

**Titre:** Efficacité de réhabilitation sismique de piles de pont rectangulaires par chemisage en BFUP considérant la résistance à l'effort tranchant  
**Title:**

**Auteur:** Olivier Jolicoeur  
**Author:**

**Date:** 2016

**Type:** Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

**Référence:** 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, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.  
**Citation:** <https://publications.polymtl.ca/2421/>

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

**URL de PolyPublie:** <https://publications.polymtl.ca/2421/>  
**PolyPublie URL:**

**Directeurs de recherche:** Bruno Massicotte, & Mahdi Ben Ftima  
**Advisors:**

**Programme:** Génie civil  
**Program:**

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

EFFICACITÉ DE RÉHABILITATION SISMIQUE DE PILES DE PONT RECTANGULAIRES  
PAR CHEMISAGE EN BFUP CONSIDÉRANT LA RÉSISTANCE À L'EFFORT  
TRANCHANT

OLIVIER JOLICOEUR

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

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

DÉCEMBRE 2016

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

EFFICACITÉ DE RÉHABILITATION SISMIQUE DE PILES DE PONT RECTANGULAIRES  
PAR CHEMISAGE EN BFUP CONSIDÉRANT LA RÉSISTANCE À L'EFFORT  
TRANCHANT

présenté par : JOLICOEUR Olivier

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

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

M. LÉGER Pierre, Ph. D., président

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

M. BEN FTIMA Mahdi, Ph. D., membre et codirecteur de recherche

M. LOUBAR Soufyane, M.Ing., membre

## DÉDICACE

*À Camille et Marie-Josée et Alain.*



## REMERCIEMENTS

Dans un premier temps, je souhaite remercier mon directeur de recherche Bruno Massicotte pour l'opportunité qu'il m'a offerte en me proposant ce projet de recherche ainsi que pour sa disponibilité, ses idées, son expérience et son expertise. Les apprentissages réalisés sous son aile feront certainement de moi un meilleur ingénieur en structure. Je tiens également à remercier mon codirecteur Mahdi Ben Ftima qui a su rendre le projet de recherche d'autant plus pertinent grâce à son expertise en éléments finis. Sa disponibilité, sa rigueur, son expérience et ses encouragements ont été déterminants dans le succès du projet.

Je tiens également à souligner que ce projet n'aurait pu aboutir sans l'équipe exceptionnelle du Laboratoire de Structures. Merci à Martin Leclerc, Cédric Androuët, Patrice Bélanger, Romain Siguier, Jonathan Auger, David Ek et Xavier Willem pour leur contribution à la phase expérimentale du projet. Un des apprentissages que j'espère garder de l'équipe du Laboratoire est qu'en ingénierie, il n'y a pas de problèmes, mais plutôt des solutions. Je souhaite également remercier sincèrement Benoît Marleau, Nicolas Boutin, Nour Allah Ennabil et Johanie Smith pour leur aide dans la phase expérimentale du projet ainsi que Fabien Lagier pour son aide dans la phase numérique du projet. De manière plus large, je souhaite remercier tous les étudiants du GRS avec qui j'ai eu l'occasion d'échanger au cours des dernières années. Un merci tout spécial à mon voisin de bureau Thibaut Plagué pour tous les bons moments partagés ensemble.

Dans un autre ordre d'idées, je souhaite remercier les Ponts Jacques Cartiers et Champlain Incorporée, le Ministère des Transports du Québec, Béton préfabriqué du Richelieu ainsi que Matériaux King et Compagnie pour le soutien financier, matériel et technique apporté au projet.

Je profite de l'occasion pour remercier toute ma famille pour son soutien inébranlable tout au long de cette aventure. J'ai une pensée particulière pour ma mère qui a su vaincre le cancer au cours de ma maîtrise. Sa détermination et sa résilience ont été une grande source d'inspiration pour moi.

Finalement, je veux remercier du fond du cœur ma femme Camille Charest-Girard. Elle-même doctorante en psychologie, elle est mieux placée que quiconque pour comprendre les difficultés de l'aboutissement des études supérieures. Elle a su être là pour moi tout au long de mon cheminement et je n'aurai jamais pu mener ce projet à terme sans son soutien.

## RÉSUMÉ

Au cours des dernières décennies, de nombreuses lacunes relatives au dimensionnement sismique des piles de pont en béton armé construites avant les années 1980 ont été mises en évidence par l'occurrence d'importants tremblements de terre ainsi que par le progrès des connaissances techniques liées à la conception parasismique. À l'époque, les piles de pont étaient généralement conçues selon une philosophie de dimensionnement élastique tout en sous-estimant considérablement les efforts sismiques. Cette philosophie de dimensionnement faisait en sorte qu'aucune disposition particulière n'était prise pour assurer le développement des rotules plastiques. Sur d'anciens ouvrages, il est fréquent de constater que les armatures longitudinales sont chevauchées dans la zone de rotule plastique et que la longueur du chevauchement est insuffisante; que la quantité d'étriers est trop faible pour assurer le confinement du béton et empêcher le flambement des armatures longitudinales; que les étriers ne comportent pas de crochets sismiques; etc. Face à cette problématique, une méthode de réhabilitation sismique par chemisage en BFUP a été développée à l'École Polytechnique de Montréal.

Ce projet de recherche vise donc à poursuivre les travaux portant sur le développement de cette méthode de réhabilitation en s'intéressant particulièrement à l'efficacité de la réhabilitation sismique des piles de pont rectangulaire par chemisage en BFUP en considérant la résistance à l'effort tranchant. Pour ce faire, le projet a été divisé en une phase expérimentale et une phase numérique. Lors de la phase expérimentale, deux spécimens (S7 et S8) mesurant chacun 0.6 m x 1.2 m ont été chargés selon l'axe fort à 2.675 m de l'interface semelle/colonne, reproduisant ainsi les conditions expérimentales de Garneau (2015). Les deux spécimens avaient comme principale caractéristique un détail d'armature transversale très critique composé de barres en U de calibre 10M espacées à 300 mm. La pile S7 se voulait une pile de référence non-renforcée, donc entièrement composée de béton ordinaire. De plus, cette pile ne comportait pas de joint de chevauchement à l'interface semelle/colonne. La pile S8 était quant à elle composée d'un joint de chevauchement d'une longueur de  $24 \cdot d_b$  (840 mm) à l'interface semelle/colonne ainsi que d'un chemisage en BFUP. Lors de la phase numérique, le comportement expérimental des piles a été reproduit à l'aide du module *Explicit* d'ABAQUS et du modèle constitutif EPM3D.

Les essais expérimentaux menés au Laboratoire ont notamment permis d'observer une différence fondamentale entre le mode de rupture de la pile S7, caractérisé par la plastification des étriers, l'ouverture des fissures de cisaillement ainsi que l'éclatement du béton en compression, et le mode de rupture de la pile S8, caractérisé par l'ouverture de l'interface semelle/colonne et la rupture des armatures longitudinales en traction. Cette différence de comportement est également mise en évidence par la différence entre l'énergie dissipée par la pile S7 (356.1 kN·m) et l'énergie dissipée par la pile S8 (1 830.1 kN·m). L'apport du BFUP à la résistance à l'effort tranchant a en partie pu être quantifiée par la différence entre la force maximale développée lors de l'essai sur la pile S7 ( $F_{max\ S7} = 1\ 295.7$  kN) et la force maximale développée lors de l'essai sur la pile S8 ( $F_{max\ S8} = 1\ 592.3$  kN). Finalement, les essais expérimentaux ont permis de mesurer des déformations plastiques dans les armatures longitudinales sur une longueur  $L_p$  de 397.3 mm, répartie dans la semelle et dans la colonne. Les analyses par éléments finis réalisées sur ABAQUS sont venues confirmer les résultats expérimentaux.

## ABSTRACT

Over the last few decades, important earthquakes have brought to light several structural weaknesses regarding seismic design of reinforced concrete bridge columns built before 1980s. At the time, bridge columns were commonly designed using Elastic Design Theory while underestimating seismic forces. This design philosophy led to the lack of consideration to allow the development of plastic hinges at the column's most critical sections. On older bridge columns, it is not unusual that longitudinal rebar are lapped in the plastic hinge region and that the splice length is too short, that the spacing and the size of transverse rebar are insufficient to ensure adequate confinement of the concrete core and to avoid the buckling of longitudinal rebar, that transverse rebar have no seismic hooks, etc. To solve these problems, researchers from the École Polytechnique de Montréal have developed a seismic rehabilitation method using Ultra-High Performance Fiber-Reinforced concrete (UHPFRC).

The main objective of this research project is therefore to pursue the development of this seismic rehabilitation method by investigating the shear resistance mechanisms of a UHPFRC jacketed rectangular bridge column. To do so, the project was divided in an experimental phase and a numerical phase. During the experimental phase, 2 full size bridge column specimens (S7 and S8) with a 0.6m x 1.2 m section were tested in their strong axis by applying a displacement at 2.675 m above the footing, reproducing Garneau (2015) experimental conditions. Both specimens had a critical transverse rebar detailing consisting of U shaped 10M rebar spaced at 300 mm. Specimen S7 was not retrofitted (entirely in normal concrete) and had no lapped rebar at the critical section above the footing. Specimen S8 was retrofitted using a UHPFRC jacket and had lapped rebar on a length of  $24 \cdot d_b$  (840 mm) at the critical section above the footing. During the numerical phase, the experimental behaviors of the bridge columns S7 and S8 were modelled in ABAQUS using the *Explicit* analysis procedure and the EPM3D concrete constitutive model.

Experimental testing showed a drastic change in the failure mechanism of specimens S7 and S8. While the failure of specimen S7 was characterized by the yielding of transverse rebars, the opening of shear cracks and the crushing of concrete in compression, the failure of specimen S8 was characterized by the opening of the column/footing interface and the failure in tension of the dowel rebars. The change in the failure mechanism is also showed by the energy dissipated during both tests: 356.1 kN·m of S7 and 1 830.1 kN·m for S8. The gain in shear strength

provided by UHPFRC is shown by the ultimate force reached during the test of column S7 ( $F_{max\ S7} = 1\ 295.7$  kN) and the test of column S8 ( $F_{max\ S8} = 1\ 592.3$  kN). The test of column S8 also allowed to conclude that UHPFRC maintains the integrity of the lapped region and that the plastic hinge developed in a length  $L_p = 397.3$  mm. Numerical analyses conducted with ABAQUS confirmed these conclusions.

## TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS .....	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT .....	VII
TABLE DES MATIÈRES .....	IX
LISTE DES TABLEAUX.....	XIII
LISTE DES FIGURES.....	XV
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS .....	XXII
LISTE DES ANNEXES.....	XXV
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Contexte général.....	1
1.2 Problématique.....	1
1.3 Objectifs du projet de recherche.....	3
1.4 Méthodologie et organisation du mémoire.....	3
CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE.....	5
2.1 Bétons fibrés à ultra-hautes performances .....	5
2.1.1 Composition des BFUP .....	5
2.1.2 Propriétés mécaniques des BFUP .....	6
2.1.3 Caractérisation des BFUP selon l'Association française du génie civil .....	7
2.2 Résistance à l'effort tranchant des éléments en béton armé.....	9
2.2.1 CAN/CSA A23.3-14 – Calcul des ouvrages en béton .....	9
2.2.2 CAN/CSA S6-14 – Code canadien sur le calcul des ponts routiers.....	16

2.2.3	Détérioration de la résistance à l'effort tranchant des éléments en béton armé sous chargement cyclique.....	18
2.3	Résistance du BFUP à l'effort tranchant.....	20
2.4	Ductilité des éléments en béton armé.....	21
2.4.1	Notions de ductilité des éléments en béton armé .....	22
2.4.2	Rotules plastiques.....	23
2.5	Analyses non linéaires des structures en béton armé .....	26
2.5.1	Modèle constitutif EPM3D .....	26
2.5.2	Présentation d'ABAQUS/Explicit.....	30
CHAPITRE 3	PHASE EXPÉRIMENTALE DU PROJET .....	33
3.1	Portée des essais .....	33
3.2	Philosophie de conception des piles S7 et S8 .....	33
3.3	Plans des piles S7 et S8 soumis pour fabrication .....	35
3.4	Fabrication des piles S7 et S8 .....	38
3.4.1	La fabrication des semelles .....	38
3.4.2	La fabrication des colonnes.....	39
3.4.3	Réparation en BFUP.....	41
3.4.4	Système de post-tension .....	43
3.5	Matériaux .....	43
3.5.1	Béton ordinaire.....	43
3.5.2	Béton fibré à ultra-haute performance .....	45
3.5.3	Acier d'armature .....	48
3.6	Montage expérimental.....	51
3.7	Instrumentation.....	54
3.7.1	Mesure des déformations des aciers d'armatures.....	54

3.7.2	Mesure de la courbure et des déformations en cisaillement.....	56
3.7.3	Mesure du déplacement au point d'application du chargement.....	58
3.7.4	Instrumentation secondaire .....	58
3.8	Protocole de chargement .....	59
3.9	Résultats des essais expérimentaux au Laboratoire .....	63
3.9.1	Courbes force/déplacement .....	63
3.9.2	Énergie dissipée durant les essais.....	69
3.9.3	Courbure des spécimens lors des essais .....	71
3.9.4	Dégradation de la rigidité.....	75
3.9.5	Déformations en cisaillement.....	78
3.9.6	Déformations des aciers d'armature.....	82
CHAPITRE 4	ANALYSES PAR ÉLÉMENTS FINIS .....	94
4.1	Modélisation des matériaux .....	94
4.1.1	Acier des armatures longitudinales 35M et transversales 10M.....	95
4.1.2	Béton ordinaire.....	96
4.1.3	Béton fibré à ultra haute performance .....	99
4.2	Analyses modales.....	101
4.3	Modélisation des piles S7 et S8.....	102
4.4	Résultats des analyses numériques.....	109
4.4.1	Résultats des analyses numériques de la pile S7.....	109
4.4.2	Résultats des analyses numériques de la pile S8.....	114
4.4.3	Prise en compte du <i>Low Cycle Fatigue</i> dans l'analyse de la pile S8 .....	123
CHAPITRE 5	DISCUSSION GÉNÉRALE .....	126
5.1	Apport du BFUP à la résistance à l'effort tranchant .....	126



5.1.1	Calcul de $V_u$ et de $M_u$ de la pile S7.....	126
5.1.2	Calcul de $V_u$ et de $M_u$ de la pile S8.....	127
5.1.3	Comparaison de la sollicitation des étriers entre les piles S7 et S8 .....	128
5.2	Longueur de la rotule plastique $L_p$ de la pile S8 .....	130
5.2.1	Longueur $L_p$ expérimentale de la pile S8 selon Dagenais (2014) .....	131
5.2.2	Longueur $L_p$ obtenue de l'instrumentation lors de l'essai expérimental .....	135
5.2.3	Longueur $L_p$ obtenue lors des analyses par éléments finis.....	136
CHAPITRE 6 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS .....		139
6.1	Rappel des objectifs .....	139
6.2	Conclusions du projet de recherche .....	139
6.2.1	Les modes de rupture des piles S7 et S8 .....	140
6.2.2	L'apport du BFUP à la résistance à l'effort tranchant $V_r$ .....	141
6.2.3	Formation de la rotule plastique à la base de la pile S8 .....	142
6.2.4	Impact de la réparation en BFUP sur la performance du joint de chevauchement de la pile S8 .....	142
6.3	Recommandations relatives à la méthode de réhabilitation .....	143
6.4	Poursuite de la recherche.....	144
BIBLIOGRAPHIE .....		145
ANNEXES .....		148

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Composition et propriétés mécaniques des différents types de béton disponibles au Canada (tiré de Charron and Desmettre (2013)) .....	6
Tableau 2.2 : Valeurs préliminaires de $K$ proposées par l'AFGC .....	9
Tableau 3.1 : Propriétés cibles et formulation du béton ordinaire (BO35) utilisé pour la fabrication des spécimens S7 et S8 .....	44
Tableau 3.2 : Propriétés mécaniques du BO35 à 28 jours et au moment des essais .....	45
Tableau 3.3 : Propriétés cibles du BFUP <i>UP-F3 POLY</i> utilisé pour la réparation de la pile S8 ...	45
Tableau 3.4 : Propriétés mécaniques en compression du BFUP <i>UP-F3 POLY</i> .....	46
Tableau 3.5 : Propriétés de l'acier d'armature des barres longitudinales 35M des piles S7 et S8 testées pour Acier Ouellette .....	48
Tableau 3.6 : Résultats préliminaires des essais menés au Laboratoire sur les barres d'acier d'armature .....	49
Tableau 3.7 : Propriétés mécaniques moyennes des barres d'acier d'armature obtenues des essais au Laboratoire .....	51
Tableau 4.1 : Propriétés programmées dans ABAQUS pour l'armature 35M et 10M .....	95
Tableau 4.2 : Propriétés utilisées dans ABAQUS/EPM3D pour le béton ordinaire (avec et sans raidissement en traction) des piles S7 et S8 .....	96
Tableau 4.3 : Propriétés utilisées dans ABAQUS/EPM3D pour le BFUP de la pile S8 .....	99
Tableau 5.1 : Valeurs de $V_u$ et de $M_p$ selon les différentes normes canadiennes .....	126
Tableau 5.2 : $V_u$ et $M_u$ de la pile S7 obtenues de l'essai expérimental et des analyses numériques .....	126
Tableau 5.3 : Valeurs de $V_u$ et de $M_p$ selon l'AFGC et les différentes normes canadiennes .....	128
Tableau 5.4 : $V_u$ et $M_u$ de la pile S7 obtenues de l'essai expérimental et des analyses numériques .....	128
Tableau 5.5 : Somme des forces reprises par les étriers ( $V_s$ ) à un chargement $F \approx 1\,300$ kN .....	130

Tableau 5.6 : Données expérimentales de la pile S8 nécessaires au calcul de $L_p$ .....	133
Tableau 5.7 : Longueur de la rotule plastique $L_p$ calculée selon Dagenais (2014) .....	135

## LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Organigramme de l'organisation du mémoire .....	4
Figure 2.1 : Comportement en traction du BFUP (tiré de Lagier (2015)) .....	7
Figure 2.2 : Comportement en traction de différents types de béton (tiré de Charron and Desmettre (2013)).....	8
Figure 2.3 : Mécanismes de résistance à l'effort tranchant (tiré de Bentz and Collins (2006)) .....	10
Figure 2.4 : Modèle de bielles et tirants proposé pour une poutre profonde (tiré du commentaire de la norme CAN/CSA A23.3-14) .....	15
Figure 2.5 : Facteur de pondération lié à la ductilité de la section (tiré de Kowalsky and Priestley (2000)) .....	19
Figure 2.6 : Comportement ductile d'une pile de pont sous chargement (tiré de Dagenais (2014)) .....	22
Figure 2.7 : Longueur de la rotule plastique en fonction du diamètre des barres longitudinales ..	25
Figure 2.8 : Comportement uniaxiale du béton modélisé par <i>EPM3D</i> (tiré de Ben Ftima (2013)) .....	27
Figure 3.1 : Synthèse des plans soumis pour construction de la pile S7 .....	36
Figure 3.2 : Synthèse des plans soumis pour construction de la pile S8 .....	37
Figure 3.3 : Mise en place des tuyaux en PVC lors de la coulée des semelles .....	38
Figure 3.4 : Coulée des semelles .....	39
Figure 3.5 : Manipulations en vue de couler la colonne à l'horizontale .....	40
Figure 3.6 : Coulée de la colonne de la pile S7 .....	41
Figure 3.7 : Dispositif mis en place pour dégarnir les armatures longitudinales de la pile S8 .....	41
Figure 3.8 : Coulée de la réparation en BFUP de la pile S8 .....	42
Figure 3.9 : Fissuration de retrait observée en surface de la réparation en BFUP .....	43

Figure 3.10 : Comportement en traction du BFUP UP-F3 POLY obtenu des essais en traction sur des os .....	47
Figure 3.11 : Essais de traction directe sur des os en BFUP .....	47
Figure 3.12 : Courbes contraintes-déformations des barres 35M testés au Laboratoire .....	50
Figure 3.13 : Courbes contraintes-déformations des barres 10M testés au Laboratoire .....	51
Figure 3.14 : Vue d'ensemble du montage expérimental mis en place lors des essais au Laboratoire sur les piles S7 et S8 .....	52
Figure 3.15 : Vue de profil du montage expérimental mis en place lors des essais au Laboratoire sur les piles S7 et S8 .....	53
Figure 3.16 : Plans des cornières conçues et fabriquées pour les essais sur les piles S7 et S8 .....	54
Figure 3.17 : Plan d'instrumentation des barres longitudinales de la pile S7 .....	55
Figure 3.18 : Plan d'instrumentation des barres longitudinales de la pile S8 .....	55
Figure 3.19 : Position de l'instrumentation des étriers des piles S7 et S8 .....	56
Figure 3.20 : Plan d'instrumentation pour la mesure de la courbure installé sur les piles S7 et S8 .....	57
Figure 3.21 : Plan d'instrumentation pour la mesure des déformations en cisaillement installé sur les piles S7 et S8 .....	57
Figure 3.22 : Système de mesure des déplacements des piles S7 et S8 au point d'application du chargement .....	58
Figure 3.23 : Protocole de chargement développé par et tiré de Garneau (2015) .....	60
Figure 3.24 : Protocole de chargement adopté pour l'essai sur la pile S7 .....	62
Figure 3.25 : Protocole de chargement adopté pour l'essai sur la pile S8 .....	62
Figure 3.26 : Comportement cyclique de la pile S7 .....	65
Figure 3.27 : Comportement cyclique de la pile S8 .....	65
Figure 3.28 : Comportement cyclique des essais S7 et S8 .....	66
Figure 3.29 : Mode de rupture et fissuration de la pile S7 .....	67

Figure 3.30 : Mode de rupture de la pile S8.....	68
Figure 3.31 : Énergie dissipée par cycle de chargement et paramètres nécessaires au calcul de l'amortissement équivalent $\xi_{eq}$ (adapté de Priestley et al. (1996)).....	69
Figure 3.32 : Énergie dissipée par cycle en fonction du ratio de déplacement .....	70
Figure 3.33 : Énergie dissipée cumulée en fonction du ratio de déplacement .....	70
Figure 3.34 : Courbures calculées des différentes paires de potentiomètres linéaires sur la Pile S7 .....	72
Figure 3.35 : Courbure calculée de la 1 <sup>ère</sup> paire de potentiomètres linéaires (h1) sur la Pile S8 ...	73
Figure 3.36 : Courbures calculées des paires de potentiomètres linéaires 2 à 9 sur la Pile S8 .....	73
Figure 3.37 : Distribution de la courbure en fonction de la hauteur et du niveau de déplacement de référence sur la pile S7.....	74
Figure 3.38 : Distribution de la courbure en fonction de la hauteur et du niveau de ductilité sur la pile S8 .....	75
Figure 3.39 : Illustration du calcul de la rigidité effective à chaque cycle de chargement (adaptée de Osorio, Paultre, Eid, and Proulx (2014)) .....	76
Figure 3.40 : Dégradation de la rigidité des piles S7 et S8 en fonction de la ductilité atteinte .....	78
Figure 3.41 : Paramètres de calcul de la déformation en cisaillement (tiré de Garneau (2015)) ...	79
Figure 3.42 : Déformations en cisaillement des parties inférieure et supérieure de la pile S7 .....	81
Figure 3.43 : Déformations en cisaillement des parties inférieure et supérieure de la pile S8 .....	81
Figure 3.44 : Comparaison entre le déplacement total et le déplacement causé par les déformations en cisaillement .....	82
Figure 3.45 : Déformations mesurées sur les armatures longitudinales 35M de la pile S7 .....	85
Figure 3.46 : Déformation maximum ou minimum en fonction du niveau de ductilité atteint sur la pile S7 .....	86
Figure 3.47 : Déformations mesurées sur les étriers 10M de la pile S7 durant l'essai .....	87

Figure 3.48 : Déformation maximum dans les étriers en fonction du niveau de ductilité atteint sur la pile S7 .....	87
Figure 3.49 : Déformations mesurées sur les armatures longitudinales 35M en J de la pile S7 durant l'essai.....	90
Figure 3.50 : Déformation maximum ou minimum en fonction du niveau de ductilité atteint sur la pile S8.....	91
Figure 3.51 : Déformations mesurées sur les étriers 10M de la pile S8 durant l'essai .....	92
Figure 3.52 : Déformations maximum dans les étriers en fonction du niveau de ductilité atteint sur la pile .....	92
Figure 3.53 : Schéma de l'expansion du cœur en BO de la pile S8 .....	93
Figure 4.1 : Conditions frontières du cube servant à la validation des lois de matériau .....	94
Figure 4.2 : Vérification du comportement de l'acier d'armature modélisé dans ABAQUS .....	95
Figure 4.3 : Calcul du $\rho_s$ pour la modélisation du béton avec raidissement en traction.....	97
Figure 4.4 : Comportements uniaxiaux en traction et en compression du béton ordinaire modélisé sur ABAQUS/EPM3D pour les piles S7 et S8.....	98
Figure 4.5 : Comportement en traction du BFUP UP-F3 POLY modélisé sur ABAQUS/EPM3D .....	100
Figure 4.6 : Comportement uniaxial en compression du BFUP UP-F3 POLY non confiné modélisé sur ABAQUS/EPM3D .....	100
Figure 4.7 : Résultats des analyses modales effectuées sur les piles S7 et S8 .....	101
Figure 4.8 : Modélisation de différentes <i>Parts</i> dans ABAQUS.....	102
Figure 4.9 : Assemblage de la pile S7 dans ABAQUS (couleur différente pour chaque matériaux) .....	103
Figure 4.10 : Assemblage de la pile S8 dans ABAQUS (couleur différente pour chaque matériaux).....	104
Figure 4.11 : Exemple du maillage de la pile par des éléments C3D8R d'environ 5 mm d'arrête .....	105

Figure 4.12 : Diffusion des barres d'armature dans le béton .....	106
Figure 4.13 : Conditions ( <i>Constraints</i> ) appliquées aux barres de post-tension .....	106
Figure 4.14 : <i>Predefined Field</i> de type <i>Temperature</i> appliqué aux armatures de post-tension à 950 kN .....	107
Figure 4.15 : Application de la charge axiale sous la forme d'un <i>Load</i> de type <i>Pressure</i> .....	108
Figure 4.16 : Application du déplacement sous la forme d'une <i>Boundary Condition</i> .....	108
Figure 4.17 : Comparaison force/déplacement et endommagement numérique de la pile S7 .....	109
Figure 4.18 : Plastification du 1 <sup>er</sup> étrier.....	110
Figure 4.19 : Plastification des 1 <sup>ières</sup> armatures longitudinale .....	110
Figure 4.20 : Progression de la fissuration de la pile S7 modélisée dans ABAQUS/EPM3D.....	111
Figure 4.21 : Sollicitations des armatures de la pile S7 à E3 : $\Delta = 25.4$ mm ; $F = 1\,322$ kN .....	112
Figure 4.22 : Progression de l'écrasement du béton en compression de la pile S7 .....	113
Figure 4.23 : Comparaison force/déplacement et endommagement numérique de la pile S8 .....	114
Figure 4.24 : Plastification des deux premiers lits d'armature longitudinale.....	115
Figure 4.25 : Fissuration de la 1 <sup>ière</sup> rangé d'éléments en BFUP de l'interface semelle/colonne .	115
Figure 4.26 : Élément critique des barres longitudinales de coin (vue en élévation) .....	116
Figure 4.27 : Contraintes à l'élément critique des barres longitudinales en fonction du déplacement au sommet de la pile S8.....	116
Figure 4.28 : Sollicitation des armatures de la pile S8 à E5 : $\Delta = 85.3$ mm ; $F = 1\,452$ kN .....	117
Figure 4.29 : Progression de la résultante des forces normales aux nœuds ( <i>CNORMF</i> ) .....	118
Figure 4.30 : Variation des forces de post-tension dans les barres d'ancrage à travers les différentes étapes de chargement de l'analyse numérique de la pile S8 .....	119
Figure 4.31 : Progression de la fissuration du béton ordinaire au cœur de la pile S8 modélisée sur ABAQUS/EPM3D .....	120



