, Université Laval.
- Bouzaïene, A., & Massicotte, B. (1997). Hypoelastic tridimensional model for nonproportional loading of plain concrete. *Journal of engineering mechanics*, 123(11), 1111-1120.
- Cairns, J. (2015). Bond and anchorage of embedded steel reinforcement in fib Model Code 2010. *Structural Concrete*, 16(1), 45-55.
- Calvi, G., Priestley, M., & Kowalsky, M. (2007). *Displacement-based seismic design of structures*. New Zealand conference on earthquake engineering (vol. 2007).
- Canada, G. d. (2021). *Seismic design tools for engineers*.
- Chai, Y. H., Priestley, M. N., & Seible, F. (1991). Seismic retrofit of circular bridge columns for enhanced flexural performance. *Structural Journal*, 88(5), 572-584.

- Charron, J.-P., & Desmettre, C. (2015). *Intérêt de l'utilisation des bétons renforcés de fibres pour la construction d'ouvrages d'art durables*. Rapport de recherche SR13-01.
- CSA. (2019). *S6:19 - Section 4 : Seismic design* (
- Culmo, M. P. (2009). *Connection details for prefabricated bridge elements and systems*. United States. Federal Highway Administration. Office of Bridge Technology.
- Culmo, M. P., Boyle, H., Nettleton, S., Chandra, V., Tadros, M. K., & Mallela, J. (2013). *Engineering design, fabrication and erection of prefabricated bridge elements and systems*. United States. Federal Highway Administration.
- Dagenais, M.-A., & Massicotte, B. (2015). Tension Lap Splices Strengthened with Ultrahigh-Performance Fiber-Reinforced Concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 27(7). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)mt.1943-5533.0001169](https://doi.org/10.1061/(asce)mt.1943-5533.0001169)
- Dagenais, M.-A., Massicotte, B., & Boucher-Proulx, G. (2018). Seismic Retrofitting of Rectangular Bridge Piers with Deficient Lap Splices Using Ultrahigh-Performance Fiber-Reinforced Concrete. *Journal of Bridge Engineering*, 23(2). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)be.1943-5592.0001173](https://doi.org/10.1061/(asce)be.1943-5592.0001173)
- 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, Polytechnique Montréal.
- Darveau, P. (2018). *Développement de piles de ponts préfabriquées résistant aux séismes*. Mémoire de maîtrise, Polytechnique Montréal.
- Delsol, S., & Charron, J. P. (2013). *Numerical modeling of UHPFRC mechanical behavior based on fiber orientation*. Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete, Marseille, France.
- Garneau, J. F. (2015). *Réhabilitation sismique des piles-murs de ponts rectangulaires par chemisage en béton fibré à ultra-haute performance*. Mémoire de maîtrise, Polytechnique Montréal.
- Goodnight, J. C., Kowalsky, M. J., & Nau, J. M. (2013). Effect of load history on performance limit states of circular bridge columns. *Journal of Bridge Engineering*, 18(12), 1383-1396.
- Graybeal, B. A. (2012). *Ultra-high performance concrete composite connections for precast concrete bridge decks*. United States. Federal Highway Administration. Office of Infrastructure.
- Habel, K., Charron, J.-P., Braikey, S., Hooton, R. D., Gauvreau, P., & Massicotte, B. (2008). Ultra-high performance fibre reinforced concrete mix design in central Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 35(2), 217-224. <https://doi.org/10.1139/107-114>
- Haber, Z. B. (2013). *Precast column-footing connections for accelerated bridge construction in seismic zones*. University of Nevada, Reno.
- Haber, Z. B., & Graybeal, B. A. (2018). Lap-Spliced Rebar Connections with UHPC Closures. *Journal of Bridge Engineering*, 23(6). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)be.1943-5592.0001239](https://doi.org/10.1061/(asce)be.1943-5592.0001239)