Figure 4.32 : Progression de la fissuration du BFUP en surface de la pile S8 modélisée sur ABAQUS/EPM3D .....	121
Figure 4.33 : Progression de l'écrasement du béton en compression de la pile S8 .....	122
Figure 4.34 : Comportement de l'acier d'armature 35M tenant compte du <i>Low Cycle Fatigue</i> .	123
Figure 4.35 : Comportement numérique Force/Déplacement de la pile S8 modélisé avec des armatures longitudinales aux propriétés en tenant compte du <i>Low Cycle Fatigue</i>	124
Figure 4.36 : Comparaison du niveau de contraintes à l'élément critique des barres longitudinales .....	125
Figure 5.1 : Efforts repris par les étriers le long du plan de fissuration principal lorsque la force appliquée est de 1 300 kN .....	129
Figure 5.2 : Définition des paramètres servant au calcul de $L_p$ (adapté de Garneau (2015)).....	131
Figure 5.3 : Schématisation de la rotule plastique d'une pile réhabilitée par un chemisage en BFUP (tiré de Dagenais (2014)).....	132
Figure 5.4 : Comportement élasto-plastique de la pile S8 .....	133
Figure 5.5 : $\varepsilon_u$ acier et $\varepsilon_u$ béton obtenues des résultats des analyses numériques sur ABAQUS .....	134
Figure 5.6 : Déformations maximales mesurées par les paires de jauges Est et Ouest de la pile S8 .....	136
Figure 5.7 : Longueur de la rotule plastique ( $L_p$ ) de la pile S8 à l'interface semelle/colonne .....	137
Figure 5.8 : Niveau de déformations plastiques et de contraintes à différentes hauteurs sur les armatures longitudinales de la pile S8.....	138
Figure A.1 : $V_u$ de S7 selon la méthode simplifiée de la norme CAN/CSA A23.3-14 .....	148
Figure A.2 : $V_u$ de S7 selon la méthode générale de la norme CAN/CSA A23.3-14.....	149
Figure A.3 : $V_u$ de S7 selon la méthode simplifiée de la norme CAN/CSA S6-14.....	150
Figure A.4 : $V_u$ de S7 selon la méthode générale de la norme CAN/CSA S6-14 .....	151
Figure A.5 : $M_u$ de S7 selon les normes CAN/CSA A23.3-14 et CAN/CSA S6-14.....	152
Figure A.6 : $V_u$ de S8 selon l'AFGC et la CAN/CSA A23.3-14.....	154

Figure A.7 : $V_u$ de S8 selon l'AFGC et la CAN/CSA S6-14 .....	156
Figure A.8 : $M_u$ de S8 selon les normes CAN/CSA A23.3-14 et CAN/CSA S6-14.....	157
Figure B.1 : Programme expérimental de Dagenais (2014) – S1 à S4.....	158
Figure B.2 : Programme expérimental de Garneau (2015) – S5 .....	159
Figure B.3 : Programme expérimental de Garneau (2015) – S6 .....	160

## LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

Abréviations :

AFGC	Association française du génie civil
BFHP	Béton fibré à haute performance
BFUP	Béton fibré à ultra-haute performance
BHP	Béton haute performance
BO	Béton ordinaire
BO35	Béton ordinaire 35 MPa
BPDR	Béton préfabriqué du Richelieu
BRF	Béton renforcé de fibres
MCFT	Modified Compression Field Theory
TCCM	Théorie du champ de compression modifiée

Variables :

$A_{cs}$	Aire effective d'une bielle
$A_{fv}$	Aire d'action des fibres
$A_g$	Aire nominale de la section
$A_s$	Aire de l'armature longitudinale à la section tendue sous flexion
$A_{st}$	Aire de l'acier d'armature dans un tirant
$A_v$	Aire de l'armature transversale
$b_w$	Largeur effective en cisaillement de la section
$C$	Force de compression dans le béton
$C_d$	Vitesse de propagation d'une onde dans un matériau linéaire/élastique
$C_{ijkl}(\sigma_{pq}, \varepsilon_{rs}, \lambda)$	Tenseur constitutif tangent fonction de $\sigma_{pq}$ , $\varepsilon_{rs}$ et $\lambda$
$C_s$	Coefficient de Student
$d\varepsilon_{kl}$	Tenseur de l'incrément de déformation
$d\sigma_{ij}$	Tenseur de l'incrément de contrainte
$d_b$	Diamètre de la barre d'armature
$d_v$	Profondeur effective en cisaillement de la section
$E$	Module élastique du matériau
$E_0$	Module élastique initial du béton en compression uniaxiale
$E_d$	Pente d'adoucissement post-pic
$E_{déch}$	Module de déchargement
$E_s$	Module d'élasticité de l'armature longitudinale
$E_{sec}$	Module élastique sécant ( $f'_c/\varepsilon_c$ ) du béton en compression uniaxiale
$f'_c$	Résistance du béton en compression
$f_{cr}$	Résistance à la fissuration du béton
$f_{cu}$	Contrainte de compression maximale dans une bielle
$f_s$	Contrainte réelle dans les armatures à l'atteinte du moment ultime $M_u$
$f_t$	Contrainte ultime en traction du béton
$f_u$	Contrainte ultime de l'acier d'armature
$f_y$	Contrainte élastique de l'acier d'armature
$F_{bielle}$	Force de compression dans une bielle

$F_{lt}$	Force de traction dans les armatures longitudinales
$F_{tirant}$	Force de traction dans un tirant
$G_f$	Énergie de fissuration par unité de surface
$h$	Taille caractéristique du maillage
$h_i$	Distance entre les points d'ancrage du potentiomètre linéaire $i$
$I$	Vecteur des forces internes du système
$K_{Global}$	Paramètre global de dispersion et d'orientation des fibres
$K_{Local}$	Paramètre local de dispersion et d'orientation des fibres
$l_i$	Distance horizontale entre les potentiomètres linéaires $i$ Ouest et Est
$L$	Longueur de la section jusqu'au point d'inflexion
$L^e$	Longueur caractéristique du plus petit élément du système
$L_p$	Longueur totale de la rotule plastique
$L_{ps}$	Longueur de la rotule plastique dans la semelle
$M$	Matrice de masse
$M_f$	Moment pondéré
$M_u$	Moment ultime
$N_f$	Charge axiale pondérée
$P$	Vecteur des forces externes du système
$s$	Espacement des étriers
$s_{ze}$	Paramètre d'espacement des fissures à mi-hauteur de la section tenant compte du diamètre nominal des granulats
$\ddot{u}$	Vecteur des accélérations nodales
$V_c$	Résistance pondérée du béton à l'effort tranchant
$V_{car.}$	Valeur caractéristique
$v_{ci}$	Contrainte de cisaillement à l'interface de la fissure due à l'engrènement
$V_f$	Effort tranchant pondéré
$V_{moy.}$	Valeur moyenne
$V_p$	Composante dans la direction de $V_r$ de la précontrainte effective pondérée
$V_r$	Résistance pondérée à l'effort tranchant
$V_{Rd}$	Résistance à l'effort d'une section en béton armé et avec une section en BFUP
$V_{Rd,c}$	Terme de participation du béton à la résistance à l'effort tranchant
$V_{Rd,f}$	Terme de participation des fibres à la résistance à l'effort tranchant
$V_{Rd,s}$	Terme de participation des étriers à la résistance à l'effort tranchant
$V_s$	Résistance pondérée de l'armature de cisaillement à l'effort tranchant

Sigles :

$\alpha_1$	Ratio de la contrainte moyenne du bloc de compression équivalent du béton sur la résistance maximale du béton en compression
$\beta$	Coefficient de densité du béton
$\delta$	Déplacement plastique en compression tenant compte du déchargement élastique
$\Delta$	Déplacement au moment d'évaluer $\mu_y$
$\Delta_{i, Est}$	Déplacement enregistré au potentiomètre linéaire $i$ sur la face Est de la pile
$\Delta_{i, Ouest}$	Déplacement enregistré au potentiomètre linéaire $i$ sur la face Ouest de la pile

$\Delta L_{mesuré}$	Allongement à la rupture mesuré manuellement avec les points de référence sur la barre d'armature
$\Delta L_{presse}$	Allongement à la rupture mesuré par la presse lors de l'essai
$\Delta T_{max}$	Pas de temps critique
$\Delta_y$	Déplacement causant la première plastification des armatures longitudinales
$\varepsilon_l$	Déformation principale en traction dans le béton fissuré
$\varepsilon_c$	Déformation au pic du béton en compression uniaxiale
$\varepsilon_{cr}$	Déformation au début de l'écrouissage
$\varepsilon_{el}$	Déformation à la fin de la phase linéaire-élastique
$\varepsilon_{eq}$	Déformation uniaxiale équivalente au pic
$\varepsilon_{lim}$	$\varepsilon_{lim} = \varepsilon_u$
$\varepsilon_s$	Déformation en traction de l'armature du tirant
$\varepsilon_y$	Déformation à la limite élastique
$\varepsilon_u$	Déformation ultime atteinte à l'état limite ultime (ELU)
$\varepsilon_x$	Déformation longitudinale à mi-hauteur de la section
$\gamma$	Facteur de pondération lié à la ductilité de la section
$\gamma$	Pourcentage de $f'_c$ formant la contrainte résiduelle en compression du béton
$\gamma_{cf}$	Coefficient partiel de sécurité
$\gamma_u$	Paramètre de calcul de $\gamma$ défini par Ben Ftima (2013) et pris $\gamma_u = 0.2$ dans EPM3D
$\kappa$	Coefficient de prise en compte de l'impact du confinement sur la pente d'adoucissement post-pic
$\lambda$	Coefficient de densité du béton
$\lambda$	Paramètre d'endommagement compris entre 0 et 1
$\mu_y$	Niveau de ductilité de l'élément correspondant au déplacement $\Delta$
$\nu$	Coefficient de poisson
$\phi_{conversion}$	Coefficient de conversion de la longueur mesurée expérimentalement
$\phi_s$	Coefficient de pondération de l'armature
$\phi_c$	Coefficient de pondération du béton
$\phi_i$	Approximation de la courbure sur la zone $i$
$\rho$	Masse volumique du matériau
$\sigma_c$	Contrainte de compression maximum au pic
$\sigma_f(\varepsilon)$	Contrainte associée à la déformation $\varepsilon$
$\sigma_{min}$	Contrainte de compression principale minimale
$\sigma_{Rd,f}$	Résistance résiduelle des fibres en traction
$\sigma_t$	Contrainte en traction à la déformation $\varepsilon$
$\sigma_{type}$	Écart type
$\theta$	Angle d'inclinaison des fissures de cisaillement
$\theta$	Inclinaison sur l'axe neutre de la contrainte principale de compression
$\theta_s$	Plus petit angle entre la bielle et les tirants adjacents

## LISTE DES ANNEXES

Annexe A – CALCUL DE $V_u$ ET $M_u$ DES PILES S7 ET S8 .....	148
Annexe B – PROGRAMMES EXPÉRIMENTAUX ANTÉRIEURS .....	158

## **CHAPITRE 1 INTRODUCTION**

### **1.1 Contexte général**

Au cours des dernières décennies, les connaissances techniques liées aux séismes et à leurs impacts sur les structures ont grandement évolué, si bien que les considérations sismiques occupent aujourd'hui une place primordiale dans la conception des éléments en béton armé. Ces nouvelles connaissances font en sorte qu'il est reconnu que la grande majorité des ponts construits avant les années 1980 comportent des détails de conception qui sont inadéquats du point de vue sismique. De plus, les systèmes de reprise des charges latérales de ces ponts ont généralement été conçus en suivant une philosophie de dimensionnement élastique qui sous-estime considérablement les charges sismiques, ce qui vient accentuer certains de ces défauts de conception.

Ces lacunes relatives au dimensionnement sismique ont été mises en évidence par l'occurrence de plusieurs tremblements de terre importants : San Fernando (1971), Loma Prieta (1989), Northridge (1994), Kobe (1995), etc. Lors de ces séismes, différents modes de rupture se sont développés et ont menés à la ruine de dizaines de ponts. Le tout est très bien documenté par Priestley, Seible, and Calvi (1996). Ces modes de rupture avaient comme principale caractéristique d'afficher un comportement fortement fragile. De plus, la remise en service des infrastructures endommagées lors de ces tremblements de terre a exigé des travaux de réhabilitation majeurs, voire leur reconstruction complète.

Face à ces événements, les propriétaires d'ouvrages situés dans des zones où l'aléa sismique est important ont été forcés d'intervenir pour mitiger les risques liés aux tremblements de terre. Or, malgré certaines lacunes relatives au dimensionnement sismique, la plupart des ponts situés dans ces zones à risque remplissent encore leur fonction primaire et n'ont pas atteint leur fin de vie utile. Par conséquent, de nombreuses méthodes de réhabilitation ont été développées.

### **1.2 Problématique**

Depuis l'édition de 1988, le Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CAN/CSA S6-88) utilise une philosophie de dimensionnement visant à assurer un comportement ductile pour la conception sismique des piles de pont en béton armé. Cette philosophie de dimensionnement

contraste avec la philosophie de dimensionnement élastique parce qu'elle permet, lors d'une sollicitation sismique exceptionnelle, que la capacité élastique de certains éléments structuraux soit dépassée. Par exemple, lors d'un tremblement de terre majeur, les efforts horizontaux générés sur un pont sont considérables et dépassent généralement la capacité élastique des piles. Cette sollicitation engendre des déformations inélastiques importantes qui se concentrent dans certaines régions appelées rotules plastiques.

Les rotules plastiques sont des zones primordiales à l'intégrité d'une structure au comportement ductile puisque c'est à ces endroits que s'opère la dissipation d'énergie par l'atteinte de déformations inélastiques importantes. L'emplacement des rotules plastiques sur une pile varie notamment en fonction du mécanisme de reprise des charges (courbure simple ou double) et de la résistance interne de la pile ( $M_r$  et  $V_r$  constant ou non sur la hauteur de la pile). Dans la très grande majorité des cas, la rotule plastique se forme à l'interface semelle/colonne de la pile.

Or, la principale lacune relative au dimensionnement sismique des ouvrages construits avant les années 1980 est l'absence de considérations particulières pour le développement de rotules plastiques dans les piles de pont jumelée au fait que les charges de dimensionnement sismique ont été fortement sous-estimées. Sur d'anciens ouvrages, il est fréquent de constater que :

- les armatures longitudinales sont chevauchées dans la zone de rotule plastique;
- la longueur de chevauchement des armatures longitudinales est insuffisante pour développer la pleine capacité des barres;
- la quantité d'étriers (calibre et espacement) est trop faible pour empêcher la rupture par fendage des armatures chevauchées, permettre le confinement du cœur et assurer la résistance à l'effort tranchant de la colonne;
- l'espacement des étriers est trop important et permet le flambement des armatures longitudinales sollicitées en compression;
- le couvert de béton est insuffisant et/ou fortement endommagé (fissuration, éclatement, etc.);
- les étriers ne comportent pas de crochets pour assurer leur ancrage adéquat.

De nombreuses méthodes de réhabilitation ont donc été proposées pour permettre aux zones de rotules plastiques de subir des déformations inélastiques importantes, assurant ainsi une dissipation d'énergie suffisante au maintien de l'intégrité structurale de la pile lors d'un séisme majeur. Or, ces méthodes de réhabilitation ont pratiquement toutes été développées pour des piles



circulaires, carrées ou faiblement rectangulaires et s'avèrent donc très peu efficaces pour des piles fortement rectangulaires dont le ratio profondeur sur largeur est supérieur ou égal à 2 ( $b/h \geq 2$ ). Face à cette situation, une méthode de réhabilitation sismique par chemisage en béton fibré à ultra-haute performance (BFUP) a été développée à l'École Polytechnique de Montréal. Ce projet de recherche cherche donc à poursuivre le développement de cette méthode de réhabilitation sismique.

### **1.3 Objectifs du projet de recherche**

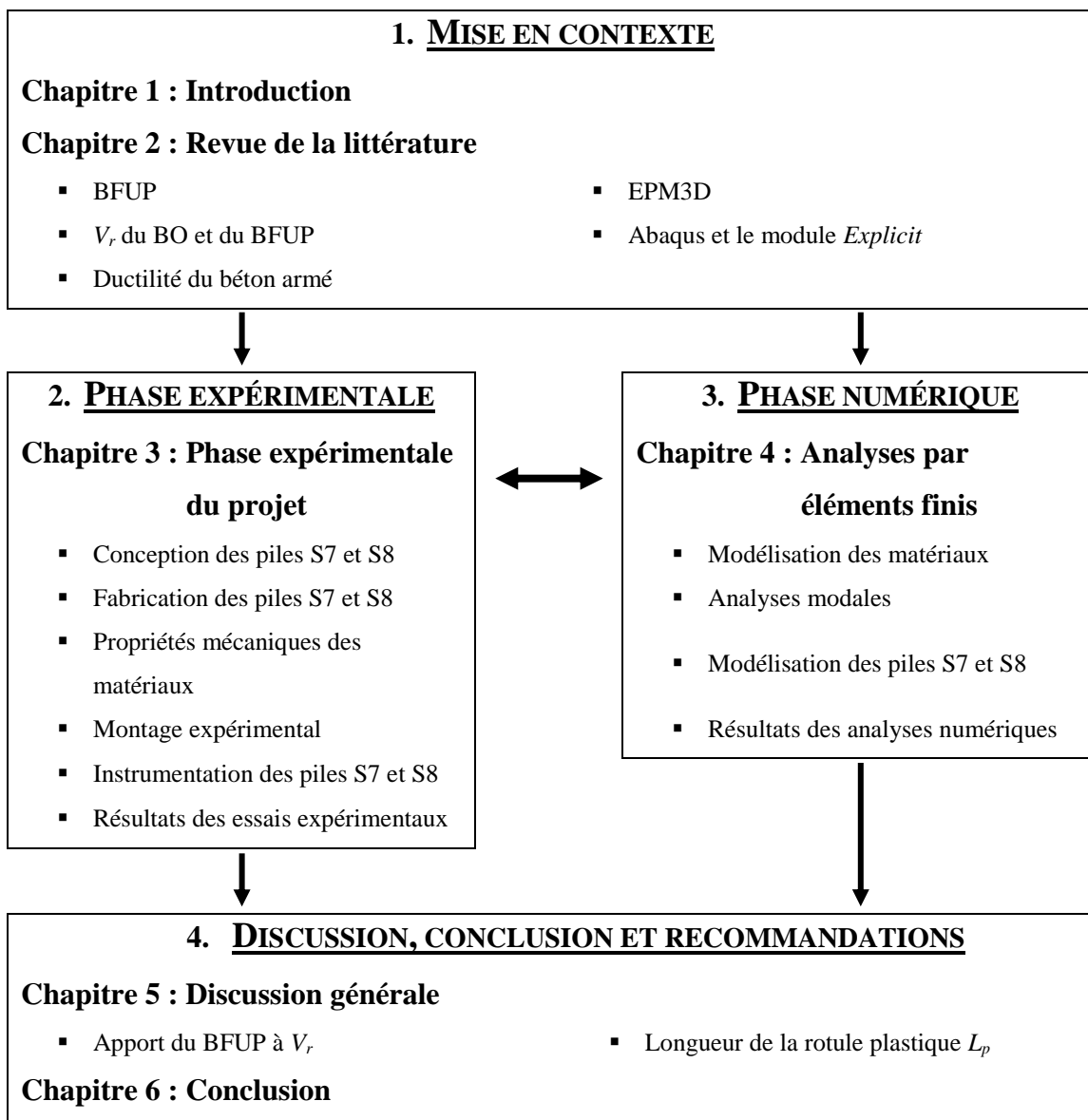
Ce projet de maîtrise s'inscrit dans le cadre d'un projet de recherche plus vaste qui a comme objectif ultime le développement d'une méthode de réhabilitation sismique des piles de pont fortement rectangulaires par chemisage en BFUP. Les objectifs précis de ce projet sont donc :

1. d'étudier l'influence du BFUP sur la résistance à l'effort tranchant et sur le comportement global d'une pile de pont;
2. d'étudier le comportement structural d'une pile de référence non-renforcée avec un détail d'armature transversale critique sous chargement cyclique;
3. d'étudier la formation de la rotule plastique à l'interface semelle/colonne de la pile réhabilitée;
4. d'adapter le protocole expérimental au nouveau système de chargement multiaxial du Laboratoire;
5. de réaliser des analyses par éléments finis reproduisant le comportement expérimental des piles sur Abaqus en utilisant le module Explicit et le modèle constitutif EPM3D.

De manière générale, les essais expérimentaux permettront également de compléter l'importante base de données portant sur les piles de pont réhabilitées à l'aide de BFUP. De plus, les essais numériques sur Abaqus permettront d'évaluer la justesse du modèle constitutif EPM3D lorsqu'utilisé pour une analyse globale.

### **1.4 Méthodologie et organisation du mémoire**

Le présent projet de recherche est divisé en 4 phases distinctes et est présenté sous la forme d'un mémoire classique. Ces 4 phases de même que le détail du contenu de chacun des chapitres sont présentés à la Figure 1.1.



**Figure 1.1 : Organigramme de l'organisation du mémoire**

## **CHAPITRE 2    REVUE DE LA LITTÉRATURE**

La présente revue de la littérature se veut complémentaire aux travaux préalablement effectués par Dagenais (2014) et Garneau (2015). Malgré le fait que ce projet de recherche s'inscrive dans la continuité de leurs travaux, la plupart des sujets abordés dans leur revue de la littérature respective ne seront pas repris ici. Ce chapitre mettra plutôt en valeur les concepts permettant une meilleure compréhension des objectifs précis de ce projet de recherche. Le lecteur est donc invité à se référer à leurs travaux comme compléments à cette revue de la littérature.

### **2.1 Bétons fibrés à ultra-hautes performances**

Les bétons fibrés à ultra-hautes performances (BFUP) se définissent comme des matériaux à matrice cimentaire contenant un dosage appréciable en fibres métalliques (AFGC (2013)). De par leurs propriétés mécaniques avantageuses et leur coût important, les BFUP sont essentiellement utilisés pour des applications structurales. La section suivante traitera de la composition des BFUP, de leurs propriétés mécaniques et de leur classification en fonction de leur comportement en traction.

#### **2.1.1 Composition des BFUP**

Tout comme les bétons conventionnels, les BFUP sont constitués de ciments et d'ajout minéraux (liants), de granulats, d'adjuvants et d'eau. Les BFUP se distinguent toutefois des autres types de béton par a) la quantité de ciment (jusqu'à  $1\,000\text{ kg/m}^3$ ) présente dans leur mélange, b) la présence de fumée de silice, qui densifie la matrice et participe à l'hydratation, c) le rapport eau/liants (E/C) qui se situe autour de 0.2, d) l'absence de granulats grossiers (pierre) et e) la présence d'une quantité importante de fibres métalliques. Ces caractéristiques sont illustrées au Tableau 2.1, où elles sont comparées à d'autres types de bétons.

Le choix de la quantité et du type de fibres dans le mélange se fait en fonction des propriétés mécaniques en traction désirées. Sommairement, à partir d'un mélange sans fibres, une quantité de sable équivalente au volume de fibres sera enlevée du mélange de béton pour permettre l'incorporation des fibres. Le mélange de BFUP utilisé dans le cadre de ce projet de recherche utilise des fibres droites de 0.2 mm de diamètre et de 13 mm de longueur. La quantité de fibres présente dans le mélange est de 3% du volume total, soit  $235\text{ kg/m}^3$ . La compacité de la matrice,

obtenue par l'importante quantité de ciment et la présence de fumée de silice, assure une adhérence suffisante à l'ancrage de ces fibres droites.

**Tableau 2.1 : Composition et propriétés mécaniques des différents types de béton disponibles au Canada (tiré de Charron and Desmettre (2013))**

Composition	BO	BHP	BFHP *	BFUP
Rapport eau/liant	≥ 0.40	0.30 à 0.40	0.30 à 0.40	0.15 à 0.25
Liant	300-400 kg/m <sup>3</sup>	350 à 450 kg/m <sup>3</sup>	350 à 550 kg/m <sup>3</sup>	800 à 1000 kg/m <sup>3</sup>
Ajouts minéraux	Parfois	Oui	Oui	Oui
Sable	Oui	Oui	Oui	Oui
Pierre	Oui	Oui	Oui	Non
Fibres	Non	Non	40 à 120 kg/m <sup>3</sup> (0.5 à 1.5 %-vol.)	160 à 480 kg/m <sup>3</sup> (2 à 6 %-vol.)
Propriétés	BO	BHP	BFHP *	BFUP
Compression - $f'_c$	20 à 40 MPa	50 à 90 MPa	50 à 90 MPa	120 à 180 MPa
Traction - $f'_t$	1.5 à 2.5 MPa	3.0 à 4.5 MPa	3.0 à 4.5 MPa	7 à 15 MPa
Module - $E_c$	20 à 25 GPa	25 à 35 GPa	25 à 35 GPa	30 à 45 GPa

\* : Dosage en fibre minimal de 0.5% pour réduction de perméabilité et apport structural significatifs

### 2.1.2 Propriétés mécaniques des BFUP

Les BFUP sont d'abord caractérisés par une très grande résistance en compression  $f'_c$ . Par exemple, un des critères de l'AFGC (2013) pour qualifier un béton contenant des fibres de BFUP est que sa résistance en compression doit être supérieure à 150 MPa. La résistance en compression à 28 jours des BFUP développés à l'École Polytechnique est légèrement inférieure, soit environ de 120 MPa à 130 MPa, ce qui est compatible avec l'exigence de la norme CAN/CSA A23.1. Il est pertinent de mentionner que les fibres n'influencent pas la résistance du béton en compression, mais réduisent plutôt la fragilité post-pic en compression du fait qu'elles traversent les fissures (Charron (2016)).

Le principal atout des BFUP est évidemment leur comportement en traction. En effet, les BFUP se distinguent des autres types de béton par leur résistance en traction variant de 7 MPa à 15 MPa et par leur capacité à maintenir cette résistance suite à la fissuration. La Figure 2.1, tiré de Lagier (2015), illustre le comportement en traction d'un BFUP dit plastique ou écrouissant. Ce comportement peut être divisé en 4 phases distinctes, telles que décrites par Naaman and Reinhardt (2006) :

1. Un comportement linéaire-élastique non fissuré avec le même module d'élasticité qu'en compression. Cette phase prend fin avec l'apparition d'une première microfissure.
2. Une phase de création de microfissures relativement courte et caractérisée par l'apparition de plusieurs microfissures.
3. Un comportement plastique, écrouissant ou non, caractérisé par une rigidité constante correspondant à la rigidité d'une section fissurée (Massicotte (2016)). Cette phase est responsable du comportement ductile du BFUP en traction et prend fin à la formation d'une macrofissure localisée.
4. Comportement adoucissant, apporté par la résistance des fibres traversant la macrofissure.

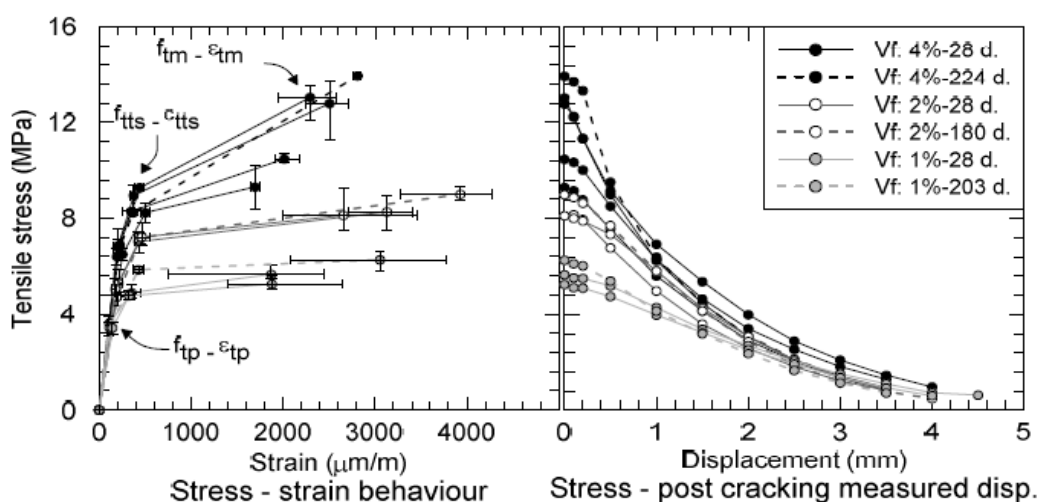


Figure 2.1 : Comportement en traction du BFUP (tiré de Lagier (2015))

Les propriétés mécaniques en traction des BFUP, comme celles des BRF, sont cependant grandement influencées par la dispersion et l'orientation des fibres. En effet, selon des travaux réalisés par Delsol (2012), l'orientation défavorable des fibres peut réduire de 60% la résistance ultime en traction du BFUP et de 95% la longueur de la phase écrouissante.

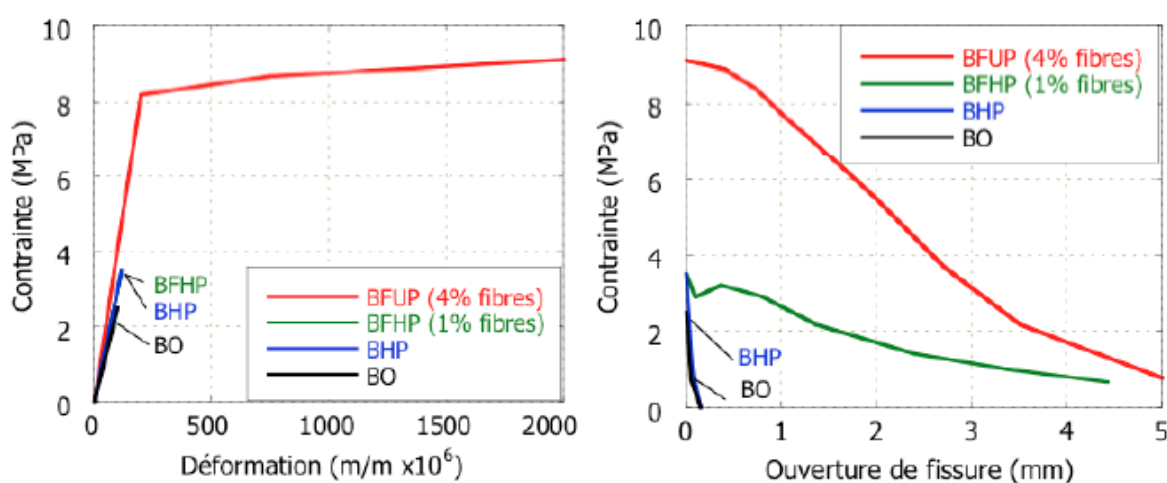
### 2.1.3 Caractérisation des BFUP selon l'Association française du génie civil

L'Association Française de Génie Civil (AFGC (2013)) subdivise le BFUP en trois catégories selon que leur comportement en traction est adoucissant ou écrouissant en suivant une loi caractéristique ou une loi moyenne et en tenant compte de l'orientation des fibres.

Le BFUP de type 1 est adoucissant, c'est-à-dire que l'ouverture d'une macrofissure se produit directement après l'atteinte de la résistance en traction de la matrice. Les bétons non fibrés (BO et BHP) de même que les bétons faiblement à moyennement fibrés (BFO et BFHP) présentent ce comportement, tel qu'illustré sur la Figure 2.2. Les BFUP avec un tel comportement contiennent peu de fibres, généralement moins de 1% en volume.

Le BFUP de type 2 est peu écouissant, c'est-à-dire qu'il s'agit d'un BFUP légèrement écouissant en loi moyenne, mais lorsque les données expérimentales sont traitées selon une loi caractéristique, ils deviennent adoucissants du point de vue de la conception. Ce comportement est généralement obtenu avec un dosage de fibres de moins de 2% en volume.

Le BFUP de type 3 est écouissant même en loi caractéristique, c'est-à-dire qu'il demeure écouissant après le traitement des données expérimentales.



**Figure 2.2 : Comportement en traction de différents types de béton (tiré de Charron and Desmettre (2013))**

La loi caractéristique retenue par l'AFGC représente une borne inférieure dont la probabilité de dépassement est de 95%. Les données expérimentales sont traitées selon l'équation Eq. 2.1 :

$$V_{car.} = V_{moy.} - C_s \cdot \sigma_{type} \quad \text{Eq. 2.1}$$

où  $V_{car.}$  : Valeur caractéristique

$C_s$  : Coefficient de Student

$V_{moy.}$  : Valeur moyenne

$\sigma_{type}$  : Écart type

Le regroupement en 3 catégories de comportement en traction directe est établi en fonction des essais matériaux sur éprouvettes moulées (prismes de flexion ou os pour la traction directe). Si les éprouvettes sont bien confectionnées, la dispersion des résultats avec les dosages élevés en fibres est généralement faible. Toutefois, la répartition réelle dans les éléments fabriqués en BRF est affectée par la méthode de coulée, la maniabilité du mélange, le coffrage et les obstacles rencontrés par l'écoulement du béton (Massicotte (2016)).

La dispersion et l'orientation des fibres sont considérées par l'AFGC à l'aide du paramètre  $K$  qui réduit la résistance à la traction du BFUP pour prendre en compte le comportement réel du BFUP dans les éléments. Lorsqu'il est possible d'émettre l'hypothèse qu'un défaut localisé dans l'orientation des fibres n'influencera pas l'apport de la résistance des fibres à la résistance d'un élément (comme la résistance d'une poutre en BFUP à l'effort tranchant),  $K_{Global}$  est utilisé. Lorsque la résistance apportée par les fibres est requise dans une zone très précise,  $K_{Local}$  est retenu. L'AFGC propose une méthode pour calculer les paramètres  $K$ . Elle propose aussi des valeurs de référence, présentée au Tableau 2.2. C'est ce qui est utilisé dans ce projet.

**Tableau 2.2 : Valeurs préliminaires de  $K$  proposées par l'AFGC**

$K_{Global} = 1.25$	$K_{Local} = 1.75$
---------------------	--------------------

## **2.2 Résistance à l'effort tranchant des éléments en béton armé**

### **2.2.1 CAN/CSA A23.3-14 – Calcul des ouvrages en béton**

La mission première de la norme CAN/CSA A23.3-14 – Calcul des ouvrages en béton est de définir les exigences de conception et d'évaluation des structures en béton armé. Dans le cadre de ce projet de recherche, il est particulièrement pertinent de s'intéresser aux exigences de la norme CAN/CSA A23.3-14 en ce qui a trait à l'effort tranchant. Sans présenter en détail toutes les exigences et toutes les recommandations de la norme CAN/CSA A23.3-14, la présente sous-section résume les lignes directrices de la conception et de l'évaluation des structures en béton armé à l'effort tranchant.

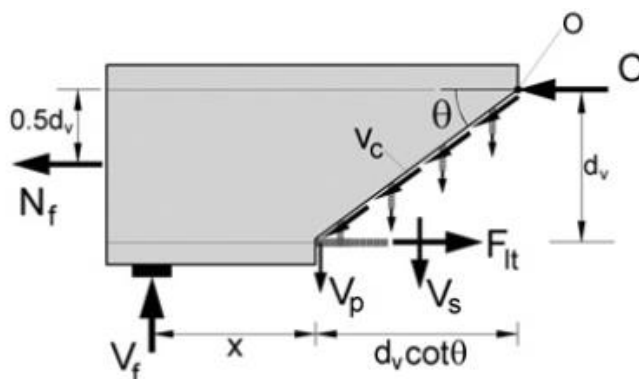
La norme CAN/CSA A23.3-14 propose deux méthodes de dimensionnement des sections à l'effort tranchant :

1. la méthode sectionnelle (*Sectional Design Method*), basée sur la théorie du champ de compression modifiée (TCCM) – *Modified Compression Field Theory (MCFT)*
2. la méthode des bielles et tirants – *Strut-and-Tie Method*

Le choix de la méthode à employer dépend principalement de la géométrie de la section à l'étude. Pour les éléments de type poutre respectant l'hypothèse que les sections planes restent planes (hypothèse de Bernoulli, zones B), la norme CAN/CSA A23.3-14 permet l'utilisation de l'une ou l'autre des méthodes de dimensionnement. Pour des raisons de simplicité des calculs, la méthode sectionnelle sera alors privilégiée. Dans le cas où cette hypothèse ne serait pas applicable, comme par exemple lorsqu'il y a présence de discontinuités géométriques (zones D) ou lorsque l'élément en question est une poutre profonde ( $M/(V \cdot h) < 2$ ), la norme CAN/CSA A23.3-14 prescrit l'utilisation de la méthode des bielles et tirants.

### 2.2.1.1 Méthode sectionnelle

La méthode sectionnelle de la norme CAN/CSA A23.3-14 est basée sur la version simplifiée de la TCCM développée par le professeur Collins de l'Université de Toronto (Bentz, Vecchio, and Collins (2006)). La Figure 2.3 illustre les différents mécanismes qui surviennent lorsqu'un élément en béton armé est sollicité en flexion et en cisaillement.



**Figure 2.3 : Mécanismes de résistance à l'effort tranchant (tiré de Bentz and Collins (2006))**

La résistance au moment fléchissant est assurée par le couple de forces de compression dans le béton (C sur la Figure 2.3) et de traction dans les armatures longitudinales ( $F_{lt}$ ). La résistance à l'effort tranchant est quant à elle assurée par les mécanismes suivants :



a) La force $V_s$ reprise par les étriers traversant la fissure de cisaillement;	$V_s$ : Eq. 2.5
b) Les contraintes de cisaillement $v_{ci}$ à l'interface de la fissure due à l'engrainement des granulats;	$V_c$ : Eq. 2.4
c) Les contraintes de cisaillement dans la zone comprimée en flexion;	
d) La composante verticale des forces de précontraintes;	Ø
e) L'effet de goujons causé par les armatures longitudinales.	Ignoré par la TCCM

Le calcul de  $V_s$  se fait de manière assez directe à condition de connaître l'angle des fissures de cisaillement. Malgré que le calcul de  $V_c$  soit quant à lui beaucoup plus complexe, il est présenté de manière simplifiée dans les équations proposées par la norme CAN/CSA A23.3-14. En effet, la méthode retenue pose l'hypothèse que le comportement complexe de la résistance au cisaillement du béton à l'interface des fissures peut être estimé par la valeur de cette résistance à mi-hauteur de la section, caractérisée par la TCCM comme étant reliée à la déformation longitudinale  $\varepsilon_x$  calculée à mi-hauteur de la section. Ce calcul permet de tenir compte des différents paramètres qui caractérisent la résistance du béton au cisaillement (pourcentage d'armature, niveau de chargement, etc.). Sommairement, plus  $\varepsilon_x$  est grand, moins  $V_c$  est élevé. Le détail du calcul de  $\varepsilon_x$  est présenté à l'équation Eq. 2.8.

### 2.2.1.2 La méthode sectionnelle

La résistance pondérée à l'effort tranchant ( $V_r$ ) d'une section en béton armé doit être supérieure à l'effort tranchant pondéré ( $V_f$ ) appliqué sur celle-ci :

$$V_r \geq V_f \quad \text{Eq. 2.2}$$

où  $V_r$  : Résistance pondérée à l'effort tranchant

$V_f$  : Effort tranchant pondéré

La résistance  $V_r$  est déterminée comme étant la somme de l'apport en résistance à l'effort tranchant du béton ( $V_c$ ), de l'armature transversale ( $V_s$ ) et de la précontrainte ( $V_p$ ) :

$$V_r = V_c + V_s + V_p \quad \text{Eq. 2.3}$$

- où  $V_c$  : Résistance pondérée du béton à l'effort tranchant  
 $V_s$  : Résistance pondérée de l'armature de cisaillement à l'effort tranchant  
 $V_p$  : Composante dans la direction de  $V_r$  de la précontrainte effective pondérée

Vu l'absence de précontrainte dans le projet de recherche, les notions y faisant référence ne seront pas présentées dans cette section-ci. Les valeurs de  $V_c$  et de  $V_s$  de l'équation Eq. 2.3 sont respectivement obtenues par les équations suivantes :

$$V_c = \phi_c \cdot \lambda \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d_v \quad \text{Eq. 2.4}$$

- où  $\phi_c$  : Coefficient de pondération du béton  
 $\lambda$  : Coefficient de densité du béton  
 $\beta$  : Coefficient de résistance au cisaillement du béton fissuré  
 $f'_c$  : Résistance en compression du béton  
 $b_w$  : Largeur effective en cisaillement de la section  
 $d_v$  : Profondeur effective en cisaillement de la section

$$V_s = \frac{\phi_s \cdot A_v \cdot f_y \cdot d_v}{s \cdot \tan \theta} \quad \text{Eq. 2.5}$$

- où  $\phi_s$  : Coefficient de pondération de l'armature (transversale dans ce cas-ci)  
 $A_v$  : Aire de l'armature transversale  
 $f_y$  : Limite élastique de l'acier d'armature  
 $s$  : Espacement des étriers  
 $\theta$  : Angle d'inclinaison des fissures de cisaillement

Deux méthodes sont proposées par la norme CAN/CSA A23.3-14 pour déterminer les paramètres  $\beta$  et  $\theta$  des équations Eq. 2.4 et Eq. 2.5, soit une méthode simplifiée et une méthode générale. À condition du respect de certaines conditions présentées en détail aux articles [11.3.6.1] à [11.3.6.3], la méthode simplifiée fixe les valeurs de  $\beta = 0.18$  et  $\theta = 35^\circ$ . La méthode générale, de son côté, propose les équations suivantes pour l'évaluation des paramètres  $\beta$  et  $\theta$  :

$$\beta = \frac{0.40}{(1 + 1500 \cdot \varepsilon_x)} \cdot \frac{1300}{(1000 + s_{ze})} \quad \text{Eq. 2.6}$$

où

$\varepsilon_x$  : Déformation longitudinale à mi-hauteur de la section

$s_{ze}$  : Paramètre d'espacement des fissures à mi-hauteur de la section tenant compte du diamètre nominal des granulats

$$\theta = 29 + 7000 \cdot \varepsilon_x \quad \text{Eq. 2.7}$$

Le calcul du paramètre d'espacement des fissures  $s_{ze}$  se fait selon l'article [11.3.6.3]. Des équations Eq. 2.6 et Eq. 2.7, la valeur de  $\varepsilon_x$  s'obtient de l'équation suivante :

$$\varepsilon_x = \frac{M_f/d_v + V_f + 0.5 \cdot N_f}{2 \cdot E_s \cdot A_s} \quad \text{Eq. 2.8}$$

où

$M_f$  : Moment pondéré

$N_f$  : Charge axiale pondérée

$E_s$  : Module d'élasticité de l'armature longitudinale

$A_s$  : Aire de l'armature longitudinale à la section tendue sous flexion

Certaines indications sur le calcul de la déformation longitudinale à mi-hauteur de la section  $\varepsilon_x$  sont données à l'article [13.3.6.4] de la norme. En décortiquant cette équation, il est possible de se rendre compte que le calcul de la déformation se fait au niveau de l'armature tendue. La valeur obtenue est ensuite divisée par 2 pour estimer la déformation à mi-hauteur  $\varepsilon_x$ . Cette hypothèse demeure conservatrice tant que la fibre de béton comprimée en flexion demeure comprimée suite au chargement car elle surestime  $\varepsilon_x$ . Cependant, pour d'importants niveaux de chargement axial positif (traction), des modifications doivent être apportées au calcul de  $\varepsilon_x$  car l'équation Eq. 2.8 sous-estimerait alors sa valeur. Une fois la déformation  $\varepsilon_x$  évaluée, les équations Eq. 2.6 et Eq. 2.7 sont obtenues de manière empirique et analytique.

La méthode simplifiée de la méthode sectionnelle, découlant de la TCCM expliquée précédemment et des équations présentées à la section 2.2.1.2, repose principalement sur l'hypothèse suivante :

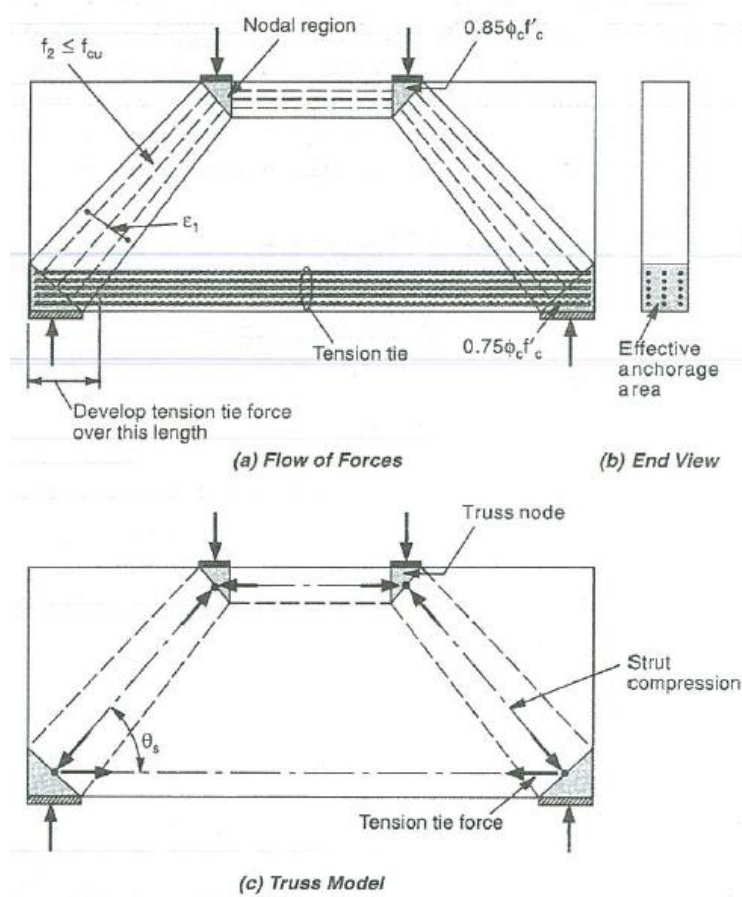
$$\varepsilon_x = f_y / (2 \cdot E_s) \quad \text{Eq. 2.9}$$

Avec  $f_y = 400$  MPa et  $E_s = 200\,000$  MPa,  $\varepsilon_x = 1.0 \times 10^{-3}$ . Pour être conservateur, la méthode simplifiée de la norme CAN/CSA A23.3-14 considère la valeur de  $\varepsilon_x = 0.85 \times 10^{-3}$ , tandis que la

norme CAN/CSA S6-14 considère la valeur de  $\varepsilon_x = 0.80 \times 10^{-3}$ . Pour une valeur de  $s_{ze} = 300$  mm, les équations Eq. 2.6 et Eq. 2.7 donnent des valeurs de  $\beta = 0.18$  et  $\theta = 35^\circ$  (tant pour  $\varepsilon_x = 0.85 \times 10^{-3}$  que pour  $\varepsilon_x = 0.80 \times 10^{-3}$ ), tel qu'indiqué dans la méthode simplifiée de la norme CAN/CSA A23.3-14. La norme CAN/CSA S6-14 suggère quant à elle  $\beta = 0.18$  mais  $\theta = 42^\circ$  car cela se rapproche des valeurs utilisées l'ACI depuis des décennies. Il est pertinent de rappeler que la méthode simplifiée n'est plus valide si la déformation à mi-hauteur  $\varepsilon_x$  dépasse les valeurs mentionnées précédemment.

### **2.2.1.3 La méthode des bielles et tirants**

La méthode des bielles et tirants consiste essentiellement à analyser le cheminement des efforts dans les éléments en béton armé par l'entremise d'éléments en traction et en compression. Il en ressort alors un treillis composé de membrures en compression (bielles) et de membrures en traction (tirants). De par la statique, les forces dans les bielles et les tirants peuvent être évaluées. Le dimensionnement s'effectue alors selon diverses étapes présentées à la section [4.3] du commentaire de la norme CAN/CSA A23.3-14. Un exemple découlant de l'application de ces étapes est présenté à la Figure 2.4.



**Figure 2.4 : Modèle de bielles et tirants proposé pour une poutre profonde (tiré du commentaire de la norme CAN/CSA A23.3-14)**

Des indications sur le calcul de la résistance des bielles, des tirants et des zones nodales sont présentées à la section [11.4] de la norme CAN/CSA A23.3-14. La résistance d'une bielle et d'un tirant doivent être telle que :

$$\phi_c \cdot f_{cu} \cdot A_{cs} \geq F_{bielle} \quad \text{Eq. 2.10}$$

où  $f_{cu}$  : Contrainte de compression maximale dans une bielle

$A_{cs}$  : Aire effective d'une bielle

$F_{bielle}$  : Force de compression dans une bielle

$$\phi_s \cdot f_y \cdot A_{st} \geq F_{tirant} \quad \text{Eq. 2.11}$$

où  $A_{st}$  : Aire de l'acier d'armature dans un tirant

$F_{tirant}$  : Force de traction dans un tirant

De plus, Vecchio and Collins (1986) ont démontré que la contrainte maximale admissible dans le béton ( $f_{cu}$ ) varie en fonction de la déformation principale en traction  $\varepsilon_1$ . Cette déformation peut être estimée avec l'angle  $\theta_s$  entre la bielle et le tirant. Le tout est pris en compte par la norme CAN/CSA A23.3-14 :

$$f_{cu} = \frac{f'_c}{0.8 + 170 \cdot \varepsilon_1} \quad \text{Eq. 2.12}$$

où  $\varepsilon_1$  : Déformation principale en traction dans le béton fissuré

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_s + (\varepsilon_s + 0.002) \cdot \cot^2 \theta_s \quad \text{Eq. 2.13}$$

où  $\varepsilon_s$  : Déformation en traction de l'armature du tirant

$\theta_s$  : Plus petit angle entre la bielle et les tirants adjacents

Finalement, les zones nodales doivent être dimensionnées de sorte à ce que la contrainte maximale de compression dans le béton de ces zones soit inférieure à :

$0.85 \cdot \phi_c \cdot f'_c$  dans les zones nodales entourées de bielles et de plaques d'ancrage.

$0.75 \cdot \phi_c \cdot f'_c$  dans les zones nodales où est ancré un tirant dans une seule direction.

$0.65 \cdot \phi_c \cdot f'_c$  dans les zones nodales où sont ancrés des tirants dans plus d'une direction.

## 2.2.2 CAN/CSA S6-14 – Code canadien sur le calcul des ponts routiers

La norme CAN/CSA S6-14 – Code canadien sur le calcul des ponts routiers traite du dimensionnement, de l'évaluation et de la réhabilitation structurale des ponts routiers canadiens. Les méthodes de dimensionnement à l'effort tranchant qui y sont présentées sont pratiquement identiques à celles de la norme CAN/CSA A23.3-4. En effet, deux méthodes sont proposées, soit la méthode sectionnelle et la méthode des bielles et tirants, et le choix de la méthode s'effectue aussi en fonction de l'hypothèse des sections planes.

La méthode sectionnelle proposée par la norme CAN/CSA S6-14 est également basée sur la théorie du champ de compression modifiée. En découle les équations Eq. 2.2 à Eq. 2.5, à la

différence que l'équation Eq. 2.4 reprise par la norme CAN/CSA S6-14 fait appel au paramètre  $f_{cr}$  plutôt que  $\lambda \cdot \sqrt{f'_c}$  :

$$V_c = 2.5 \cdot \beta \cdot \phi_c \cdot f_{cr} \cdot b_v \cdot d_v \quad \text{Eq. 2.14}$$

$$f_{cr} = \begin{bmatrix} 0.40 \cdot \sqrt{f'_c} & \text{Béton de densité normale} \\ 0.34 \cdot \sqrt{f'_c} & \text{Béton de densité semi – faible} \\ 0.30 \cdot \sqrt{f'_c} & \text{Béton de densité faible} \end{bmatrix} \quad \text{Eq. 2.15}$$

où  $f_{cr}$  : Résistance à la fissuration du béton

Comme le béton léger n'est pas permis pour la construction de ponts, le paramètre  $\lambda$  est pris égal à 1.0 et n'apparaît pas dans les équations. La valeur de  $f_{cr} = 0.4 \cdot \sqrt{f'_c}$  est adoptée par la norme CAN/CSA S6-06, ce qui revient à dire que les Eq. 2.4 et Eq. 2.14 sont identiques.

La principale différence entre les deux normes est que la norme CAN/CSA S6-14, dans sa méthode simplifiée, recommande l'utilisation d'un angle d'inclinaison des fissures de cisaillement  $\theta = 42^\circ$  plutôt que  $\theta = 35^\circ$ . De plus, la norme CAN/CSA S6-14 propose un facteur correctif tenant compte de l'espacement des fissures de cisaillement dans le calcul de  $\theta$  par la méthode générale :

$$\theta = (29 + 7000 \cdot \varepsilon_x) \cdot (0.88 + s_{ze}/2500) \quad \text{Eq. 2.16}$$

Bref, outre les quelques nuances énumérées ci-dessus, le calcul de la résistance à l'effort tranchant d'un élément en béton armé à l'aide de la méthode sectionnelle s'effectue de manière très semblable avec les normes CAN/CSA S6-14 et CAN/CSA A23.3-14.

L'utilisation de la méthode des bielles et tirants se fait de manière identique à ce qui est indiqué dans la norme CAN/CSA A23.3-14, à l'exception des contraintes maximales admissibles aux zones nodales qui doivent respecter les limites suivantes :

$\alpha_1 \cdot \phi_c \cdot f'_c$  dans les zones nodales entourées de bielles et de plaques d'ancrage.

$0.88 \cdot \alpha_1 \cdot \phi_c \cdot f'_c$  dans les zones nodales où est ancré un tirant dans une seule direction.

$0.76 \cdot \alpha_1 \cdot \phi_c \cdot f'_c$  dans les zones nodales où sont ancrés des tirants dans plus d'une direction.

Le paramètre  $\alpha_l$  est défini à l'équation Eq. 2.17 :

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 \cdot f'_c \geq 0.67 \quad \text{Eq. 2.17}$$

où  $\alpha_1$  : Ratio de la contrainte moyenne du bloc de compression équivalent du béton sur la résistance maximale du béton en compression

### 2.2.3 Détérioration de la résistance à l'effort tranchant des éléments en béton armé sous chargement cyclique

Il a été présenté aux sections précédentes que la résistance à l'effort tranchant des éléments en béton armé était fonction de la résistance du béton au cisaillement  $V_c$  et de la résistance des aciers transversaux  $V_s$ . Sous chargement cyclique, cette résistance à l'effort tranchant est confrontée aux phénomènes suivants (Biskinis, Roupakias, & Fardis, 2004) :

1. la diminution de la contrainte d'interface de fissure en raison de l'effritement des surfaces de contact suite aux cycles d'ouverture et de fermeture de la fissure;
2. la dégradation de l'effet de goujons entre le béton et les armatures longitudinales en raison de l'accumulation de déformations plastiques dans les armatures longitudinales;
3. la progression des fissures de flexion dans le béton avec pour effet de diminuer la contribution du béton en compression dans la résistance au cisaillement;
4. l'ouverture progressive des fissures engendrant une diminution de la contrainte d'interface due au glissement des armatures longitudinales et à l'accumulation de déformations inélastiques dans les étriers;
5. la diminution de la capacité du béton en compression due à l'accumulation de déformations transversales.

De plus, toujours selon Biskinis et al. (2004), la dégradation de la résistance à l'effort tranchant du béton armé est maximale dans les zones de rotules plastiques. Cela s'explique entre autre par le fait que dans ces zones, les fissures de flexion sont importantes et rejoignent les fissures diagonales de cisaillement, le béton comprimé est plus endommagé et contribue moins à la résistance au cisaillement alors que les armatures longitudinales sont plastifiées (ou peuvent avoir flambé) et leur contribution à l'effet goujon est grandement diminuée. C'est pour cette raison que divers travaux de recherche portant sur la dégradation de la résistance du béton armé à l'effort



tranchant caractérisent le phénomène en fonction du niveau de ductilité atteint par l'élément en béton.