- Hamad, B. S., & Mansour, M. Y. (1996). Bond strength of noncontact tension lap splices. *ACI Structural Journal*, 93, 316-326.
- Haraldsson, O. S., Janes, T. M., Eberhard, M. O., & Stanton, J. F. (2013). Seismic Resistance of Socket Connection between Footing and Precast Column. *Journal of Bridge Engineering*, 18(9), 910-919. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)be.1943-5592.0000413](https://doi.org/10.1061/(asce)be.1943-5592.0000413)
- Hibbitt, D., Karlsson, B., & Sorensen, P. (2014). ABAQUS user-manual release 6.14. *Dassault Systèmes Simulia Corp., Providence, RI*.
- Hofer, L., Zanini, M. A., Faleschini, F., Toska, K., & Pellegrino, C. (2021). Seismic behavior of precast reinforced concrete column-to-foundation grouted duct connections. *Bulletin of Earthquake Engineering*. <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01133-w>
- Jolicoeur, O. (2016). *Efficacité de réhabilitation sismique de piles de pont rectangulaires par chemisage en BFUP considérant la résistance à l'effort tranchant*. Mémoire de maîtrise, Polytechnique Montréal.
- Kennedy, D., Habel, K., & Fraser, G. (2015). *Ultra high-performance concrete column jacket retrofit for the Mission Bridge*. 11th Canadian Conference on Earthquake Engineering.
- Khaled, A., Massicotte, B., & Tremblay, R. (2011). Cyclic testing of large-scale rectangular bridge columns under bidirectional earthquake components. *Journal of Bridge Engineering*, 16(3), 351-363.
- Lagier, F. (2015). *Étude du comportement de chevauchement d'armatures en traction directe dans du béton fibré ultra performant*. Thèse de doctorat, Polytechnique Montréal.
- Lagier, F., Massicotte, B., & Charron, J.-P. (2016). 3D nonlinear finite-element modeling of lap splices in UHPFRC. *Journal of Structural Engineering*, 142(11), 04016087.
- Lagier, F., Massicotte, B., & Charron, J. P. (2015). Bond strength of tension lap splice specimens in UHPFRC. *Construction and Building Materials*, 93, 84-94. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.05.009>
- Létourneau, F. (2019). *Validation du renforcement sismique d'une pile de pont trapue par chemisage en béton fibré à ultra-hautes performances*. Rapport de maîtrise, Polytechnique Montréal.
- Lutz, L. A., & Gergely, P. (1967). *Mechanics of bond and slip of deformed bars in concrete*. Journal Proceedings (vol. 64, p. 711-721).
- Marleau, B. (2017). *Comportement à la fatigue de joints en béton fibré à ultra-hautes performances entre dalles préfabriquées de ponts*. Mémoire de maîtrise, Polytechnique Montréal.
- Marsh, M. L. (2011). *Application of accelerated bridge construction connections in moderate-to-high seismic regions* (vol. 698). Transportation Research Board.
- Massicotte, B. (2021a). *Analyse et conception des ponts - Concepts de base*. Éditions da Vinci.
- Massicotte, B. (2021b). *Fibre reinforced concrete – Mechanics and design*. Éditions da Vinci (sous presse).

- Massicotte, B., & Ben Ftima, M. (2017). *EPM3D-v3 – A user-supplied constitutive model for the nonlinear finite element analysis of concrete structures - Users Manual*. Polytechnique Montréal.
- Massicotte, B., Elwi, A. E., & MacGregor, J. G. (1990). Tension-stiffening model for planar reinforced concrete members. *Journal of Structural Engineering*, 116(11), 3039-3058.
- Massicotte, B., Rochon-Massicotte, G., & Conciatori, D. (2011). *État des connaissances sur la préfabrication des ponts en béton*. Rapport de recherche. Polytechnique Montréal.
- Maya Duque, L. F., & Graybeal, B. (2016). Fiber orientation distribution and tensile mechanical response in UHPFRC. *Materials and Structures*, 50(1). <https://doi.org/10.1617/s11527-016-0914-5>
- Mitchell, D., Bruneau, M., Williams, M., Anderson, D., Saatcioglu, M., & Sexsmith, R. (1995). Performance of bridges in the 1994 Northridge earthquake. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 22(2), 415-427.
- Mitchell, D., Tinawi, R., & Sexsmith, R. (1991). Performance of bridges in the 1989 Loma Prieta earthquake - lessons for Canadian designers. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 18, 711-734.
- Murphy, T. P., Marsh, L., Bennion, S., Buckle, I. G., Luco, N., Anderson, D., Restrepo, J. (2020). *Proposed AASHTO Guidelines for Performance-based Seismic Bridge Design*.
- Nguyen, W., Trono, W., Panagiotou, M., & Ostertag, C. P. (2017). Seismic response of a rocking bridge column using a precast hybrid fiber-reinforced concrete (HyFRC) tube. *Composite Structures*, 174, 252-262. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2017.04.058>
- Palermo, A., & Mashal, M. (2012). Accelerated Bridge Construction (ABC) and seismic damage resistant technology. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 45(3), 123-134. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.45.3.123-134>
- Pokhrel, M., & Bandelt, M. J. (2019). Plastic hinge behavior and rotation capacity in reinforced ductile concrete flexural members. *Engineering Structures*, 200, 109699.
- Priestley, M. N., Seible, F., & Calvi, G. M. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*. John Wiley & Sons.
- Québec, M. d. T. d. (2021). *Ponts, ponceaux, murs de soutènement et tunnels sur le réseau routier du Ministère*.
- Rosini, A. (2018). *Conception des connexions en BFUP à la base de piles préfabriquées répondant aux critères de performance sismique*. Mémoire de maîtrise, Polytechnique Montréal.
- Roy, M., Hollmann, C., & Wille, K. (2017). Influence of volume fraction and orientation of fibers on the pullout behavior of reinforcement bar embedded in ultra high performance concrete. *Construction and Building Materials*, 146, 582-593. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.04.081>
- Sagan, V. E., Gergely, P., & White, R. N. (1991). Behavior and design of noncontact lap splices subjected to repeated inelastic tensile loading. *Structural Journal*, 88(4), 420-431.