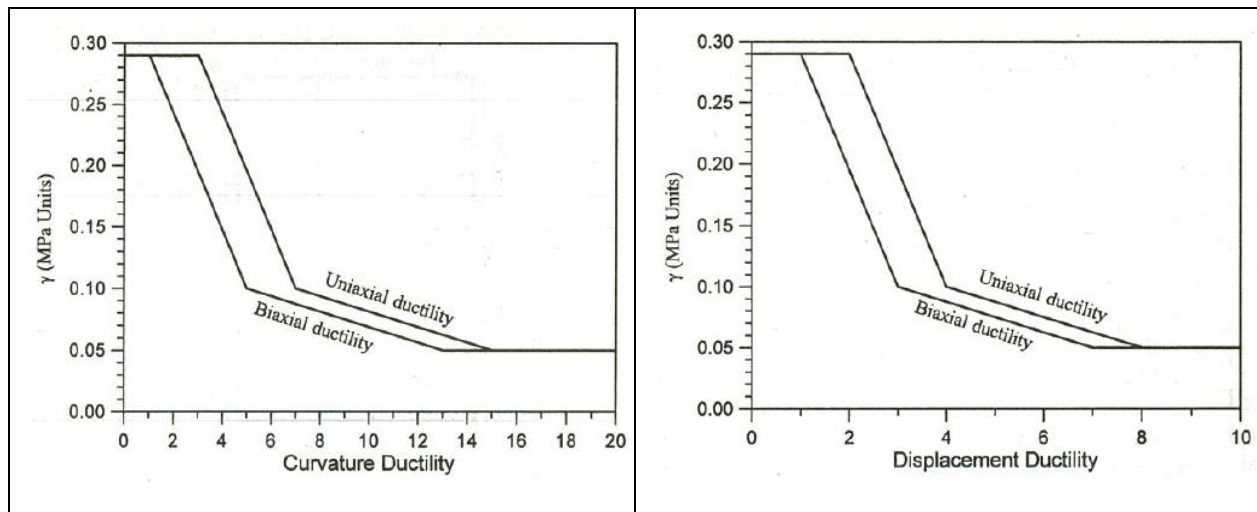
Par exemple, Priestley, Verma, and Xiao (1994) ont proposé de subdiviser la résistance à l'effort tranchant du béton armé en trois phénomènes distincts, soit la résistance de l'armature transversale à l'effort tranchant ( $V_s$ , tel qu'à l'équation Eq. 2.5), la résistance attribuable à la charge axiale ( $V_{p\_Priestley}$ ) et la résistance au cisaillement du béton ( $V_{c\_Priestley}$ ). Globalement, cela revient à diviser l'équation Eq. 2.4 en deux composantes distinctes :  $V_{p\_Priestley}$  et  $V_{c\_Priestley}$ . L'endommagement dû à la ductilité est pris en compte dans le calcul de  $V_{c\_Priestley}$  :

$$V_{c\_Priestley} = 0.8 \cdot A_g \cdot \gamma \cdot \sqrt{f'_c} \quad \text{Eq. 2.18}$$

où  $A_g$  : Aire nominale de la section

$\gamma$  : Facteur de pondération lié à la ductilité de la section

La valeur du facteur de pondération lié à la ductilité de la section  $\gamma$  est établie en fonction du niveau de ductilité atteint selon ce qui est présenté à la Figure 2.5 :



**Figure 2.5 : Facteur de pondération lié à la ductilité de la section (tiré de Kowalsky and Priestley (2000))**

Les équations Eq. 2.18 et Eq. 2.4 sont très semblables. En posant que  $0.8 \cdot A_g \cdot \sqrt{f'_c} = b_w \cdot d_v \cdot \sqrt{f'_c}$ , cela revient à dire que  $\beta = \gamma$ . Pour de faibles niveaux de ductilités en déplacement, la Figure 2.5 fixe la valeur de  $\gamma = 0.29$ , comparativement à une valeur de  $\beta = 0.18$  fixée par la méthode simplifiée des normes CAN/CSA A23.3-14 et CAN/CSA S6-14. La méthode proposée

par Priestley et al. (1994) prédira donc une résistance à l'effort tranchant  $V_r$  beaucoup plus élevée que les normes CAN/CSA A23.3-14 et CAN/CSA S6-14, d'autant plus qu'elle tient aussi compte d'un apport de résistance dû à la charge axiale ( $V_{p\_Priestley}$ ). Cependant, pour des niveaux de ductilité un peu plus élevés, la valeur de  $\gamma$  chute sous 0.1. Les valeurs prédites par les normes ne sont alors plus nécessairement conservatrices. D'autres méthodes ont aussi été développées pour estimer la dégradation de la résistance du béton armé à l'effort tranchant : Kowalsky and Priestley (2000), Biskinis et al. (2004), Park, Yu, and Choi (2012), etc. Tous ces modèles prédisent une certaine dégradation de la résistance du béton armé à l'effort tranchant avec l'augmentation de la ductilité de la section.

Pour tenir compte de ce phénomène, les normes CAN/CSA A23.3-14 et CAN/CSA S6-14 proposent de limiter l'apport du béton au calcul de  $V_r$  dans les zones où une fissuration importante est anticipée, notamment dans les zones de rotules plastiques. La norme CAN/CSA S6-14 propose par exemple l'utilisation des coefficients  $\beta = 0.1$  et  $\theta = 45^\circ$  pour la résolution des équations Eq. 2.4 et Eq. 2.5 dans ces zones.

## 2.3 Résistance du BFUP à l'effort tranchant

L'Association Française de Génie Civil (AFGC) propose une approche semblable à celle des normes CAN/CSA A23.3-14 et CAN/CSA S6-14 pour le calcul de la résistance d'un élément en béton armé avec comme ajout un terme tenant compte de l'apport d'une section en BFUP. En reprenant la nomenclature de l'AFGC :

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} + V_{Rd,f} \quad \text{Eq. 2.19}$$

- où
- $V_{Rd}$  : Résistance à l'effort d'une section en béton armé et avec une section en BFUP
  - $V_{Rd,c}$  : Terme de participation du béton à la résistance à l'effort tranchant
  - $V_{Rd,s}$  : Terme de participation des étriers à la résistance à l'effort tranchant
  - $V_{Rd,f}$  : Terme de participation des fibres à la résistance à l'effort tranchant

Le calcul des termes  $V_{Rd,c}$  et  $V_{Rd,s}$  se fait de manière très semblable à ce qui est proposé aux normes CAN/CSA A23.3-14 et CAN/CSA S6-14. Le calcul de  $V_{Rd,f}$  est quant à lui présenté à l'équation Eq. 2.20.

$$V_{Rd,f} = \frac{A_{fv} \cdot \sigma_{Rd,f}}{\tan \theta} \quad \text{Eq. 2.20}$$

où  $A_{fv}$  : Aire d'action des fibres

$\sigma_{Rd,f}$  : Résistance résiduelle des fibres en traction

$\theta$  : Inclinaison sur l'axe neutre de la contrainte principale de compression

Le calcul de  $A_{fv}$  se fait de manière assez directe. De plus, l'AFGC recommande l'utilisation de  $\theta \geq 30^\circ$ . Le calcul de  $\sigma_{Rd,f}$  est quant à lui beaucoup plus complexe et dépend notamment de la classification du BFUP selon ce qui a été présenté à la section 2.1.3. Dans le cas d'un BFUP écrouissant même en loi caractéristique (type 3),  $\sigma_{Rd,f}$  se calcule comme suit :

$$\sigma_{Rd,f} = \frac{1}{K \cdot \gamma_{cf}} \cdot \frac{1}{\varepsilon_{lim} - \varepsilon_{el}} \cdot \int_{\varepsilon_{el}}^{\varepsilon_{lim}} \sigma_f(\varepsilon) d\varepsilon \quad \text{Eq. 2.21}$$

où  $\gamma_{cf}$  : Coefficient partiel de sécurité

$\varepsilon_{lim} = \varepsilon_u$ , où  $\varepsilon_u$  est la déformation ultime atteinte à l'état limite ultime (ELU)

$\varepsilon_{el}$  : Déformation à la fin de la phase linéaire-élastique (au 1er changement de pente sur la Figure 2.1)

$\sigma_f(\varepsilon)$  : Contrainte associée à la déformation  $\varepsilon$

Dans le cas où la portion écrouissante du BFUP est linéaire (cas général), l'équation Eq. 2.21 devient :

$$\sigma_{Rd,f} = \frac{\sigma_f(\varepsilon_{lim}) - \sigma_f(\varepsilon_{el})}{K \cdot \gamma_{cf}} \quad \text{Eq. 2.22}$$

En gros, l'équation Eq. 2.21 définit la résistance résiduelle des fibres en traction  $\sigma_{Rd,f}$  comme étant la moyenne de la contrainte  $\sigma_f$  sur l'intervalle  $[\varepsilon_{el}, \varepsilon_{lim}]$  à laquelle les coefficients  $K$  et  $\gamma_{cf}$  sont appliqués. Les coefficients  $\gamma$  des normes européennes correspondent à l'inverse des coefficients de tenue des normes canadiennes. Cela revient à dire que  $\phi_f = 1/\gamma_{cf}$ .

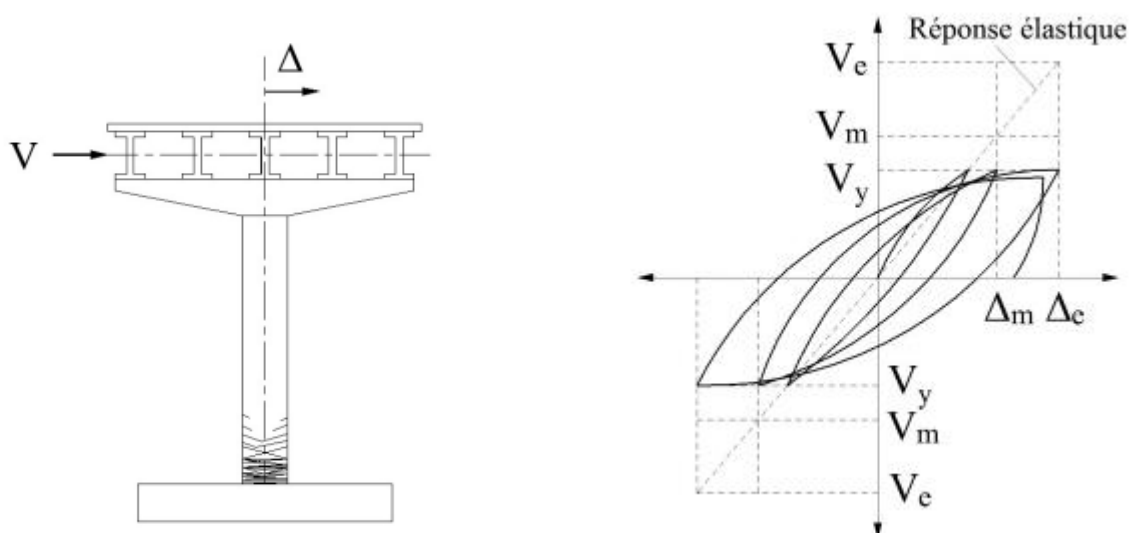
## 2.4 Ductilité des éléments en béton armé

La section qui suit traite principalement de la ductilité des éléments en béton armé. Dans un premier temps, la notion de ductilité est définie et un exemple illustre la pertinence d'un

dimensionnement ductile. Les rotules plastiques sont aussi analysées : leur formation, leur longueur, leur dimensionnement, etc.

### 2.4.1 Notions de ductilité des éléments en béton armé

Dans le cadre de ce projet de recherche, la ductilité d'une colonne en béton armé est définie comme sa capacité à encaisser de nombreux cycles de déplacements inélastiques sans subir une perte de résistance ou de rigidité significative (Priestley et al. (1996)). Ces déplacements inélastiques sont causés par les déformations inélastiques importantes des rotules plastiques. La ductilité est une propriété très intéressante puisqu'elle permet de réduire considérablement certains efforts de conception. Un exemple, donné par Priestley et al. (1996) et repris par Dagenais (2014), illustre ce phénomène à la Figure 2.6.



a) Pile soumise à une charge transversale      b) Réponse Force-Déplacement de la pile en a)

**Figure 2.6 : Comportement ductile d'une pile de pont sous chargement (tiré de Dagenais (2014))**

Lorsque soumise à un chargement sismique modéré, la pile de pont présentée à la Figure 2.6 a) est sollicitée au-delà de sa capacité élastique  $V_y$  (pour reprendre la nomenclature de la Figure 2.6). En résulte donc un déplacement inélastique  $\Delta_m$  qui permet de dissiper de l'énergie et de réorganiser l'équilibre interne de la structure. Pour de faibles niveaux de ductilités, il est probable que les dommages subis par la pile soient négligeables. Lors d'une sollicitation sismique plus importante, la même pile est sollicitée au-delà de  $V_y$ . En résulte alors un déplacement inélastique

$\Delta_e$  qui dissipe encore plus d'énergie et réorganise à nouveau l'équilibre interne de la structure. Tel qu'illustré sur la Figure 2.6 b), la force élastique  $V_e$  correspondant à un déplacement  $\Delta_e$  est considérablement supérieure à  $V_y$ . Le ratio  $V_e/V_y$  peut aller jusqu'à 5.

Cependant, avec un dimensionnement adéquat de la rotule plastique, l'intégrité structurale d'une pile sollicitée au-delà de sa capacité élastique  $V_y$  demeure viable et elle peut être réparée. Dans le cas de chargements exceptionnels dont la probabilité d'occurrence au cours du cycle de vie de la structure est très faible, une conception ductile permet de réduire considérablement les efforts de conception et donc les coûts de construction. La principale conséquence de cette manière de faire est le risque de devoir procéder à des réparations importantes suite à un séisme majeur. Cette philosophie gouverne la conception parasismique des ponts et est en quelque sorte à l'origine de la conception par critères de performance (*Performance Based Design*) introduite dans la norme CAN/CSA S6-14.

D'autre part, le niveau de ductilité en déplacement atteint par un élément structural se calcule selon l'équation Eq. 2.23. À moins d'indications contraires, toute référence à la ductilité dans ce projet de recherche est faite à la ductilité en déplacement.

$$\mu_y = \frac{\Delta}{\Delta_y} \quad \text{Eq. 2.23}$$

- où  $\mu_y$  : Niveau de ductilité de l'élément correspondant au déplacement  $\Delta$   
 $\Delta$  : Déplacement au moment d'évaluer  $\mu_y$   
 $\Delta_y$  : Déplacement causant la première plastification des armatures longitudinales

## 2.4.2 Rotules plastiques

Quand un élément en béton armé est sollicité au-delà de sa capacité élastique, les déformations inélastiques qu'il subit se concentrent principalement dans une zone appelée la rotule plastique (*Plastic Hinge*). La rotule plastique se forme sur une certaine longueur, notée  $L_p$ . Différents facteurs influencent la longueur  $L_p$  (Bae and Bayrak (2008)) : a) l'amplitude de la charge axiale; b) l'amplitude du moment; c) le niveau des contraintes de cisaillement dans la zone de la rotule plastique; d) les propriétés mécaniques des armatures longitudinales et transversales; e) la résistance du béton; et f) le confinement du béton dans la zone de la rotule plastique. Il est pertinent de mentionner que, pour les piles testées dans le cadre de ce projet de recherche, la

rotule plastique se situe à l'interface semelle/colonne, en partie dans la semelle (comme pour toutes les colonnes) et en partie dans la colonne.

#### 2.4.2.1 Longueur de la rotule plastique dans la littérature

De manière théorique, la longueur de la rotule plastique est prise comme étant la longueur sur laquelle se concentrent toutes les déformations inélastiques. La connaissance de la longueur  $L_p$  permet donc de calculer les déplacements associés aux rotations inélastiques (Dagenais (2014)). De nombreux travaux de recherche ont été menés pour étudier cette longueur  $L_p$ . Dagenais (2014) et Bae and Bayrak (2008) en font d'ailleurs une synthèse exhaustive dans leurs travaux respectifs.

Dans le cadre de ce projet de recherche, l'approche préconisée par Dagenais (2014) sera mise de l'avant. Cette approche se base sur les travaux effectués par Priestley et al. (1996) qui ont menés à l'équation Eq. 2.24 :

$$L_{ps} = 0.022 \cdot f_y \cdot d_b \quad \text{Eq. 2.24}$$

où  $L_{ps}$  : Longueur de la rotule plastique dans la semelle

Dans leurs travaux, Priestley et al. (1996) ont considérés que la longueur  $L_p$  était au moins égale à deux fois la longueur  $L_{ps}$  :

$$L_p = 0.08 \cdot L + 0.022 \cdot f_y \cdot d_b \geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_b = 2 \cdot L_{ps} \quad \text{Eq. 2.25}$$

où  $L_p$  : Longueur totale de la rotule plastique

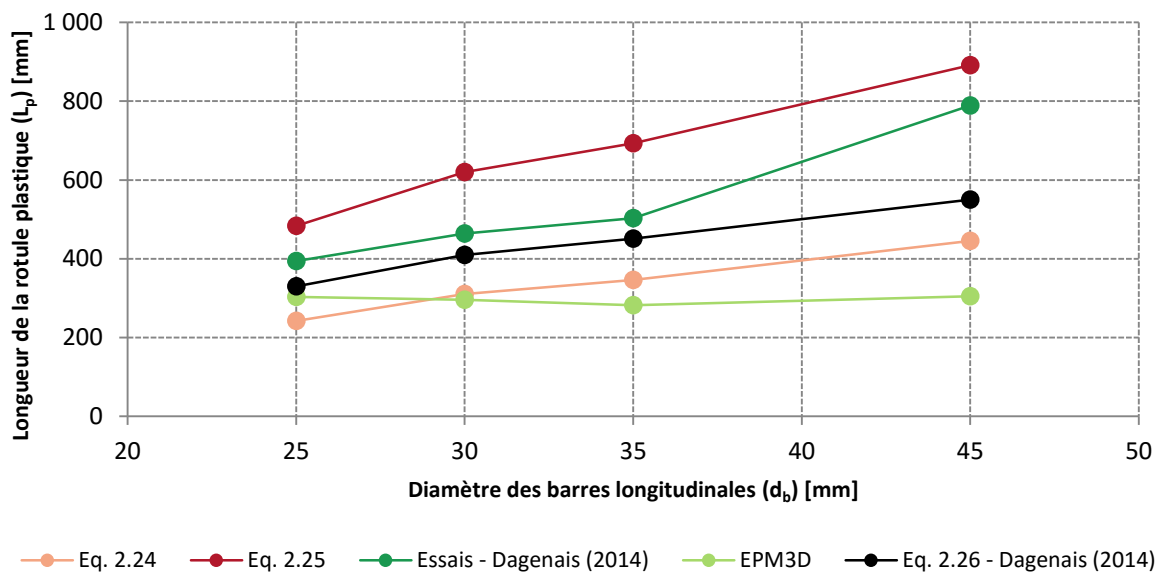
$L$  : Longueur de la section jusqu'au point d'inflexion

Or, Dagenais (2014) est arrivé à la conclusion que, dans le cas d'une pile réhabilitée avec du BFUP, la longueur  $L_p$  est inférieure à ce qui est présenté à l'équation Eq. 2.25 car la pénétration de la rotule plastique dans le BFUP de la colonne est moindre que dans le béton ordinaire. Les résultats expérimentaux obtenus par Dagenais (2014) ont démontrés que la longueur de la rotule plastique se situait entre la longueur donnée par l'équation Eq. 2.24 (borne inférieure) et celle donnée par la limite inférieure de l'équation Eq. 2.25 (borne supérieure). Suite à ces observations, Dagenais (2014) en est venu à proposer l'équation Eq. 2.26 qui utilise la contrainte  $f_s$  plutôt que  $f_y$ . Cette contrainte  $f_s$  est la contrainte réelle dans les barres à l'atteinte du moment ultime  $M_u$ .

$$L_p = 0.022 \cdot f_s \cdot d_b \quad \text{Eq. 2.26}$$

où  $f_s$  : Contrainte réelle dans les armatures à l'Atteinte du moment ultime  $M_u$

Garneau (2015) a tenté de confirmer l'équation Eq. 2.26 à l'aide d'analyses numériques sur ABAQUS mais les résultats ne furent guères concluants car le modèle macroscopique utilisé ne permet pas de considérer le fendage et l'endommagement fait au béton par les crénelures des barres. De plus, les analyses numériques ne considèrent pas l'effet cyclique des charges. Le tout est présenté à la Figure 2.7.



**Figure 2.7 : Longueur de la rotule plastique en fonction du diamètre des barres longitudinales**

Dans le cadre de ce projet de recherche, les résultats expérimentaux ainsi que les résultats des analyses numériques seront comparés à l'équation Eq. 2.26 développée par Dagenais (2014).

#### 2.4.2.2 Longueur de la rotule plastique selon la norme CAN/CSA S6-14

La norme CAN/CSA S6-14 a également des exigences quant à la longueur des rotules plastiques. Or, contrairement aux équations développées dans la littérature et présentées à la Section 2.4.2.1, la longueur  $L_p$  proposée par la norme CAN/CSA S6-14 se veut une borne supérieure conservatrice de la longueur  $L_p$ . Concrètement, la norme CAN/CSA S6-14 utilise la longueur  $L_p$  pour prescrire un détail d'armature transversale plus sévère dans cette zone (CAN/CSA S6-14 articles [4.7.5.2.5] et [4.7.5.2.6]) et pour y interdire le chevauchement des armatures

longitudinales (CAN/CSA S6-14 article [4.7.5.2.7]), d'où le fait qu'elle surestime passablement les valeurs proposées dans la littérature. Il est pertinent de noter que cette longueur  $L_p$  donnée par la norme ne correspond pas à la longueur de la rotule plastique à considérer pour le calcul des déplacements inélastiques. À l'article [4.7.5.2.4], la norme CAN/CSA S6-14 établit la longueur  $L_p$  comme étant la mesure la plus grande entre a) la plus grande dimension de la colonne; b) 1/6 de la hauteur libre de la colonne; et c) 450 mm.

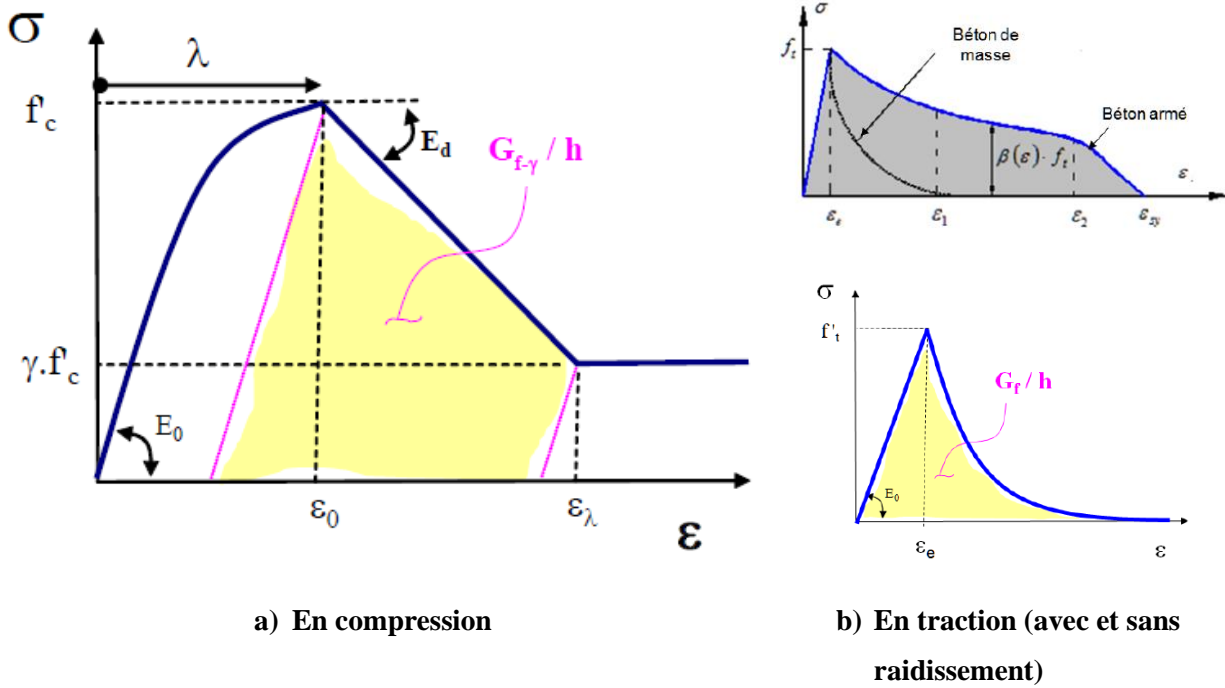
## **2.5 Analyses non linéaires des structures en béton armé**

Avec une capacité de calculs sans cesse grandissante, les ordinateurs permettent maintenant d'effectuer des analyses par éléments finis non linéaires poussées de diverses structures. Or, aussi poussées les analyses soient-elles, leur validité repose en grande partie sur les modèles de matériaux qu'elles utilisent. Encore aujourd'hui, la modélisation numérique du comportement du béton (armé et non armé) fait l'objet de divers travaux de recherche. À Polytechnique, un modèle constitutif dont le développement a débuté en 1985 permet de considérer de manière rationnelle le comportement non linéaire du béton normal et du béton renforcé de fibres. Les sections qui suivent présentent cette loi constitutive de matériau en plus de traiter de l'utilisation du logiciel Abaqus/Explicit pour les analyses non linéaires par éléments finis de structures en béton armé.

### **2.5.1 Modèle constitutif EPM3D**

EPM3D est un acronyme pour Endommagement progressif multiaxial tridimensionnel. Le comportement en compression et en traction du béton tel que modélisé par EPM3D est présenté à la Figure 2.8. Sur cette figure, il est possible de constater que les comportements pré-pic et post-pic sont régis par des lois différentes, tant en compression qu'en traction.





**Figure 2.8 : Comportement uniaxiale du béton modélisé par *EPM3D* (tiré de Ben Ftima (2013))**

Le modèle constitutif de béton utilisé par *EPM3D* est de type hypoélastique. Concrètement, cela revient à dire que la loi constitutive du matériau est formulée de manière incrémentale. Par exemple, la formulation hypoélastique du comportement pré-pic du béton en compression est présentée à l'équation Eq. 2.27 (Aubrée (2014)) :

$$d\sigma_{ij} = C_{ijkl}(\sigma_{pq}, \varepsilon_{rs}, \lambda) \cdot d\varepsilon_{kl} \quad \text{Eq. 2.27}$$

où

- $d\sigma_{ij}$  : Tenseur de l'incrément de contrainte
- $d\varepsilon_{kl}$  : Tenseur de l'incrément de déformation
- $C_{ijkl}(\sigma_{pq}, \varepsilon_{rs}, \lambda)$  : Tenseur constitutif tangent fonction de  $\sigma_{pq}$ ,  $\varepsilon_{rs}$  et  $\lambda$
- $\lambda$  : Paramètre d'endommagement compris entre 0 et 1

Le tenseur constitutif tangent  $C_{ijkl}(\sigma_{pq}, \varepsilon_{rs}, \lambda)$  est recalculé à chaque incrément  $d\sigma_{ij}$  en fonction de  $\sigma_{pq}$ ,  $\varepsilon_{rs}$  et  $\lambda$ . Le détail mathématique derrière cette loi comportementale pré-pic en compression est présenté en détail par Bouzaïene (1995).

Le passage entre la loi pré-pic et post-pic, tant en compression qu'en traction, se fait grâce à l'utilisation du concept d'enveloppe de rupture. Lorsque l'incrément de contrainte  $d\sigma_{ij}$  rencontre l'enveloppe de rupture préalablement définie, la loi comportementale post-pic est alors appliquée.

Deux enveloppes de rupture sont programmées dans *EPM3D* : Willam and Warnke (1975) et Hsieh and al. (1982). Aubrée (2014) présente certaines recommandations quant au choix du modèle d'enveloppe de rupture. Le lecteur est invité à s'y référer pour plus de détails. Dans le cadre de ce projet, c'est l'enveloppe de Hsieh and al. (1982) qui est utilisée.

Le paramètre d'endommagement  $\lambda$  présenté à l'équation Eq. 2.27 a été introduit par Bouzaiene (1995) pour tenir compte de l'historique des chargements en compression entraînant des dommages irréversibles au béton. La valeur de  $\lambda$  est comprise entre 0 (béton sain) et 1 (au pic) et sa valeur ne peut être qu'augmentée en fonction des incréments de déformation plastique. Sous chargement cyclique, une augmentation de la valeur de  $\lambda$  se traduit par une diminution de la rigidité du béton et une modification de l'enveloppe de rupture en traction. Le paramètre  $d$  a également été introduit pour tenir compte de l'endommagement du béton en traction. Ce paramètre n'affecte que le béton en traction et intervient au niveau du module élastique du matériau endommagé  $E_d$ .

Les modèles unidimensionnels présentés à la Figure 2.8 ont pu être généralisés à 2 et 3 dimensions grâce au principe de la déformation uniaxiale équivalente. Ce principe consiste à convertir un état de contraintes multiaxiales en une série de sollicitations uniaxiales. Le détail derrière cet artifice introduit par Bouzaiene (1995) dépasse le cadre de ce projet de recherche et ne sera donc pas élaboré ici.

Le comportement post-pic en compression est modélisé par une droite de pente  $E_d$  et une contrainte résiduelle exprimée en pourcentage de  $f'_c$ . Le tout est illustré sur la Figure 2.8 a). Or, comme le démontre les équations Eq. 2.28 à Eq. 2.31, le calcul de  $E_d$  est relativement complexe. Il fait notamment intervenir le déplacement plastique en compression  $\delta$  (fixé par défaut à 0.714 mm dans *EPM3D*), le niveau de confinement du béton  $\kappa$  obtenu par la contrainte de compression principale minimale  $\sigma_{min}$ , et le module de déchargement du béton  $E_{déch}$ . Il est pertinent de mentionner que la valeur de  $\delta = 0.714$  mm était appropriée pour la modélisation du béton ordinaire utilisé dans le cadre de ce projet de recherche. Cette même variable a également été utilisée pour la modélisation du BFUP avec *EPM3D*, ce qui explique en partie la légère sous-évaluation de la résistance en compression  $f'_c$  du BFUP ainsi modélisé. Le tout sera abordé plus en détail à la Section 4.1.3. En gros, plus le confinement est important et plus le module élastique initial  $E_0$  est rigide, plus la pente du module de déchargement  $E_d$  est douce.

$$E_d = - \frac{h}{\frac{\delta}{\kappa \cdot \sigma_c} - \frac{h}{E_{déch.}}} \quad \text{Eq. 2.28}$$

où  $E_d$  : Pente d'adoucissement post-pic

$h$  : Taille caractéristique du maillage

$\delta$  : Déplacement plastique en compression tenant compte du déchargement élastique

$\kappa$  : Coefficient de prise en compte de l'impact du confinement sur la pente d'adoucissement post-pic

$\sigma_c$  : Contrainte de compression maximum au pic

$E_{déch.}$  : Module de déchargement

$$E_{déch.} = E_0 \cdot (1 - \chi)$$

$$\chi = \kappa \cdot \frac{E_0}{6 \cdot E_{sec}} \cdot R_\varepsilon \quad R_\varepsilon = \frac{\varepsilon_{eq}}{\varepsilon_c} \quad \text{Eq. 2.29}$$

où  $E_0$  : Module élastique initial du béton en compression uniaxiale

$E_{sec}$  : Module élastique sécant ( $f'_c/\varepsilon_c$ ) du béton en compression uniaxiale

$\varepsilon_{eq}$  : Déformation uniaxiale équivalente au pic

$\varepsilon_c$  : Déformation au pic du béton en compression uniaxiale

$$\kappa = \frac{1}{80 \cdot a^{(0.1 \cdot \sqrt{a} + 1)} + 1} \quad \text{Eq. 2.30}$$

$$a = \frac{\sigma_{min}}{f'_c} \quad \text{Eq. 2.31}$$

où  $\sigma_{min}$  : Contrainte de compression principale minimale

La contrainte résiduelle du béton en compression est quant à elle obtenue en multipliant le paramètre  $\gamma$  à la contrainte ultime en compression  $f'_c$ . Le calcul de  $\lambda$  est présenté à l'équation Eq. 2.32 :

$$\gamma = 1 - \frac{1}{400 \cdot a^{(5.8 \cdot a^{0.7} + 1.3)} + \frac{1}{1 - \gamma_u}} \quad \text{Eq. 2.32}$$

où  $\gamma$  : Pourcentage de  $f'_c$  formant la contrainte résiduelle en compression du béton  
 $\gamma_u$  : Paramètre de calcul de  $\gamma$  défini par Ben Ftima (2013) et pris  $\gamma_u = 0.2$  dans EPM3D

Le comportement pré-pic en traction du béton se caractérise par un comportement linéaire/élastique avec un module élastique  $E_0$  et une résistance ultime en traction  $f_t$ . Le comportement post-pic est quant à lui soit raidissant, soit adoucissant, selon qu'il y ait ou non présence d'armatures perpendiculaires au plan de fissuration. Dans le cas d'un comportement adoucissant, la loi post-pic en traction prend la forme d'une fonction exponentielle inverse :

$$\sigma_t = f_t \cdot \exp \left[ - \left( \frac{\varepsilon - \varepsilon_e}{\varepsilon_a} \right) \right]$$

**Eq. 2.33**

$$\varepsilon_a = \frac{G_{f1}}{h_t \cdot f_t} \quad G_{f1} = G_f - \frac{h_t \cdot f_t^2}{2 \cdot E_0} \quad \varepsilon_e = \frac{f_t}{E_0}$$

où  $\sigma_t$  : Contrainte en traction à la déformation  $\varepsilon$   
 $f_t$  : Contrainte ultime en traction du béton  
 $G_f$  : Énergie de fissuration par unité de surface

Le raidissement en traction (*Tension Stiffening*) est pris en compte dans *EPM3D* en modifiant la relation contraintes/déformations du béton. Un total de 5 différents modèles de raidissement en tractions sont implantés dans le logiciel : a) Fields and Bischoff (2004), b) CEB-FIP (1990), c) Collins and Mitchell (1991), d) Belarbi and Hsu (1994) et e) AIJ (Japan) (1986).

## 2.5.2 Présentation d'ABAQUS/Explicit

Lorsqu'est venu le temps d'implanter *EPM3D* dans un logiciel d'éléments finis, Ben Ftima (2013) a mené une étude comparative entre différents logiciels et ABAQUS a été sélectionné pour a) la possibilité d'y modéliser facilement et rapidement des structures simples et complexes, b) la capacité d'y résoudre des analyses fortement non linéaires et c) la possibilité d'y ajouter des modules personnalisés.

En analyse par éléments finis, il existe deux types de formulations pour la résolution des équations d'équilibre : les formulations implicites et les formulations explicites. Les formulations implicites sont des méthodes de résolution très répandues. Elles sont dites implicites puisque leur

résolution est itérative et fait intervenir des critères de convergence. L'inconvénient majeur des formulations implicites est justement la difficulté de convergence lors d'analyses fortement non linéaires.

Les analyses de structures en béton armé qui utilisent un modèle de matériau poussé comme *EPM3D* sont généralement fortement non linéaires, d'où l'intérêt de la formulation explicite. Le module ABAQUS/Explicit propose une méthode de résolution explicite du système dynamique de base suivant (ABAQUS (2005)) :

$$M \cdot \ddot{u} = P - I \quad \text{Eq. 2.34}$$

où  $M$  : Matrice de masse  
 $\ddot{u}$  : Vecteur des accélérations nodales  
 $P$  : Vecteur des forces externes du système  
 $I$  : Vecteur des forces internes du système

L'équation Eq. 2.34 est une équation dynamique d'équilibre générale, c'est-à-dire qu'elle s'applique à tous les systèmes mécaniques et elle tient compte de tous les phénomènes non linéaires. Lorsque le vecteur d'accélérations nodales est faible, l'équation Eq. 2.34 devient une équation d'équilibre statique classique. Cette démarche est à la base des analyses quasi-statiques.

La procédure de résolution du module ABAQUS/Explicit est basée sur un modèle de propagation d'ondes. L'équilibre interne de la structure est atteint par la propagation des forces résultantes entre les éléments sous forme d'ondes. La stabilité et la précision de l'analyse dépendent donc du pas de temps  $\Delta T$  choisi pour la résolution de l'équation Eq. 2.34. Le pas de temps  $\Delta T$  choisi doit être inférieur au pas de temps critique  $\Delta T_{max}$ . ABAQUS (2005) définit le pas de temps critique  $\Delta T_{max}$  comme étant fonction de la fréquence naturelle la plus élevée du système  $\omega_{max}$ . Or, la fréquence naturelle la plus élevée du système  $\omega_{max}$  est très difficile à évaluer. Pour simplifier les choses, ABAQUS (2005) évalue le pas de temps critique  $\Delta T_{max}$  en fonction du plus petit élément maillé dans le système. La vitesse de propagation d'une onde dans un matériau linéaire/élastique  $C_d$  peut être estimée par l'équation Eq. 2.35. La vitesse  $C_d$  est ensuite comparée au plus petit élément du système et le pas de temps critique  $\Delta T_{max}$  est pris comme étant plus petit ou égal au temps qu'une onde de vitesse  $C_d$  met pour traverser cet élément. Le tout est présenté à l'équation Eq. 2.36.

$$C_d = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad \text{Eq. 2.35}$$

où  $C_d$  : Vitesse de propagation d'une onde dans un matériau linéaire/élastique  
 $E$  : Module élastique du matériau  
 $\rho$  : Masse volumique du matériau

$$\Delta T_{max} = \frac{L^e}{C_d} \quad \text{Eq. 2.36}$$

où  $\Delta T_{max}$  : Pas de temps critique  
 $L^e$  : Longueur caractéristique du plus petit élément du système

Finalement, il est pertinent de mentionner que la résolution du système dynamique présenté à l'équation Eq. 2.34 se fait de manière explicite par ABAQUS à l'aide de la méthode des différences centrées. Cette méthode permet de déterminer le déplacement au temps  $t_{n+1}$  grâce aux déplacements des temps  $t_n$  et  $t_{n-1}$ . Le détail complet de la méthode des différences centrées est présenté par Paultre (2005) alors que l'algorithme de résolution d'ABAQUS/Explicit est présenté par Ben Ftima (2013).

## CHAPITRE 3 PHASE EXPÉRIMENTALE DU PROJET

### 3.1 Portée des essais

Les essais réalisés au Laboratoire de Structure de l'École Polytechnique de Montréal dans le cadre de ce projet de recherche s'inscrivent dans la continuité de ce qui a été réalisé par Dagenais (2014) – spécimens S1 à S4 – et Garneau (2015) – spécimens S5 à S6. Le programme expérimental comprend des essais sur deux spécimens, soit les piles S7 et S8.

L'objectif principal de ce projet de recherche est d'étudier l'influence du béton fibré à ultra-haute performance (BFUP) sur la résistance à l'effort tranchant et sur le comportement global d'une pile de pont. Pour ce faire, les piles S7 et S8 ont été conçues en suivant les mêmes lignes directrices que Garneau (2015) mais avec un détail d'armature transversale beaucoup plus critique correspondant à l'armature utilisée dans les piles conçues avant l'introduction des règles de résistance sismiques modernes. La pile S7 a été testée telle quelle, c'est-à-dire sans être réparé par l'ajout de BFUP dans la zone du joint de chevauchement, tandis que la pile S8 a été réparée. Le tout sera présenté en détail dans les sections subséquentes. Un second objectif de ce programme expérimental est d'étudier le comportement structural d'une pile non-renforcée sous chargement cyclique. Un troisième objectif est d'étudier la formation de la rotule plastique à la base de la colonne de la pile S8. Finalement, le dernier objectif de la phase expérimentale est d'adapter les essais au nouveau système de chargement multiaxial du Laboratoire.

### 3.2 Philosophie de conception des piles S7 et S8

La conception des piles S7 et S8 s'est faite en suivant les lignes directrices établies par Garneau (2015). Concrètement, cela signifie que les dimensions des colonnes ont été fixées à  $600 \text{ mm} \times 1\,200 \text{ mm}$  (pile fortement rectangulaire avec  $b/h = 2$ ), que les piles ont été testées selon leur axe fort, que le point d'application du chargement se situe à  $2\,675 \text{ mm}$  du dessus de la semelle ( $M/(V \cdot D) = 2.23$ ), que l'armature longitudinale est composée de 12 barres 35M (1.67% de  $A_g$ ) et qu'une charge axiale de compression de  $1\,500 \text{ kN}$  ( $0.06 \cdot f'_c$ ) est appliquée au sommet des piles lors des essais.

Tel que mentionné précédemment, la pile S7 se voulait un spécimen de référence qui mettrait en évidence l'apport du BFUP à la résistance à l'effort tranchant et au comportement global des

pires. Dans la série des piles testées selon leur axe fort en flexion, la résistance à l'effort tranchant est minimale pour la pile S7 (non renforcée), intermédiaire pour la pile S8 et maximale pour les piles S5 et S6 testées par Garneau (2015). Afin d'étudier spécifiquement la résistance à l'effort tranchant, il a été décidé d'utiliser des barres longitudinales continues dans la fabrication de la pile S7, éliminant ainsi le joint de chevauchement. L'idée derrière cet artifice était d'étudier le comportement d'une pile de pont non-réparée en éliminant son mode de rupture primaire. En effet, des travaux de recherche menés précédemment à Polytechnique (Vachon (2004), Boucher-Proulx (2008)) et ailleurs (Priestley et al. (1996), etc.) ont démontrés qu'avec un détail d'armature transversale déficient le long d'un joint de chevauchement situé dans une zone de rotule plastique, la rupture de la pile survient par perte d'ancrage des barres chevauchées suite au fendage du béton d'enrobage. Or, les travaux de recherche de Boucher-Proulx (2008), Dagenais (2014) et Garneau (2015) ont démontrés que les problématiques liées au joint de chevauchement pouvaient être éliminées grâce à la réparation par chemisage en BFUP. Comme il était possible d'anticiper que la rupture de la pile S8, qui comporte un joint de chevauchement réparé avec du BFUP, ne serait pas gouvernée par l'ancrage des barres dans la zone du joint de chevauchement, des barres longitudinales continues ont été utilisées dans la pile S7 pour permettre l'élimination de ce mode de rupture.

Dans un autre ordre d'idées, la conception de l'armature transversale s'est fait en s'inspirant des pratiques des années 1960-1970. Sur de nombreux plans datant de cette époque, il est courant de retrouver des détails d'armature transversale composés de barres de faible diamètre, très espacées et sans considérations sismiques particulières. Par exemple, les étriers des piles sur de tels ouvrages sont généralement espacés à 300 mm, voire jusqu'à 450 mm pour les piles de très grande taille. De plus, il est fréquent de voir que les étriers des piles rectangulaires sont disposés uniquement sur le périmètre, laissant les barres longitudinales des faces sans retenue contre le flambement. Enfin, de simples étriers en « U » non refermés se retrouvent très souvent dans de telles piles. De ces observations, il a été décidé que l'armature transversale serait composée d'étriers ouverts en « U » 10M espacés à 300 mm et chevauchés sur les faces courtes de la pile sur une longueur de 300 mm. Ce détail d'armature transversale est typique d'une conception des années 1960-1970 et correspond à l'armature utilisée lors des précédentes études réalisées à Polytechnique.



Finalement, la pile S8 a été conçue avec le même détail d'armature transversale que pour la pile S7. De plus, un chevauchement radial d'une longueur de  $24 \cdot d_b$  a été retenu avec les barres en attente de la semelle disposées à l'intérieur et les barres chevauchées de la colonne disposées à l'extérieur. Or, comme il le sera expliqué plus loin, une erreur de fabrication est venue modifier ce détail. Enfin, la réparation de la pile S8 s'est fait en suivant la procédure mise en place par Garneau (2015). Cela signifie que la réparation s'est fait sur une hauteur de 1 800 mm, soit près de 1 000 mm au dessus de la fin du joint de chevauchement, et jusqu'à  $1 \cdot d_b$  derrière les barres longitudinales.

### 3.3 Plans des piles S7 et S8 soumis pour fabrication

En plus des détails liés à la philosophie de conception des piles S7 et S8 présentés à la section précédente, d'autres éléments ont été pris en compte dans la conception finale des spécimens. Par exemple, pour des contraintes de montage expérimental, la semelle des piles S7 et S8 a dû être redimensionnée et ses nouvelles dimensions ont été fixées à 2 900 mm  $\times$  2 000 mm  $\times$  875 mm. Cela permettait notamment d'atteindre un nombre suffisant d'ancrages à la dalle pour éviter le soulèvement de la semelle. Il est pertinent de noter que le dimensionnement de la semelle de même que son ancrage à la dalle de réaction ont été vérifiés à l'aide d'analyses par éléments finis et que le tout sera présenté en détail dans un chapitre subséquent.

Une attention particulière a également été apportée au détail d'armature transversale dans la zone d'application du chargement car une rupture, ou même un endommagement du béton, n'était absolument pas souhaitable à cet endroit. Comme les 2 piles ont été conçues avec un détail d'armature transversale très critique, un renforcement local composé d'étriers ouverts en « U » 20M espacés aux 75 mm a été mis en place dans la zone d'application du chargement.

Un résumé des plans soumis pour la fabrication de la pile S7 est présenté à la Figure 3.1. Le même résumé de la pile S8 est quant à lui présenté à la Figure 3.2.

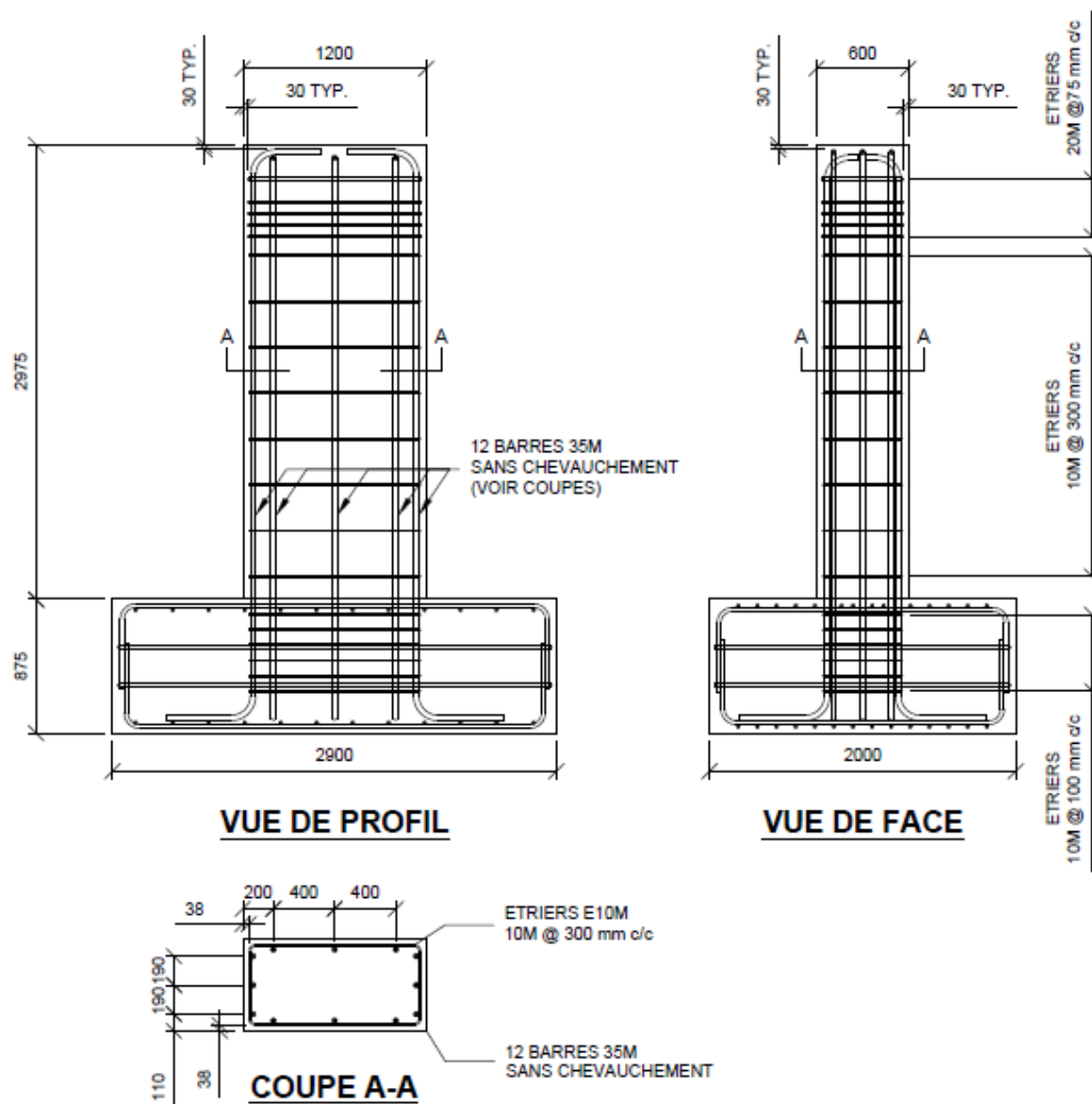


Figure 3.1 : Synthèse des plans soumis pour construction de la pile S7

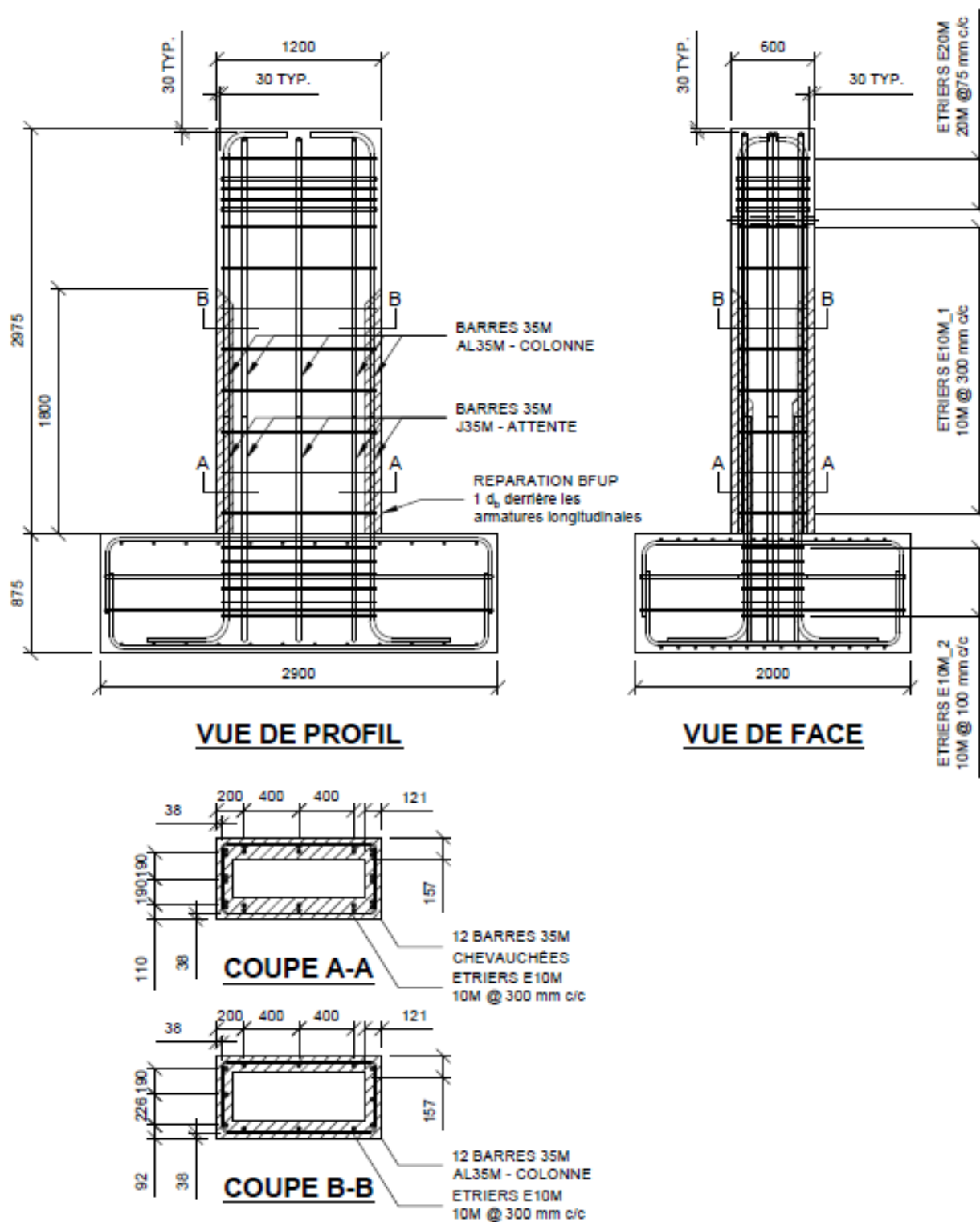


Figure 3.2 : Synthèse des plans soumis pour construction de la pile S8

## 3.4 Fabrication des piles S7 et S8

La section qui suit présente les différentes étapes ayant menées à la fabrication des piles S7 et S8. Les deux spécimens ont été construits à l'usine de Béton préfabriqué du Richelieu (BPDR) située à Saint-Jean-sur-Richelieu. BPDR est une entreprise qui se spécialise dans la préfabrication d'éléments structuraux (dalles, ponceaux, tuyaux, etc.) et architecturaux (murs, mobilier urbain, etc.) en béton armé. Elle disposait donc de l'expertise, de la main d'œuvre ainsi que des équipements nécessaires à la réalisation de ce projet.

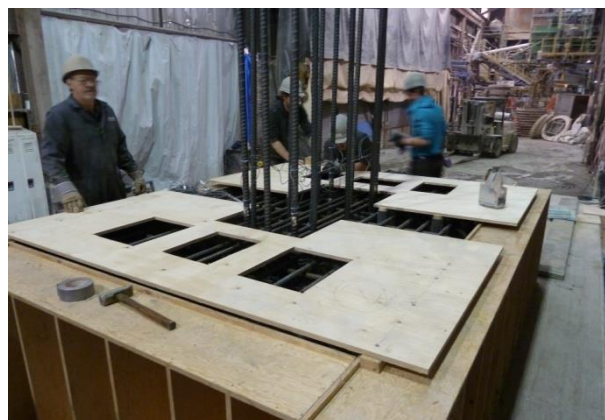
Le processus de fabrication a été subdivisé en 3 phases distinctes : la fabrication des semelles, la fabrication des colonnes et, dans le cas de la pile S8, la réparation en BFUP. Ces 3 phases sont décrites en détail dans les sous-sections qui suivent.

### 3.4.1 La fabrication des semelles

Le principal défi relevant de la fabrication des semelles était d'assurer la position et la verticalité des tubes en PVC. Pour ce faire, les tubes ont été fixés au fond du coffrage et un gabarit a été construit pour assurer la verticalité et la position du haut des tubes. Le tout est présenté à la Figure 3.3. L'armature de la semelle a été montée à même le coffrage et les barres longitudinales ont été mise en place notamment grâce à l'utilisation d'étriers temporaires. Les fils des jauges des barres instrumentées ont été attachés dans le coffrage pour sortir à l'endroit désiré. Il est aussi pertinent de noter que la semelle a été coulée sur une table de travail parfaitement plane.



a) Ancrage des tuyaux au fond du coffrage



b) Gabarit pour le positionnement des tubes

**Figure 3.3 : Mise en place des tuyaux en PVC lors de la coulée des semelles**

Le béton des semelles était un béton ordinaire 35 MPa (BO35) dont les propriétés sont présentées en détail à la Section 3.5.1. Ce béton a été produit à l'usine de BPDR dans un malaxeur d'une capacité d'environ 1.25 m<sup>3</sup>. La semelle nécessitant un total d'environ 5.075 m<sup>3</sup>, il a été convenu d'effectuer les coulées en 5 gâchées distinctes. Des échantillons ont été pris aux gâchées 2, 3 et 4. Entre chaque gâchées, le béton versé dans le coffrage a été compacté à l'aide d'une aiguille vibrante. Le béton a été coulé à l'aide d'une trémie à travers le gabarit illustré à la Figure 3.4 a). Ce gabarit a été enlevé pour permettre de surfacer le béton, puis a été immédiatement remis en place. Le tout est illustré à la Figure 3.4 b).



a) Déversement d'une gâchée dans le coffrage



b) Mise en place du gabarit suite à la coulée

**Figure 3.4 : Coulée des semelles**

### 3.4.2 La fabrication des colonnes

À la demande du fabricant, les colonnes ont été coulées à l'horizontale. Avant d'autoriser cette procédure, différents facteurs ont été pris en compte. D'abord, cette procédure permettait de limiter le nombre de manipulations à effectuer avec le spécimen entier, ce qui diminuait ainsi le risque d'endommager le spécimen avant les essais. Ensuite, la hauteur de chute du béton dans le coffrage était considérablement diminuée, ce qui réduisait le risque de ségrégation du béton dans le fond du coffrage. Finalement, cette procédure permettait de simplifier le coffrage de la colonne. Une considération technique a tout de même été soulevée par cette procédure : tant la norme CAN/CSA A23.3-14 – Calcul des ouvrages en béton que la norme CAN/CSA S6-14 – Code canadien sur le calcul des ponts routiers ont des exigences particulières sur le calcul des longueurs de développement et de chevauchement des barres d'armature en fonction de l'orientation des barres lors de la coulée de l'élément. Or, la pile S7 ne comporte pas de joint de

chevauchement et les armatures longitudinales de la pile S8 sont chevauchées dans la réparation en BFUP. C'est donc dire que cette considération est sans influence sur les piles S7 et S8.