- Swanson, D. (02-2011 2011). *SEAW Tohoku (Japan) earthquake reconnaissance*. <https://www.reidmiddleton.com/reidourblog/seaw-tohoku-japan-earthquake-reconnaissance-part-2/>
- Tazarv, M., & Saiidi, M. S. (2015). UHPC-filled duct connections for accelerated bridge construction of RC columns in high seismic zones. *Engineering Structures*, 99, 413-422. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.05.018>
- Tazarv, M., Shrestha, G., & Saiidi, M. S. (2021). State-of-the-art review and design of grouted duct connections for precast bridge columns. *Structures*, 30, 895-909. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.12.091>
- Tullini, N., & Minghini, F. (2019). Cyclic test on a precast reinforced concrete column-to-foundation grouted duct connection. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 18(4), 1657-1691. <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00766-2>
- Vachon, D. (2004). *Renforcement sismique de piles de ponts rectangulaires avec béton renforcé de fibres*. Mémoire de maîtrise, Polytechnique Montréal.
- Wang, Z., Wang, J., Liu, J., Han, F., & Zhang, J. (2019). Large-scale quasi-static testing of precast bridge column with pocket connections using noncontact lap-spliced bars and UHPC grout. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17(9), 5021-5044. <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00649-6>
- Xu, Y., Zeng, Z., Wang, Z., & Ge, J. (2021). Experimental studies of embedment length of precast bridge pier with socket connection to pile cap. *Engineering Structures*, 233. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.111906>
- Yuan, J., & Graybeal, B. (2015). Bond of Reinforcement in Ultra-High-Performance Concrete. *ACI Structural Journal*, 112(6). <https://doi.org/10.14359/51687912>
- Zhang, G., Han, Q., Xu, K., Du, X., & He, W. (2021). Experimental investigation of seismic behavior of UHPC-filled socket precast bridge column-foundation connection with shear keys. *Engineering Structures*, 228. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111527>
- Zuluaga, L. F., Ambroise, S., & Paultre, P. (2015). *Détermination des états limites des piliers de pont en béton dans une approche basée sur la performance sismique*. Rapport de recherche. Université de Sherbrooke.

ANNEXES

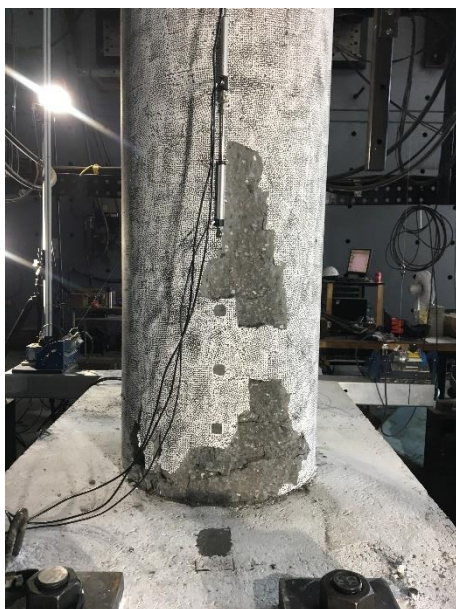
Annexe A - Dégradation de la pile de référence pour différents niveaux de ductilité



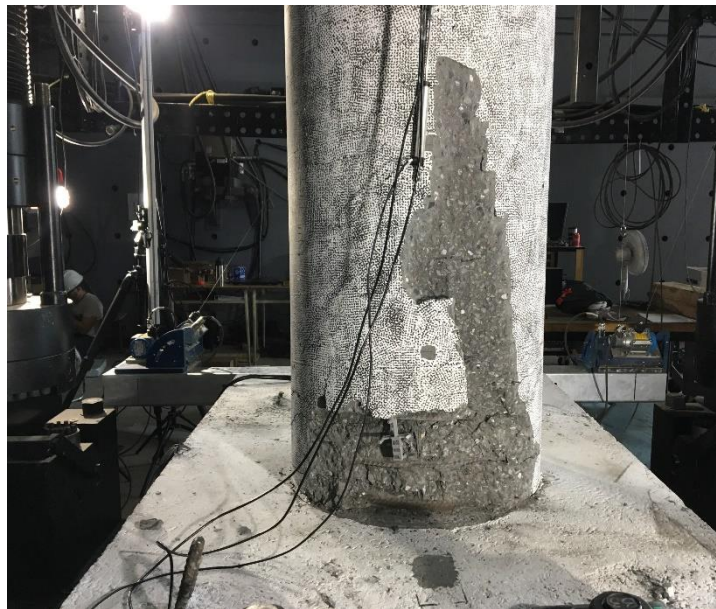
$\mu_{\Delta} = 2.5$ | Écaillage local



$\mu_{\Delta} = 3.0$ | Écaillage important



$\mu_{\Delta} = 4.0$ | Écaillage important



$\mu_{\Delta} = 5.0$ | Écaillage important, étriers visibles

Figure 7-1 État de dégradation de la pile de référence pour différents niveaux de ductilité



$\mu_{\Delta} = 6.0 :$

Écaillage majeur, étriers visibles



$\mu_{\Delta} = 7.0 :$

Écaillage majeur, flambement visible

Figure 7-2 État de dégradation de la pile de référence pour différents niveaux de ductilité, suite