Bref, pour toutes ces raisons, les colonnes ont été coulées à l'horizontale. Pour ce faire, les semelles ont été redressées à la verticale puis ont été installées à l'extrémité de la table de travail. Cette manœuvre est illustrée à la Figure 3.5. L'armature a alors été installée, puis le coffrage a été mis en place. Le même BO35 que pour les semelles a été utilisé pour les colonnes. Cette fois, la coulée s'est faite en deux gâchées. La préparation du coffrage de la pile S8 a nécessité d'autres étapes qui sont présentées en détail à la Section 3.4.3. La coulée de la colonne de la pile S7 est quant à elle présentée à la Figure 3.6.

Finalement, une fois la coulée de la colonne complétée, les piles ont été placées en cure humide durant 7 jours à l'aide des tissus imbibés d'eau.



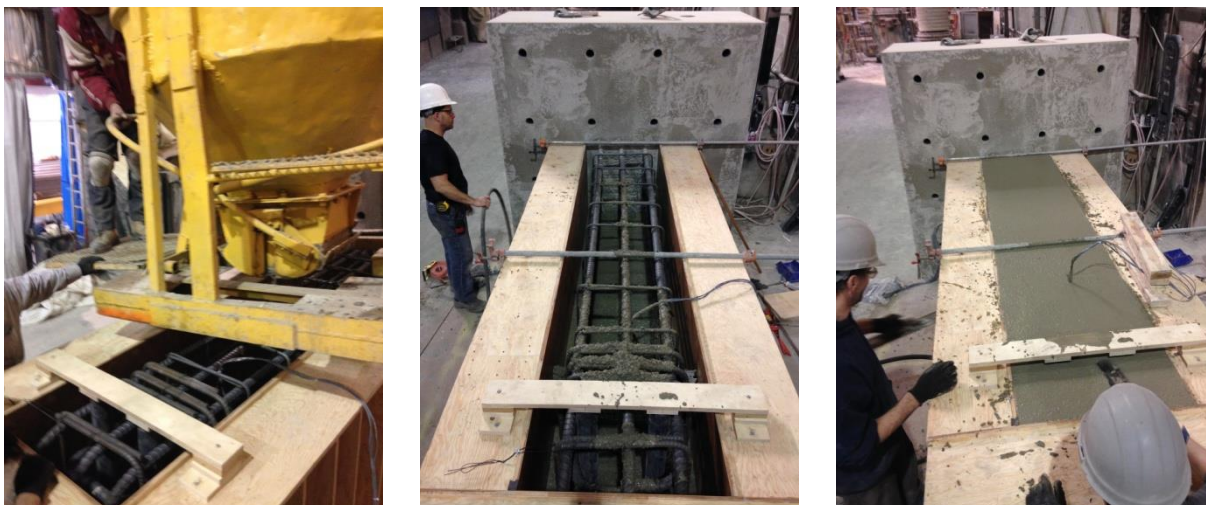
a) Redressement de la semelle



b) Installation du spécimen au pied de la table

**Figure 3.5 : Manipulations en vue de couler la colonne à l'horizontale**





**Figure 3.6 : Coulée de la colonne de la pile S7**

### **3.4.3 Réparation en BFUP**

Pour simuler le dégarnissage des barres longitudinales en chantier un isolant rigide a été inséré dans le coffrage jusqu'à 35 mm ( $1 \cdot d_b$ ) derrière les barres longitudinales. Un retardateur de prise a également été appliqué sur la face interne de l'isolant rigide pour faciliter l'exposition des gros granulats. Suite à la coulée du BO35, l'utilisation d'un jet d'eau à haute pression a permis l'exposition de ces granulats. Ces procédures sont illustrées à la Figure 3.7.



**a) Isolant rigide avec retardateur de prise**



**b) Pile S8 suite au décoffrage du BO35**

**Figure 3.7 : Dispositif mis en place pour dégarnir les armatures longitudinales de la pile S8**

Suite à la coulée du BO35, la pile S8 a été mise en cure humide durant 7 jours. La pile S8 a ensuite été redressée, puis un coffrage a été mis en place pour permettre la coulée de la réparation en BFUP. La Figure 3.8 illustre le coffrage mis en place de même que la procédure de coulée de la réparation en BFUP.

Suite à la coulée, le coffrage a été laissé en place durant 4 jours. Par la suite, la pile a été mise en cure humide durant 7 jours. Malgré ces dispositions, une fissuration de retrait relativement importante est apparue en surface de la réparation en BFUP. Par exemple, une de ces fissures avait une largeur de près de 1 mm. Un exemple de cette fissuration est présenté à la Figure 3.9. Un relevé détaillé des fissures a donc été effectué et les fissures plus importantes ont été examinées en détail à l'aide d'une loupe. Suite à ces démarches, il a été convenu que dans le cadre de ce projet, ce type de fissuration n'influencerait pas les résultats. En effet, l'ouverture des fissures était généralement faible (moins de 0.2 mm), elles étaient traversées de nombreuses fibres et leur profondeur n'était pas très importante.

Pour un propriétaire d'ouvrage, il n'est jamais intéressant de voir apparaître ce genre de fissuration suite à une réparation. Pour limiter cette fissuration, un meilleur processus de cure aurait pu être mis en place (décoffrage plus rapide, cure humide amorcée plus tôt, etc.). De plus, cette fissuration pourrait être réparée grâce aux propriétés auto-cicatrisante du BFUP.



**Figure 3.8 : Coulée de la réparation en BFUP de la pile S8**





**a) Fissure verticale face Sud**



**b) Fissure oblique face Sud**



**c) Fissure horizontale face Est**

**Figure 3.9 : Fissuration de retrait observée en surface de la réparation en BFUP**

### **3.4.4 Système de post-tension**

Pour éviter l'endommagement des spécimens par l'apparition de fissures de flexion lors de leur manutention, un système de post-tension développé par Dagenais (2014) a été utilisé. Ce système était composé de tiges filetées serrées à l'aide d'un outil pré-calibré. Une fois en place, la post-tension assurait de maintenir l'interface semelle/colonne en compression sous le poids propre du spécimen lors de sa manutention pour le transport. Ce dispositif est illustré sur la Figure 3.7 b).

## **3.5 Matériaux**

La fabrication des spécimens S7 et S8 a nécessité l'utilisation de béton ordinaire, de béton fibré à ultra-haute performance et d'acier d'armature. Les propriétés de ces matériaux sont présentées dans la section qui suit.

### **3.5.1 Béton ordinaire**

Pour être cohérent avec les essais menés précédemment et avec les pratiques des années 1960 à 1980, la résistance en compression visée du béton était de 35 MPa. Le mélange de béton

ordinaire 35 MPa (BO35) retenu a été choisi pour son respect global des propriétés des bétons utilisés à l'époque. Le tout est présenté au Tableau 3.1.

**Tableau 3.1 : Propriétés cibles et formulation du béton ordinaire (BO35) utilisé pour la fabrication des spécimens S7 et S8**

<b>Propriétés cibles du mélange</b>			
Résistance en compression	[MPa]	35	
Affaissement (avant SP)	[mm]	50 à 80	
Gros granulats	[mm]	10	
Air occlus	[%]	6 à 9	
Rapport eau/liants	-	0.39	
<b>Matériaux</b>			
	Type	Quantité [kg/m <sup>3</sup> ]	Volume [m <sup>3</sup> ]
Ciment	Lafarge gris HE	367.5	0.117
Sable	Laro 0 - 6	824.0	0.302
Pierre	Choquette 5 - 10	1 017.0	0.375
Eau	-	156.0	0.156
Entraîneur d'air	BASF Microair	0.2	0.077
Superplastifiant	BASF PS1466	2.4	0.002
Fumée de silice	-	32.5	0.015
		2 399.6	1.044

La fabrication des piles S7 et S8 s'est déroulée dans une usine spécialisée dans la préfabrication d'éléments en béton armé. Le béton était donc produit dans un malaxeur d'une capacité d'environ 1.25 m<sup>3</sup>. Plusieurs gâchées ont dû être réalisées pour couler les spécimens. Par exemple, chaque semelle a été coulée en 5 gâchées continues, tandis que les colonnes ont été coulées en 3 gâchées continues. Des échantillons (cylindres) ont été prélevés aux gâchées 2, 3 et 4 des semelles et aux 3 gâchées des colonnes. Beaucoup d'échantillons ont donc été testés et les propriétés mécaniques du BO35 sont présentées au Tableau 3.2.

**Tableau 3.2 : Propriétés mécaniques du BO35 à 28 jours et au moment des essais**

	<b>Échéance</b> [Jours]	<b>f'<sub>c</sub></b> [MPa]	<b>E</b> [MPa]	<b>v</b>
<b>S7 Semelle</b>	28	45.6	-	-
	78	44.9	33 626	0.232
<b>S7 Colonne</b>	28	43.8	-	-
	77	48.3	32 362	0.207
<b>S8 Semelle</b>	29	44.7	-	-
	95	45.7	35 576	0.242
<b>S8 Colonne</b>	26	39.0	-	-
	90	40.6	30 531	0.201

Tel que présenté au Tableau 3.2, les propriétés mécaniques du BO35 sont plutôt constantes à travers les composantes des deux piles. De plus, il est pertinent de noter que, dans la mesure du possible, les échantillons ont été testés à 28 jours et au moment des essais.

### 3.5.2 Béton fibré à ultra-haute performance

Le béton fibré à ultra-haute performance (BFUP) utilisé pour la réparation de la pile S8 a été fourni par Matériaux King, à l'exception des fibres. Il s'agit d'un mélange de BFUP à 3% de fibres développé à Polytechnique et maintenant commercialisé par Matériaux King sous l'appellation *UP-F3 POLY*. Les propriétés cibles du mélange, tel qu'établie par le fournisseur, sont présentées au Tableau 3.3.

**Tableau 3.3 : Propriétés cibles du BFUP *UP-F3 POLY* utilisé pour la réparation de la pile S8**

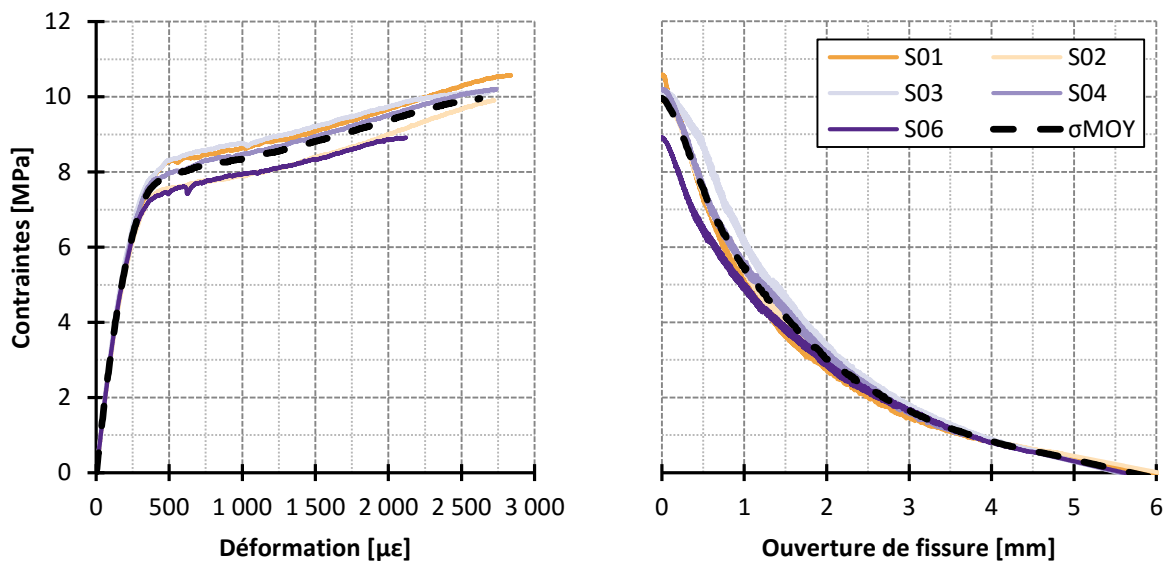
<b>Propriétés cibles du mélange</b>		
Résistance à la compression	[MPa]	120
Résistance à la traction	[MPa]	9.5
Affaissement	[mm]	650 ± 50
Gros granulats	[mm]	-
Air occlus	[%]	1 à 4
Rapport eau/liants	-	N/A

Dans le cadre de ce projet, l'*UP-F3 POLY* était fourni sous forme de sacs contenant un mélange de ciment, de sable et de fumée de silice. Matériaux King était en charge de la mise en place du BFUP. Pour des raisons de malaxage, le BFUP a été produit en 3 gâchées distinctes qui ont toutes été déversées puis mélangées ensemble dans une même trémie avant d'être coulé dans la réparation du spécimen S8. Des échantillons, totalisant 12 dallettes, 6 os et près de 30 cylindres, ont donc été prélevés à même le mélange de la trémie. Les propriétés en compression du BFUP *UP-F3 POLY* sont présentées au Tableau 3.4.

**Tableau 3.4 : Propriétés mécaniques en compression du BFUP *UP-F3 POLY***

	<b>Échéance</b> [Jours]	<b>f'<sub>c</sub></b> [MPa]	<b>E</b> [MPa]	<b>v</b>
<b>S8 BFUP</b>	36	121.2	-	-
	56	126.6	33 016	0.205

Les propriétés en traction du BFUP *UP-F3 POLY* ont quant à elles été obtenues par des essais de traction directe sur 6 spécimens en forme d'os instrumenté sur leurs 4 faces (Figure 3.11 a)). Les résultats de l'os #5 ont dû être rejetés puisque l'essai a engendré l'ouverture de 2 fissures (Figure 3.11 b)). En analysant la Figure 3.10, il est d'abord possible de conclure que la résistance ultime du BFUP *UP-F3 POLY* en traction est de 10 MPa. De plus, ce BFUP possède clairement une phase écrouissante bien distincte. Finalement, il est possible de conclure que le comportement global du BFUP est très similaire d'un échantillon à l'autre. Il est cependant primordial de rappeler que, lors de la fabrication de ces os, une attention particulière est mise pour s'assurer de l'orientation préférentielle des fibres en vue d'un essai en traction directe. Cela explique en grande partie l'homogénéité des résultats présentés à la Figure 3.10.



**Figure 3.10 : Comportement en traction du BFUP UP-F3 POLY obtenu des essais en traction sur des os**



**a) Instrumentation sur les os**



**b) Ouverture de fissures de l'os #5**



**c) Montage expérimental des essais sur os**

**Figure 3.11 : Essais de traction directe sur des os en BFUP**

### 3.5.3 Acier d'armature

Le grade d'acier d'armature exigé dans le cadre de ce projet de recherche est de type 400W. Ce choix est cohérent avec les travaux de recherche passés de même qu'avec les pratiques de l'époque lorsque la nuance supérieure (*Hard Grade*) était spécifiée. Les barres d'acier d'armature proviennent de deux fournisseurs distincts : Acier Ouellette a fourni toutes les barres longitudinales 35M tandis que BPDR a fourni le reste de l'armature. Les barres longitudinales des piles S7 et S8 proviennent toutes du même lot et les caractéristiques de cet acier, tel qu'évalué par un laboratoire indépendant pour le compte d'Acier Ouellette, sont présentées au Tableau 3.5.

**Tableau 3.5 : Propriétés de l'acier d'armature des barres longitudinales 35M des piles S7 et S8 testées pour Acier Ouellette**

	Type	$f_y$ [MPa]	$f_u$ [MPa]	Allongement à la rupture [%]
	-			
<b>TEST 1</b>	35M	472	623	21.3
<b>TEST 2</b>	35M	472	627	21.3

Des essais ont tout de même été effectués au Laboratoire, notamment pour confirmer les caractéristiques présentées au Tableau 3.5 mais surtout pour évaluer les propriétés des étriers 10M fournis par BPDR. La procédure établie pour ces essais était toute simple. Des échantillons de 300 mm de longueur étaient marqués de deux points distancés d'environ 250 mm l'un de l'autre. La distance exacte entre ces points était mesurée avec un pied à coulisse. L'alignement des mâchoires de la presse était ensuite ajusté à l'aide d'un spécimen de référence instrumenté de jauges. L'idée derrière cette procédure est d'éviter d'induire de la flexion dans les barres testées. Les barres étaient ensuite installées dans les mâchoires puis l'essai était lancé en imposant un déplacement contrôlé au vérin de 0.023 mm/s à 0.267 mm/s. Suite à la rupture de la barre, la distance entre les deux points de référence initiaux était à nouveau mesurée. Les résultats préliminaires de ces essais sont présentés au Tableau 3.6.

**Tableau 3.6 : Résultats préliminaires des essais menés au Laboratoire sur les barres d'acier d'armature**

	E1	E2	S7-NO	S7-SE	S8-SE	S8-NO	S8-NE
<b>Type de barres</b> -	10M	10M	35M	35M	35M	35M	35M
$\Delta L_{mesuré}$ [mm]	51.82	45.64	44.88	54.44	50.67	52.06	51.35
$\Delta L_{presse}$ [mm]	67.50	63.58	66.80	70.37	74.41	75.20	73.49
<b>Allongement à la rupture (<math>\Delta L_{mesuré}</math>)</b> [%]	20.8	18.3	19.2	20.0	20.2	20.8	20.5

À la lecture des résultats présentés au Tableau 3.6, la première chose à remarquer est la différence entre l'allongement mesuré avec les points de référence sur la barre d'armature ( $\Delta L_{mesuré}$ ) et l'allongement mesuré par la presse ( $\Delta L_{presse}$ ). Cette différence est causée par les déformations dans la barre, dans les mâchoires et dans la cellule de charge qui sont mesurées par la presse. Face à cette réalité, le coefficient de conversion ( $\phi_{conversion}$ ) présenté à l'équation Eq. 2.1 sert à modifier les données expérimentales mesurées avec le capteur de déplacement de la presse pour les convertir en déplacement correspondant sur la longueur de mesure. Or, en comparant les allongements à la rupture des Tableau 3.5 et Tableau 3.6, il est possible de constater que les valeurs obtenues dans les deux séries d'essais sont très semblables.

$$\phi_{conversion} = \frac{\Delta L_{mesuré}}{\Delta L_{presse}} \quad \text{Eq. 3.1}$$

où  $\phi_{conversion}$  : Coefficient de conversion de la longueur mesurée expérimentalement

$\Delta L_{mesuré}$  : Allongement à la rupture mesuré manuellement avec les points de référence sur la barre d'armature

$\Delta L_{presse}$  : Allongement à la rupture mesuré par la presse lors de l'essai

Les données résultant des essais menés au Laboratoire ont donc été traitées selon la méthodologie suivante :

1. le module élastique de l'acier ( $E$ ) a été fixé à 200 000 MPa;
2. la limite élastique de l'acier ( $f_y$ ) a été déterminée manuellement pour chaque essai grâce à l'observation du plateau plastique sur les courbes contraintes-déformations;
3. le comportement de l'acier a été considéré linéaire-élastique ( $E = 200\,000$  MPa) jusqu'à  $f_y$ ;
4. le coefficient de conversion  $\phi_{conversion}$  présenté à l'équation Eq. 2.1 a été appliqué aux déformations supérieures à la déformation de la limite élastique ( $\varepsilon_y$ ).

Les courbes contraintes-déformations issues des essais sur les 5 barres 35M et les 2 barres 10M testées sont respectivement présentées aux Figure 3.12 et Figure 3.13. Sur ces figures, il est possible de constater que les propriétés mécaniques sont plutôt constantes à travers les deux groupes d'échantillons.

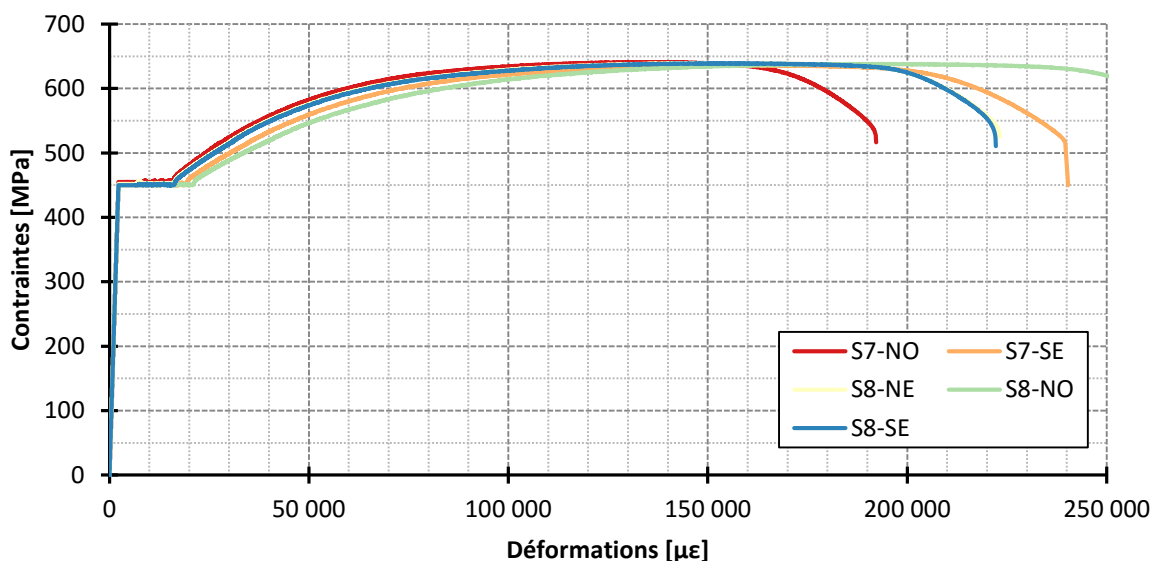
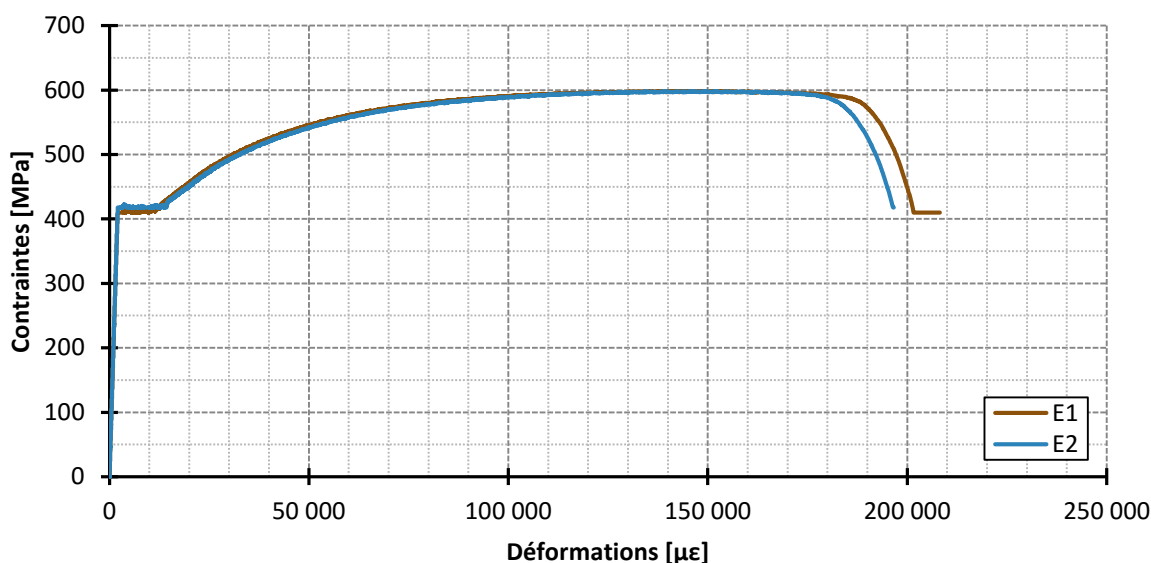


Figure 3.12 : Courbes contraintes-déformations des barres 35M testés au Laboratoire





**Figure 3.13 : Courbes contraintes-déformations des barres 10M testés au Laboratoire**

De plus, une synthèse des propriétés mécaniques moyennes obtenues suite aux essais au Laboratoire est présentée au Tableau 3.7.

**Tableau 3.7 : Propriétés mécaniques moyennes des barres d'acier d'armature obtenues des essais au Laboratoire**

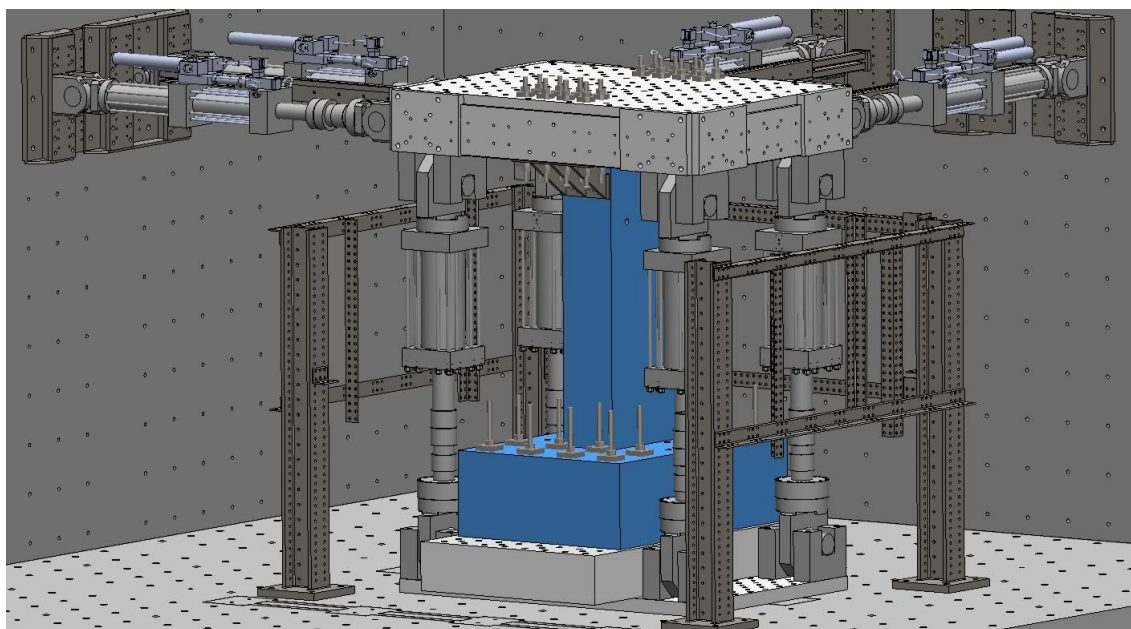
Identification des barres d'armature -	Déformation à la limite élastique ( $\epsilon_y$ ) [ $\mu\epsilon$ ]	Déformation au début de l'écrouissage ( $\epsilon_{cr}$ ) [ $\mu\epsilon$ ]	Contrainte de la limite élastique ( $f_y$ ) [MPa]	Contrainte ultime ( $f_u$ ) [MPa]
Étriers 10M	2 070	13 811	414	599
Longitudinales 35M	2 257	18 834	451	639

### 3.6 Montage expérimental

Le montage expérimental mis en place pour la réalisation des essais sur les piles S7 et S8 a dû être repensé en raison de l'utilisation du nouveau système de chargement multiaxial installé au Laboratoire en 2015. Ce système de chargement, communément appelé le système à 6 degrés de liberté (6DDL), est composé de 4 vérins verticaux d'une capacité de 2 500 kN, d'un plateau de chargement et de 4 vérins horizontaux d'une capacité de 1 000 kN. Cet agencement permet au plateau de chargement des déplacements dans les 3 directions et des rotations selon les 3 axes.

La principale contrainte du système à 6DDL est que la hauteur à mi-course des vérins du plateau de chargement est de 4 350 mm. Pour permettre l'application du chargement à 2 675 mm du dessus de la semelle, il a été décidé de surélever les spécimens et de fixer la hauteur des semelles à 875 mm. Deux blocs en béton, mesurant respectivement 2 000 mm  $\times$  2 150 mm  $\times$  500 mm ont été construits et placés sur la plaque de base du 6DDL. Les spécimens ont par la suite été installés sur ces blocs et ont été fixés au plateau de chargement à l'aide de cornières conçues spécialement pour cela. Une vue d'ensemble du montage expérimental est présentée à la Figure 3.14 tandis qu'une vue en plan détaillée est présentée à la Figure 3.15. Finalement, le détail des cornières conçues pour transmettre les efforts du plateau de chargement aux spécimens est présenté à Figure 3.16.

Les piles S7 et S8 ont été ancrées à la dalle du Laboratoire à l'aide de barres de type Dywidag tandis que les cornières ont été fixées au sommet des piles et ancrées au plateau de chargement à l'aide de tiges de type B7. De plus, pour s'assurer d'un contact parfait entre les différentes composantes du montage, un coulis a été mis en place entre chacune des interfaces.



**Figure 3.14 : Vue d'ensemble du montage expérimental mis en place lors des essais au Laboratoire sur les piles S7 et S8**

### MONTAGE EXPÉRIMENTAL

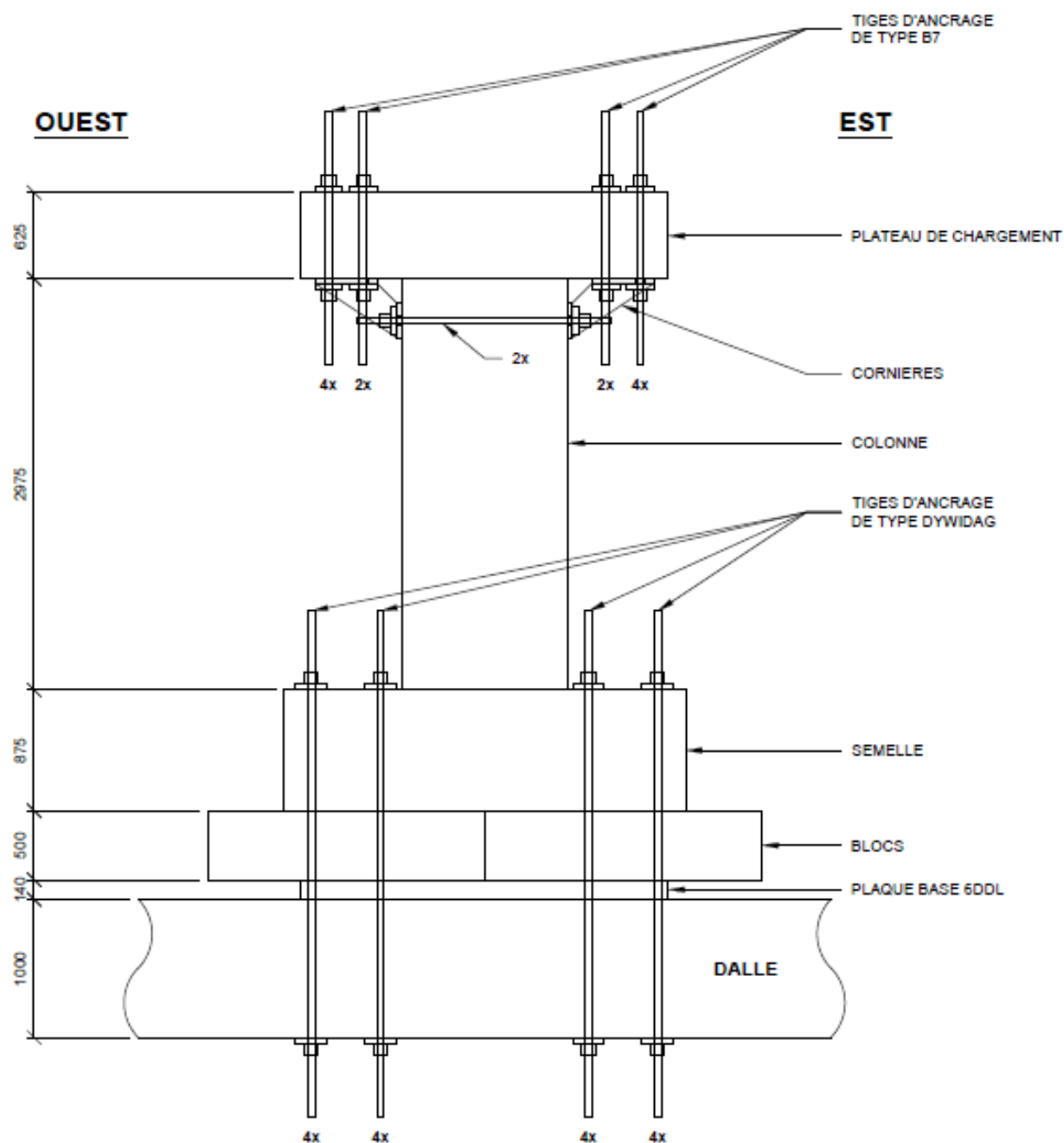


Figure 3.15 : Vue de profil du montage expérimental mis en place lors des essais au Laboratoire sur les piles S7 et S8

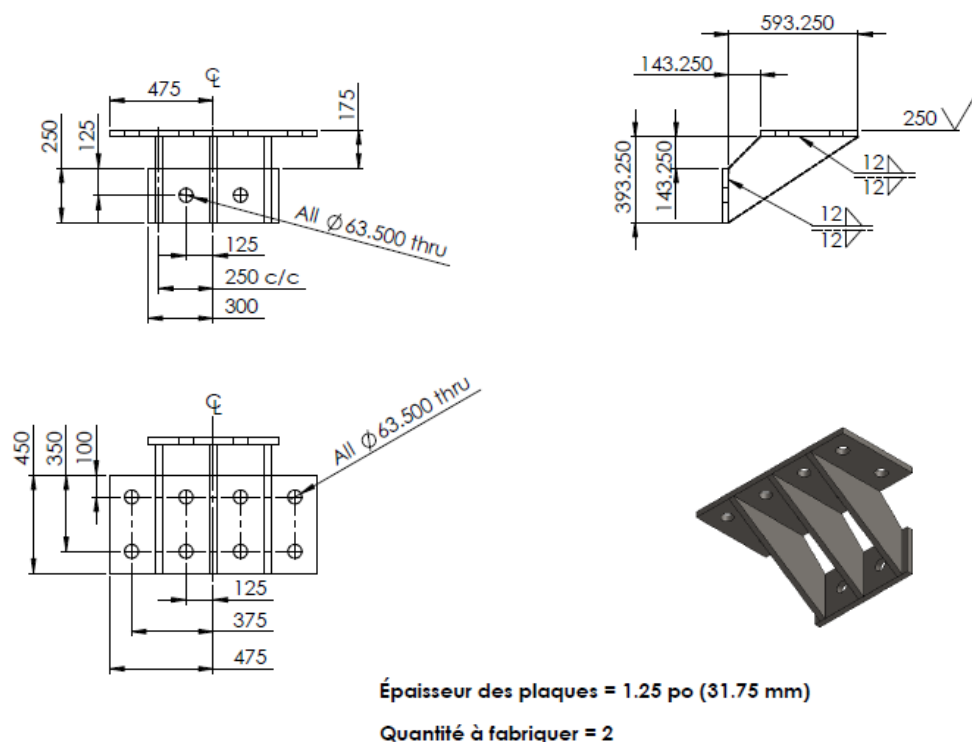


Figure 3.16 : Plans des cornières conçues et fabriquées pour les essais sur les piles S7 et S8

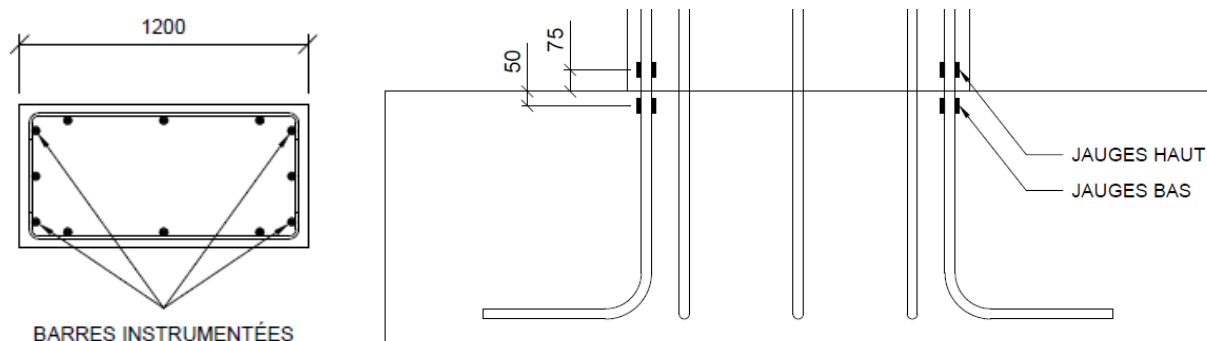
## 3.7 Instrumentation

L'instrumentation utilisée dans le cadre des essais sur les piles S7 et S8 ressemble beaucoup à ce qui avait été utilisé par Garneau (2015). Des instruments ont été mis en place pour mesurer les déformations des aciers d'armature, pour mesurer les déformations en cisaillement et la courbure des piles, ainsi que pour mesurer les déplacements des spécimens par rapport au système de chargement. Le tout est présenté ci-dessous.

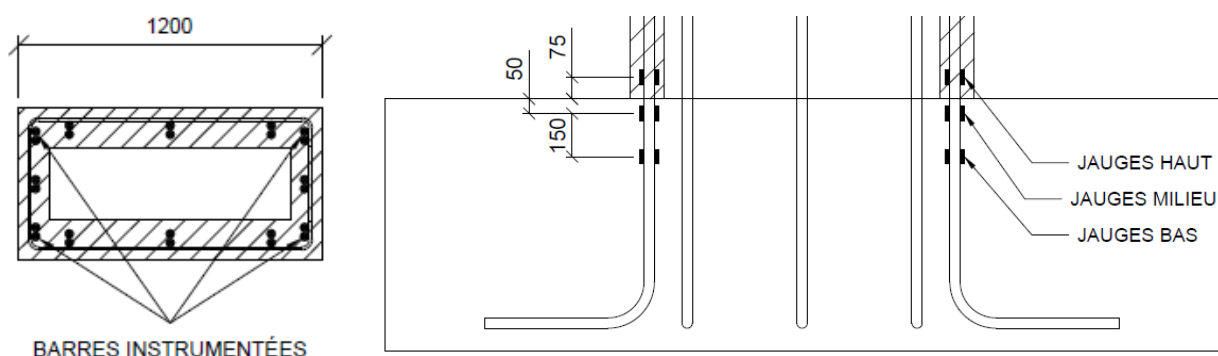
### 3.7.1 Mesure des déformations des aciers d'armatures

D'abord, les 4 barres longitudinales de coin de la pile S7 ont été instrumentées à deux hauteurs distinctes, soit dans la semelle et dans la colonne. Pour reprendre la nomenclature qui sera utilisée plus tard, les jauges de la semelle sont identifiées comme étant celles du bas tandis que les jauges de la colonne sont celles du haut. Le tout est présenté à la Figure 3.17. Ensuite, les 4 barres longitudinales en attente de la semelle de la pile S8 ont été instrumentées à 3 hauteurs différentes. Tel que présenté à la Figure 3.18, les deux paires de jauges inférieures (bas et milieu) sont situées

dans la semelle tandis que celle du haut est situé dans la colonne. L'idée derrière le positionnement de ces jauges était de pouvoir mesurer la profondeur et la progression de la plastification des barres longitudinales.



**Figure 3.17 : Plan d'instrumentation des barres longitudinales de la pile S7**



**Figure 3.18 : Plan d'instrumentation des barres longitudinales de la pile S8**

En plus des barres longitudinales, deux paires d'étriers ont également été instrumentées sur chacune des piles. Suite aux analyses par éléments finis préliminaires, les deuxième et troisième paires d'étriers à partir du dessus de la semelle ont été identifiées comme celles atteignant les plus grands niveaux de déformations. C'est donc ces paires qui ont été instrumentées. Vu le faible calibre des étriers (barre 10M), une seule jauge a pu être installée sur la barre. Le tout est présenté en détail à la Figure 3.19.

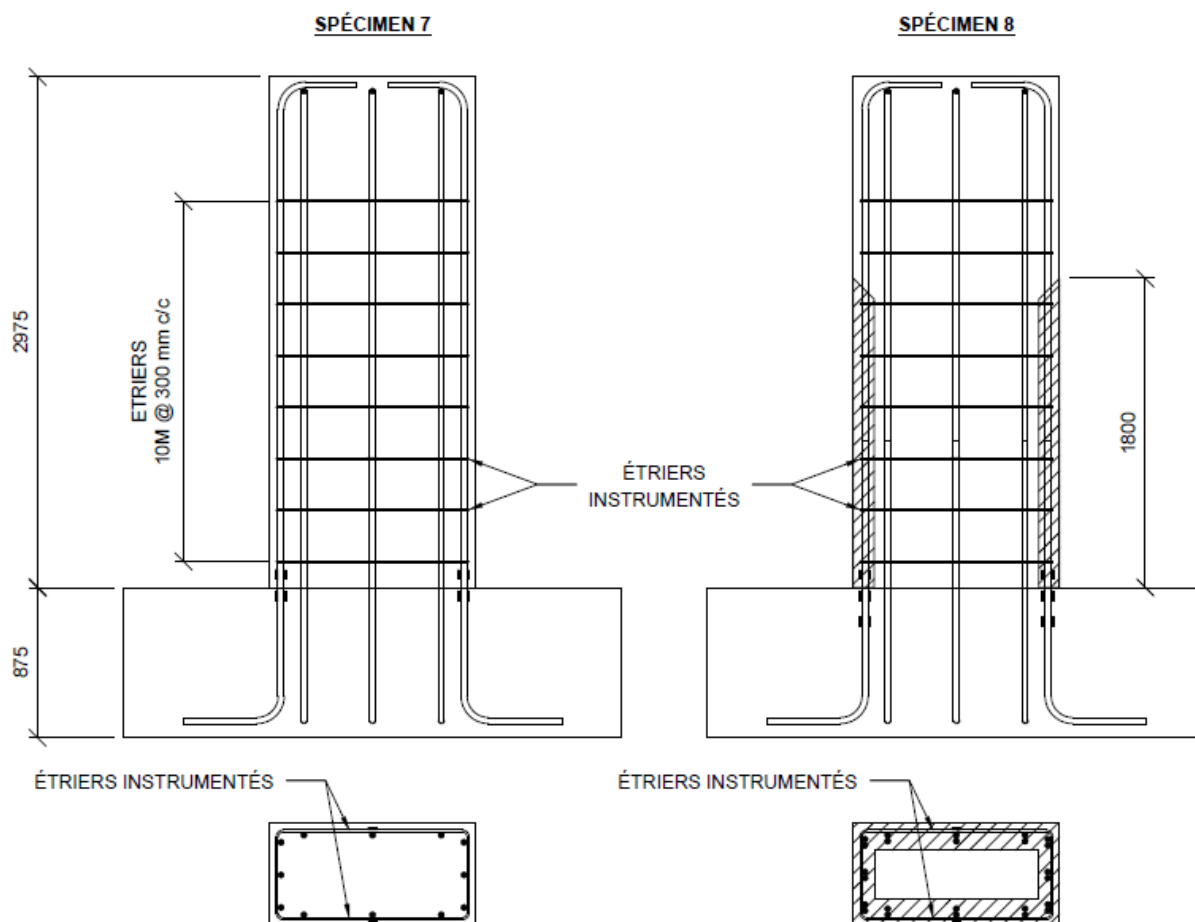
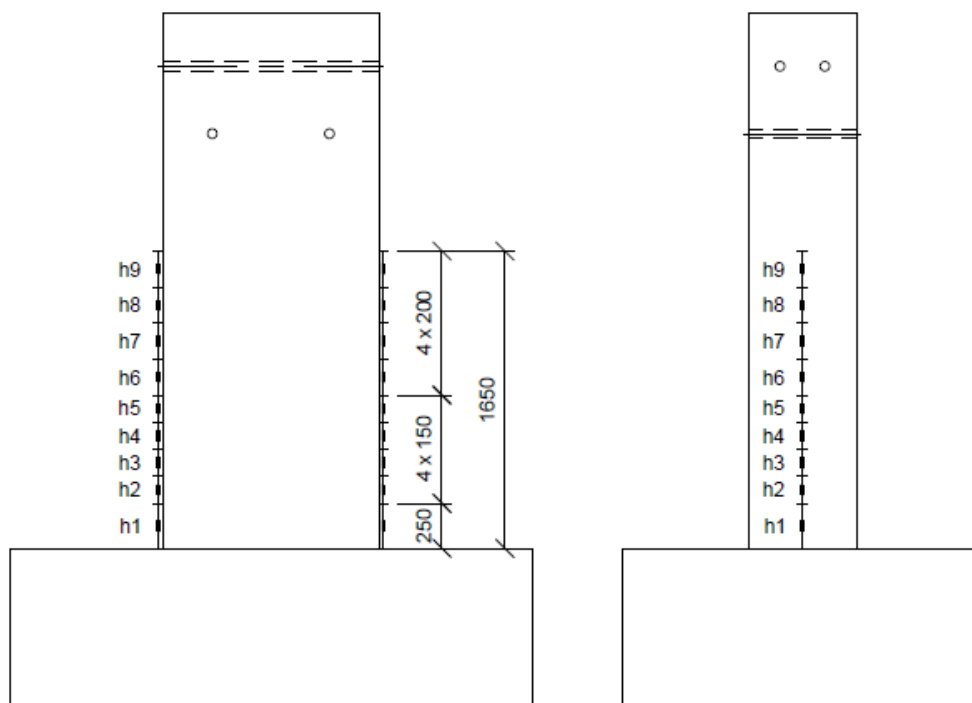


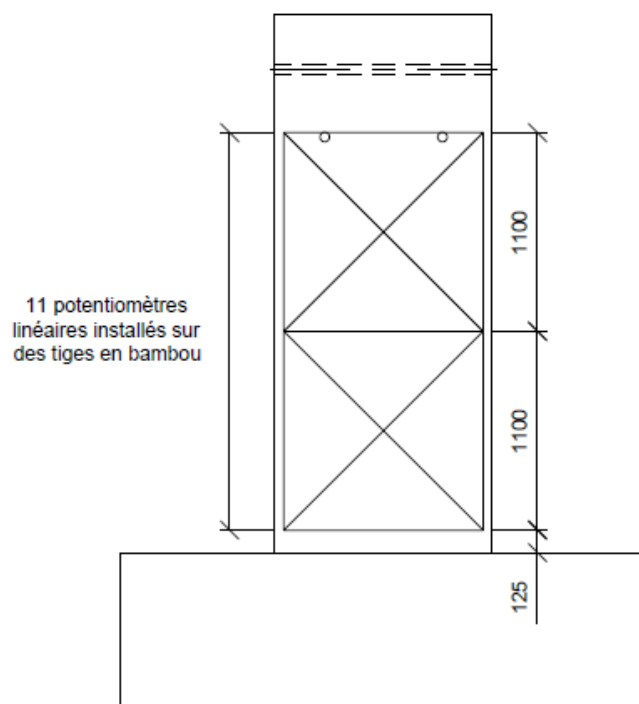
Figure 3.19 : Position de l'instrumentation des étriers des piles S7 et S8

### 3.7.2 Mesure de la courbure et des déformations en cisaillement

La courbure a été mesurée à l'aide de 9 potentiomètres linéaires installés sur les faces Est et Ouest des piles, tel que présenté à la Figure 3.20. Les déformations en cisaillement subies par les piles S7 et S8 ont été mesurées à l'aide de potentiomètres installés tel qu'illustré à la Figure 3.21. Pour mesurer les déplacements sur des longueurs de plus de 1 100 mm, les potentiomètres linéaires ont été allongés grâce à des tiges en bambou. Les données ainsi obtenues ont ensuite été traitées selon la méthodologie développée par Shin, Choi, Kim, and Lee (2013). Le tout est présenté en détail dans une section subséquente.



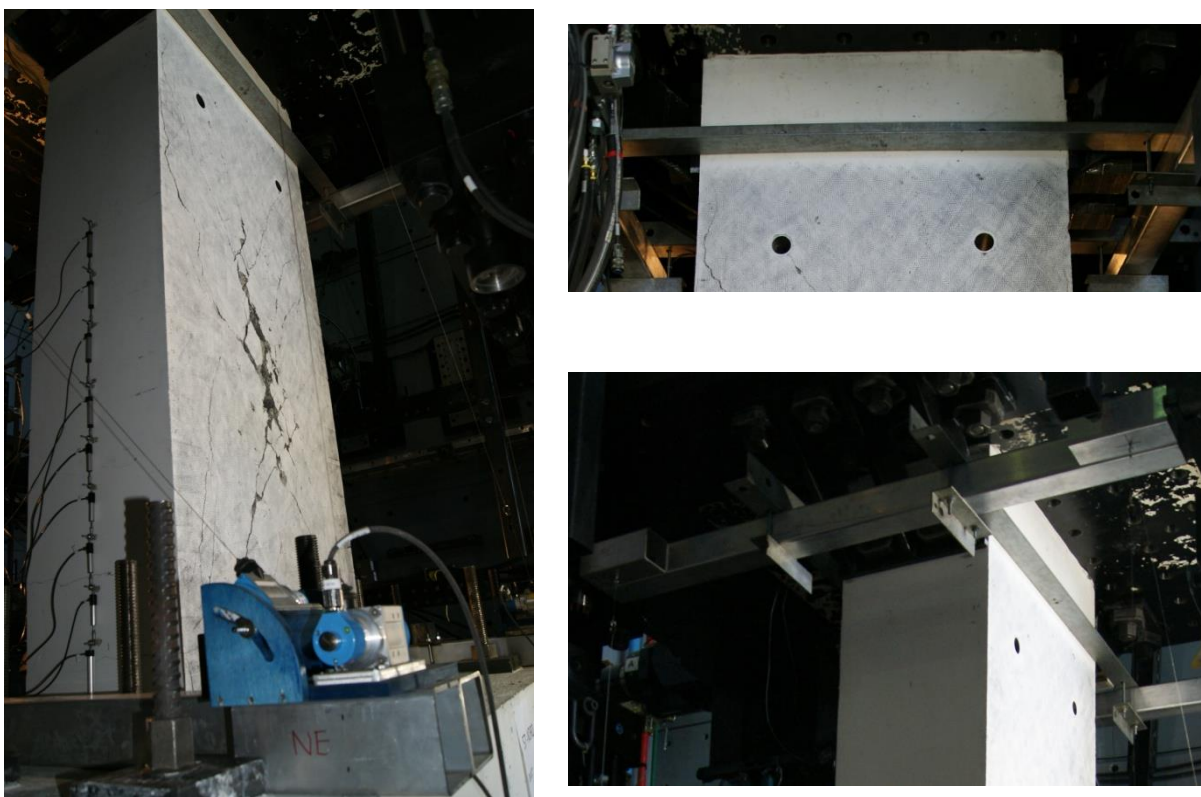
**Figure 3.20 : Plan d'instrumentation pour la mesure de la courbure installé sur les piles S7 et S8**



**Figure 3.21 : Plan d'instrumentation pour la mesure des déformations en cisaillement installé sur les piles S7 et S8**

### 3.7.3 Mesure du déplacement au point d'application du chargement

Les déplacements de la pile au point d'application du chargement peuvent être évalués directement à partir du système de chargement. Toutefois, cette méthode comporte son lot d'imprécisions qui seront détaillées à la Section 3.8. Pour enregistrer avec précision les déplacements de la pile au point d'application du chargement, un système de mesure développé par l'équipe du Laboratoire a donc été mis en place. Ce système est composé de potentiomètres à cordes capables de mesurer leurs variations en longueur au courant de l'essai. L'extrémité de chaque corde étant géoréférencée, les déplacements exacts au point d'application du chargement peuvent être obtenus par triangulation. Ce système de mesure est illustré à la Figure 3.22.



**Figure 3.22 : Système de mesure des déplacements des piles S7 et S8 au point d'application du chargement**

### 3.7.4 Instrumentation secondaire

En plus des instruments de mesure présentés aux Sections 3.7.1 à 3.7.3, des instruments secondaires ont également été installés pour s'assurer du bon déroulement de l'essai. Par exemple, des cellules de charge ont été installées sur deux tiges de post-tension pour s'assurer de

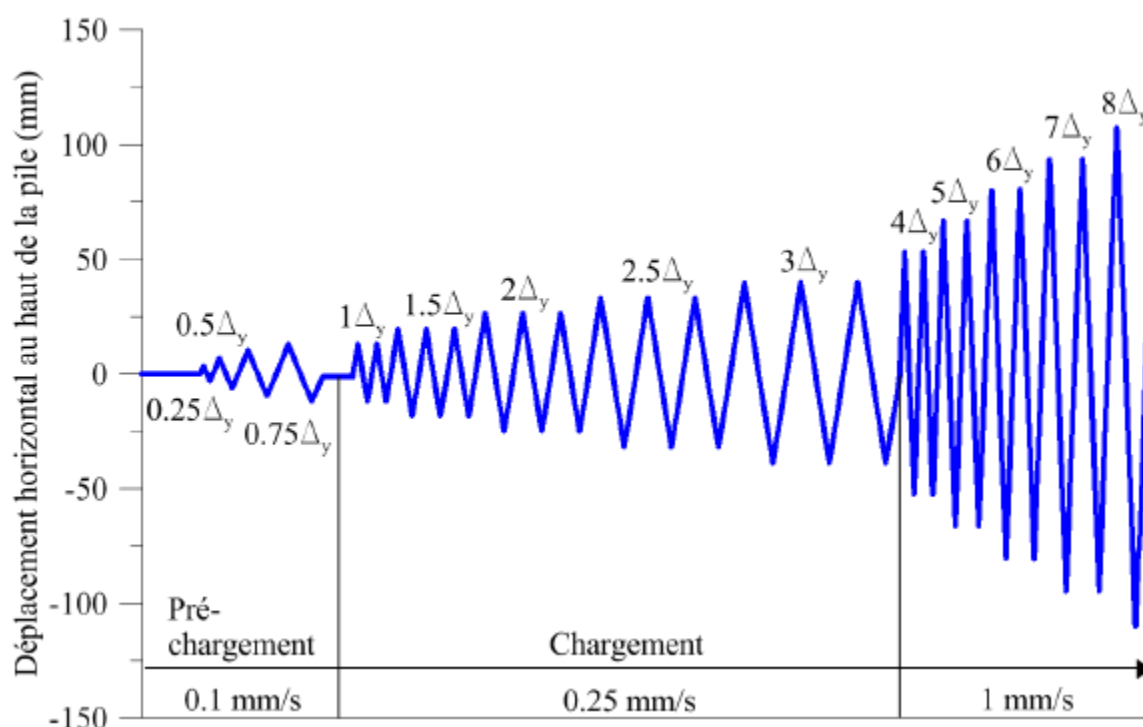


l'ancrage adéquat de la semelle tout au long de l'essai. De plus, différents types de potentiomètres ont été installés pour mesurer le glissement entre le plateau de chargement et les cornières, entre la semelle et les blocs ainsi qu'entre les blocs et la plaque d'assise du système de chargement.

### 3.8 Protocole de chargement

L'objectif ultime du chargement utilisé dans le cadre de ce programme expérimental est de recréer l'effet d'un tremblement de terre sur les piles. Pour ce faire, un chargement cyclique quasi-statique a été employé. Le protocole de chargement associé à ce type de chargement joue un rôle primordial en ce qui attrait à la validité des résultats. Dans son mémoire de maîtrise, Garneau (2015) passe en revue différents protocoles de chargement fréquemment utilisés par les chercheurs. En gros, il recense 4 particularités à prendre en compte lors de la détermination du protocole de chargement, soit le nombre de cycles de préchargement, le nombre de cycles total suite au préchargement pour l'atteinte d'un cycle à une ductilité  $10 \cdot \Delta_y$ , le nombre de cycles primaires pour l'atteinte d'un cycle à une ductilité  $10 \cdot \Delta_y$  et le taux d'augmentation de l'amplitude du déplacement.

En tenant compte de ces considérations, le protocole présenté à la Figure 3.23 a été établi. Ce protocole se veut représentatif des séismes de l'Est du Canada puisqu'il concentre un grand nombre de cycles à de faibles amplitudes ( $3 \cdot \Delta_y$ ) et qu'il contient relativement peu de cycles de préchargement. Le déplacement de référence  $\Delta_y$ , associé à la plastification des armatures longitudinales, a d'abord été déterminé par des analyses par éléments finis, puis cette valeur a été confirmée par les déformations mesurées sur les armatures lors de la phase de préchargement de l'essai au Laboratoire.



**Figure 3.23 : Protocole de chargement développé par et tiré de Garneau (2015)**

Ce protocole de chargement a donc été repris tel quel pour l'essai sur la pile S8 et le résultat de son application est présenté à la Figure 3.25. Or, la détermination du protocole de chargement de la pile S7 a été plus complexe. En effet, les analyses par éléments finis préliminaires révélaient que les armatures longitudinales ne se plastifieraient qu'à la toute fin de l'essai. Au lieu d'utiliser la plastification des armatures longitudinales comme déplacement de référence ( $\Delta_y$ ), la dégradation de la rigidité associée à la première fissuration du béton ( $\Delta_r$ ) a été utilisée. Or, ce déplacement de référence était très faible, ce qui a conduit à un nombre total de cycles de chargement beaucoup plus important. Le tout est présenté à la Figure 3.24.

Suite à la lecture des Figure 3.24 et Figure 3.25, il est possible de se demander si la différence entre le nombre total de cycles imposés aux piles S7 et S8 peut expliquer la différence entre le comportement global des deux piles. Dans le cadre de ce projet de recherche, le principal critère de performance des piles S7 et S8 était le niveau de ductilité atteint. Bien que certains mécanismes d'endommagement (fissuration et écrasement du béton, etc.) soient proportionnels au nombre de cycles subis, la ductilité d'une pile est principalement gouvernée par le comportement des armatures longitudinales, ce qui permet de dire que la différence entre le

nombre total de cycles imposé aux piles S7 et S8 n'a pas eu une influence importante sur le comportement global des deux piles.

Dans un autre ordre d'idées, il est possible d'observer sur les Figure 3.24 et Figure 3.25 que le déplacement absolu (DX ABS) et le déplacement relatif (DX REL) ont été présentés en fonction du temps. Le déplacement absolu est obtenu directement par le système de chargement, tandis que le déplacement relatif est obtenu du système de mesure mis en place tel que présenté à la Figure 3.22. Les piles S7 et S8 étant très rigides, le déplacement relatif était donc légèrement inférieur au déplacement absolu en raison de la déformation du système de chargement.

Le déplacement de la pile étant enregistré de deux manières distinctes, la question du choix du type de déplacement contrôlant le protocole de chargement s'est posée. L'imposition des déplacements avec le système relatif avait comme principal avantage un meilleur contrôle des déplacements (et donc des niveaux de ductilité atteints). Or, son principal inconvénient est que ce système de mesure est composé de potentiomètres à cordes positionnées en périphéries de la pile. Advenant qu'une de ces cordes soient accrochées, des déplacements considérables seraient alors imposés à la pile, faussant ainsi l'essai. Pour ces raisons, il a été convenu de réaliser le premier essai en utilisant le système absolu. L'essai sur la pile S7 s'étant bien déroulé, il a été décidé d'effectuer le deuxième essai en utilisant le système relatif. Le choix du type de déplacement contrôlant le protocole de chargement n'a eu aucune incidence sur les résultats car le traitement des données suite aux essais s'est fait en utilisant les mesures obtenues par le système relatif.

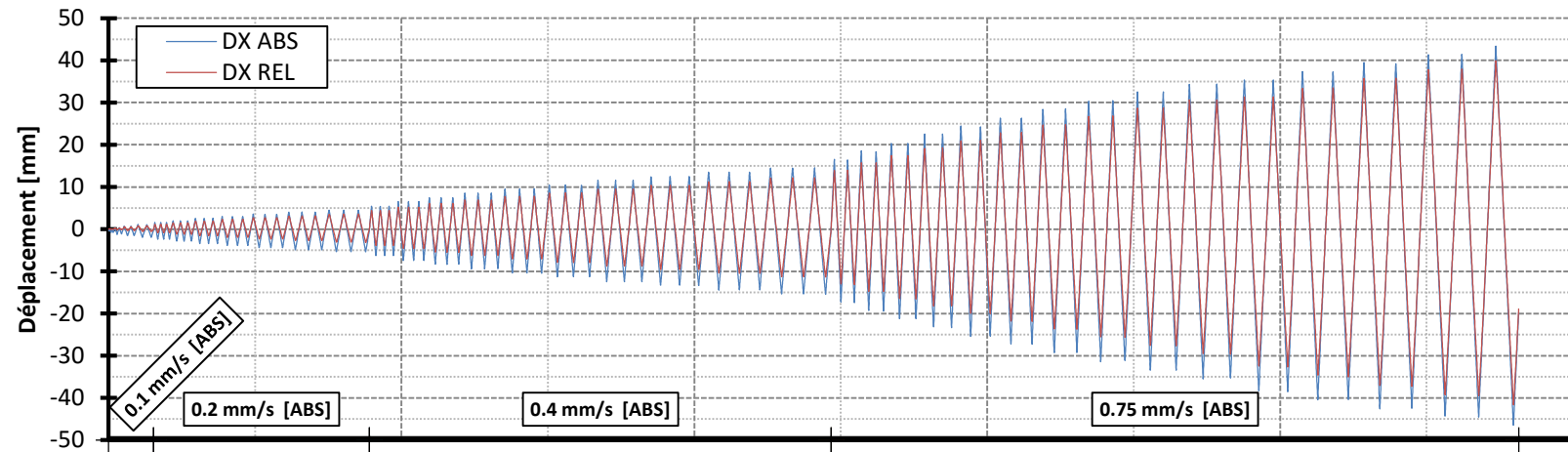


Figure 3.24 : Protocole de chargement adopté pour l'essai sur la pile S7

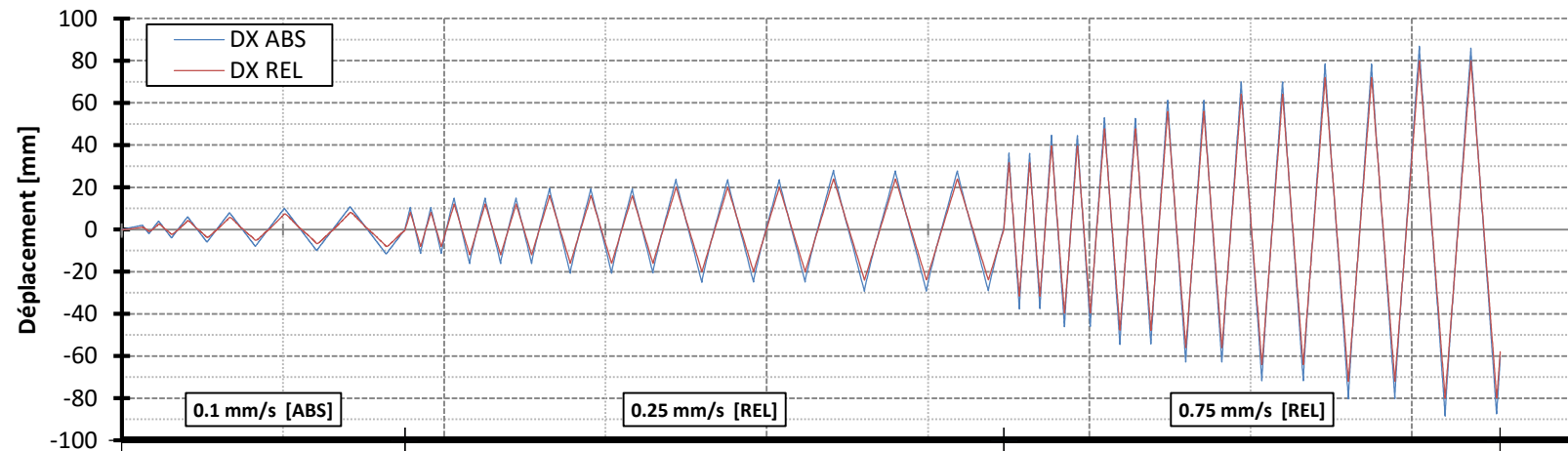


Figure 3.25 : Protocole de chargement adopté pour l'essai sur la pile S8

## 3.9 Résultats des essais expérimentaux au Laboratoire

### 3.9.1 Courbes force/déplacement

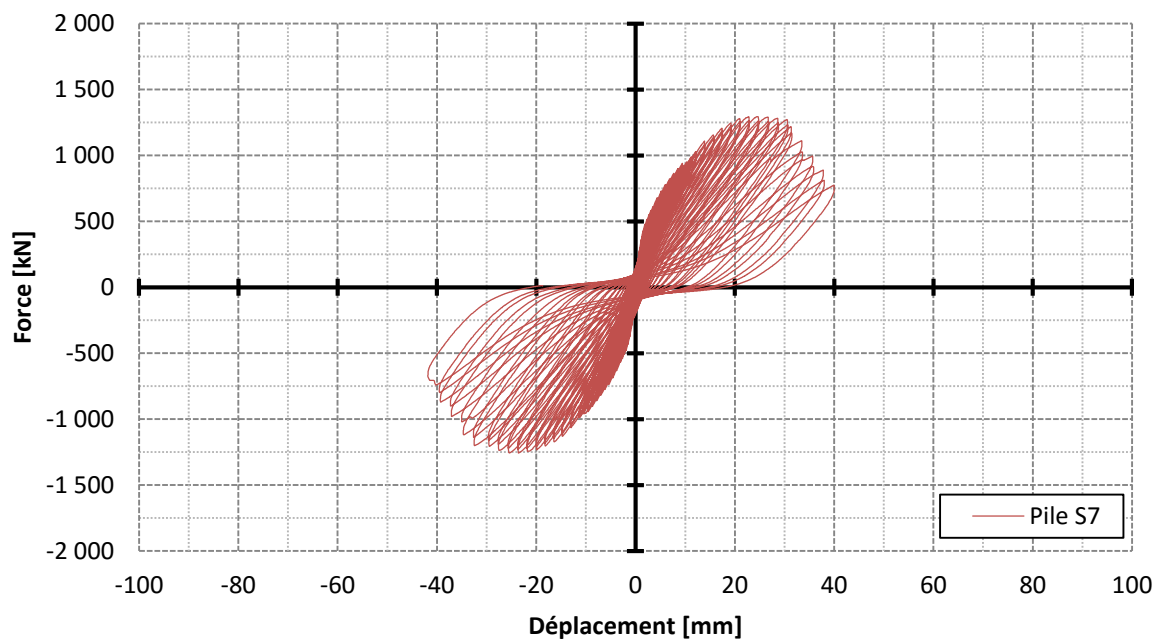
Les courbes force/déplacement, obtenues des essais sur les spécimens S7 et S8, sont présentées aux Figure 3.26 et Figure 3.27. Les essais ont été réalisés en sollicitant les piles selon leur axe fort. Le chargement a été appliqué à 2.675 m de l'interface semelle/colonne et un chargement axial en compression de 1 500 kN a été maintenu constant tout au long de l'essai.

La pile S7 a été soumise à un total de 88 cycles (incluant les cycles de préchargement) d'amplitudes croissantes selon le protocole de chargement présenté précédemment. La force latérale maximale appliquée au spécimen a été de 1 295 kN. Le déplacement maximal obtenu lors du dernier cycle de chargement a été de 41.8 mm, ce qui correspond à un ratio de déplacement de 1.56%. La première plastification des armatures longitudinales est survenue à un déplacement  $\Delta_y = 16.2$  mm. Le mode de rupture menant à la ruine du spécimen fait intervenir le cisaillement et l'écrasement du béton en compression. Cette affirmation est justifiée par le fait que, à des cycles de chargement avancés, certains étriers se sont plastifiés (entre autre ceux instrumentés), les fissures diagonales de cisaillement se sont ouvertes considérablement et le béton dans la zone comprimée de la colonne à la jonction avec la semelle a éclaté. Le tout est présenté en détail à la Figure 3.29. De plus, il est intéressant de souligner le fait que la rupture a été fragile. Cela est observable sur la Figure 3.26 par le fait que la rigidité de la structure s'est détériorée très rapidement et que le ratio de déplacement maximal atteint est faible (1.56%).

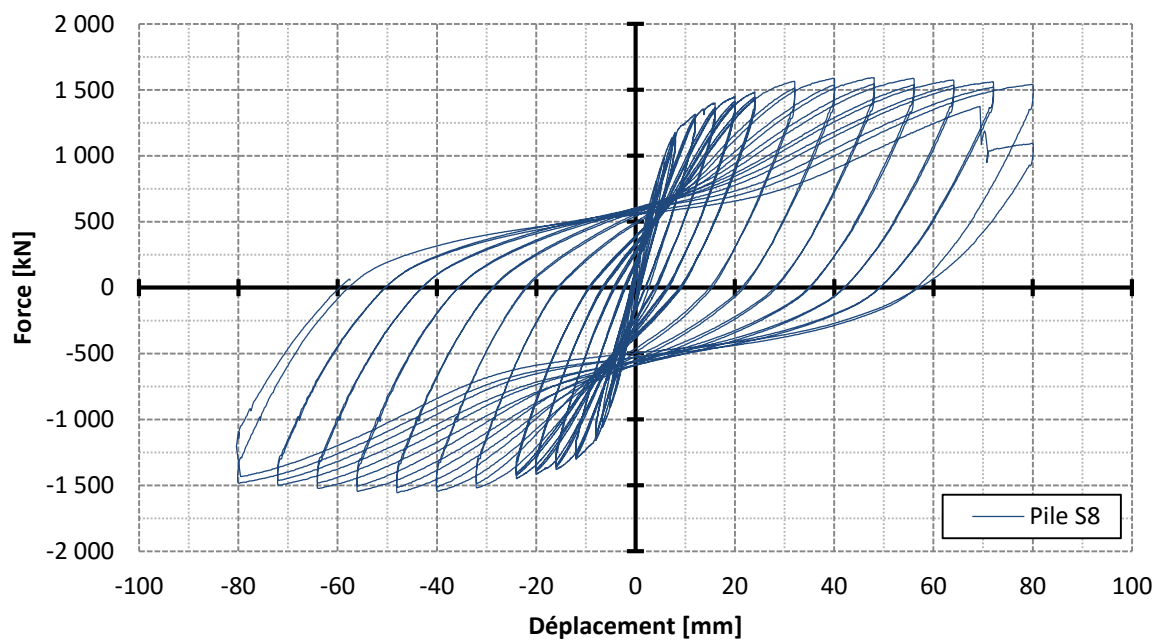
La pile S8 a quant à elle été soumise à un total de 29 cycles de chargement complets (et 5 cycles de préchargement). La force latérale maximale appliquée sur ce spécimen a été de 1 592 kN et le déplacement maximal a été de 80.4 mm, ce qui correspond à un ratio de déplacement de 3.00%. La première plastification des armatures longitudinales est survenue à un déplacement  $\Delta_y = 8.0$  mm. Le mode de rupture a complètement changé. En effet, tel qu'illustré sur la Figure 3.30, le mode de rupture du Spécimen S8 est caractérisé par la rupture des armatures longitudinales en flexion. Cela est aussi observable par les chutes soudaines de résistance mises en évidence sur le graphique force/déplacement de la Figure 3.27. En observant attentivement ce graphique, il est possible de constater qu'une première barre longitudinale s'est rompue à  $\Delta \approx 70$  mm et  $F \approx 1\,350$  kN. La rupture d'une seconde barre a marqué la fin de l'essai et est

observable par une chute soudaine de la force appliquée à  $\Delta \approx -80$  mm. Cette fois, le comportement de la pile peut être qualifié de ductile car la rigidité de la pile a été maintenue jusqu'à de grands ratios de déplacement (3.00%).

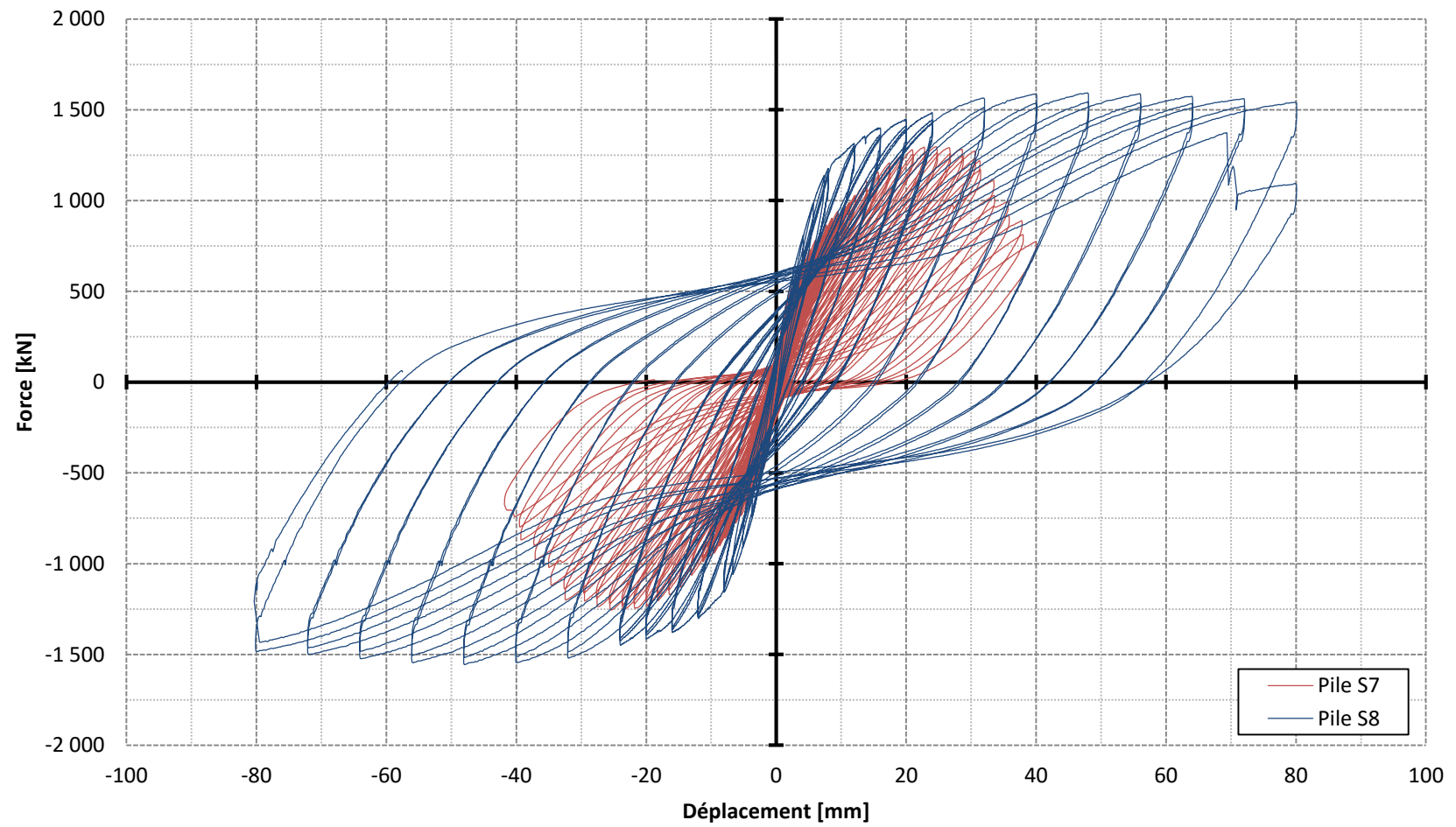
Finalement, pour mieux illustrer la différence de comportement des spécimens S7 et S8, leurs courbes force/déplacement ont été superposées sur le graphique de la Figure 3.28.



**Figure 3.26 : Comportement cyclique de la pile S7**



**Figure 3.27 : Comportement cyclique de la pile S8**



**Figure 3.28 : Comportement cyclique des essais S7 et S8**

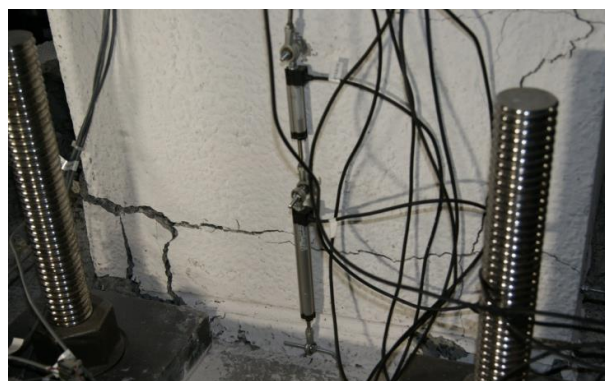




**a) Fissures cisaillement à  $\Delta=35\text{mm}$  (Nord)**



**b) Écrasement du béton (coin Sud-Ouest)**



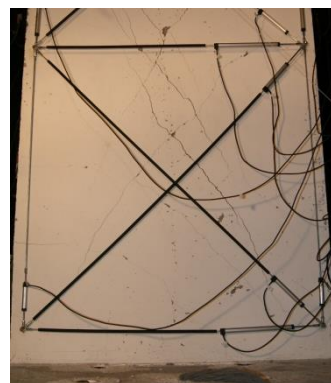
**c) Éclatement du courvert de béton (Ouest)**



**d) Fissures flexion (Est)**



**e) Fissures flexion (Ouest)**



**f) Fissures cisaillement (Sud)**

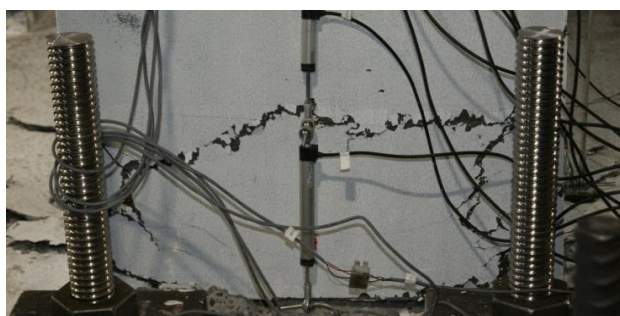
**Figure 3.29 : Mode de rupture et fissuration de la pile S7**



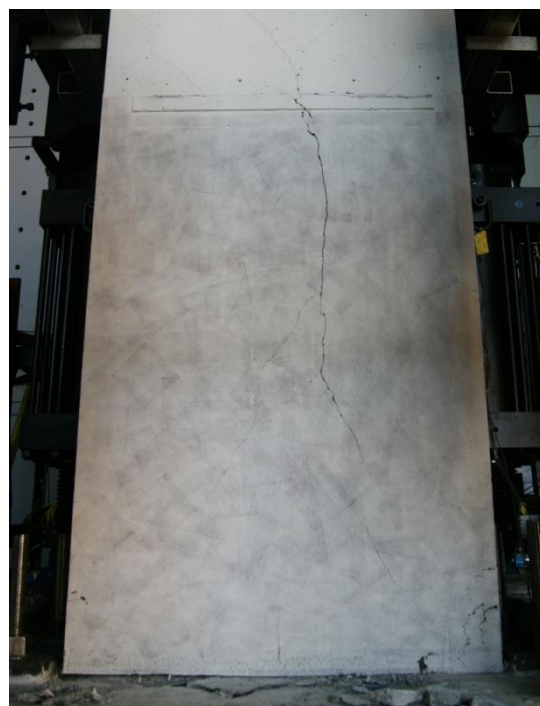
**a) Rupture d'une armature longitudinale de la pile S8 (face Ouest, BFUP retiré manuellement)**



**b) Ouverture de l'interface semelle/colonne**



**c) Fissures de flexion (face Ouest)**

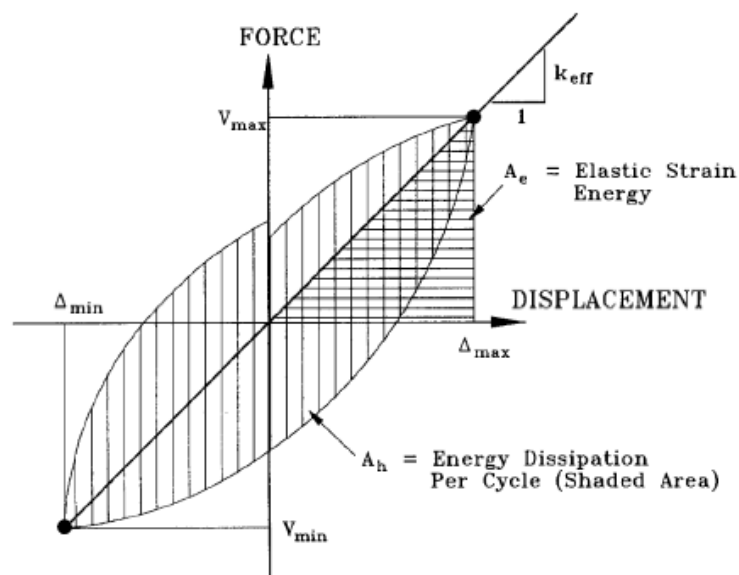


**d) Fissure verticale (face Nord)**

**Figure 3.30 : Mode de rupture de la pile S8**

### 3.9.2 Énergie dissipée durant les essais

L'énergie dissipée durant les essais est représentée par l'aire sous les courbes force/déplacement des Figure 3.26 à Figure 3.28. Le tout est illustré plus clairement à la Figure 3.31.



**Figure 3.31 : Énergie dissipée par cycle de chargement et paramètres nécessaires au calcul de l'amortissement équivalent  $\xi_{eq}$  (adapté de Priestley et al. (1996))**

L'exercice de calculer l'énergie dissipée pour chacun des cycles de chargement a donc été effectué pour les piles S7 et S8. Afin de faciliter la comparaison avec les données obtenues par Garneau (2015), l'énergie calculée a été présentée en fonction du ratio de déplacement. Le tout est illustré aux Figure 3.32 et Figure 3.33.



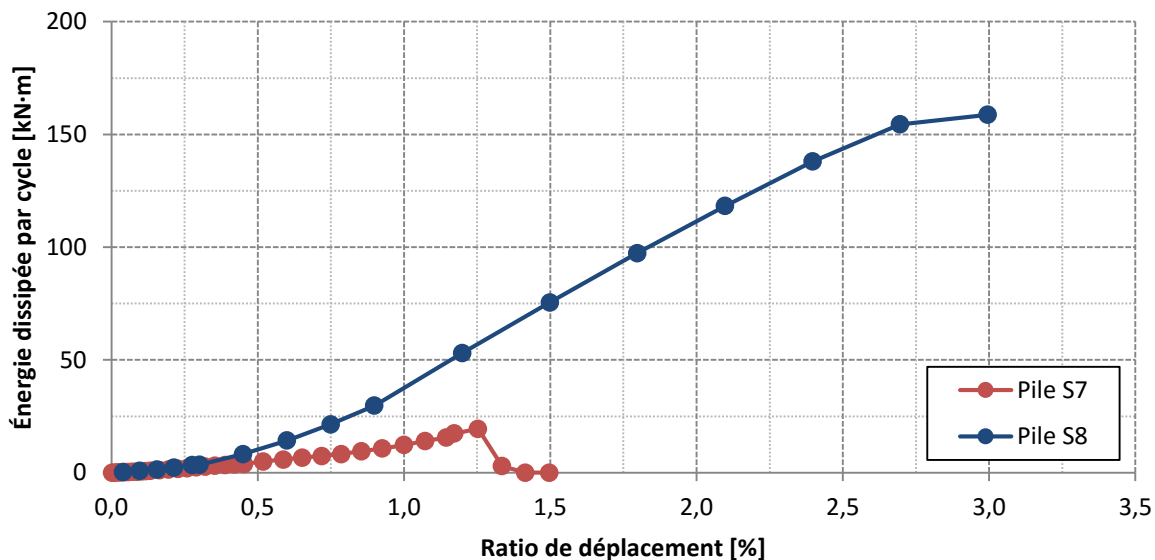


Figure 3.32 : Énergie dissipée par cycle en fonction du ratio de déplacement

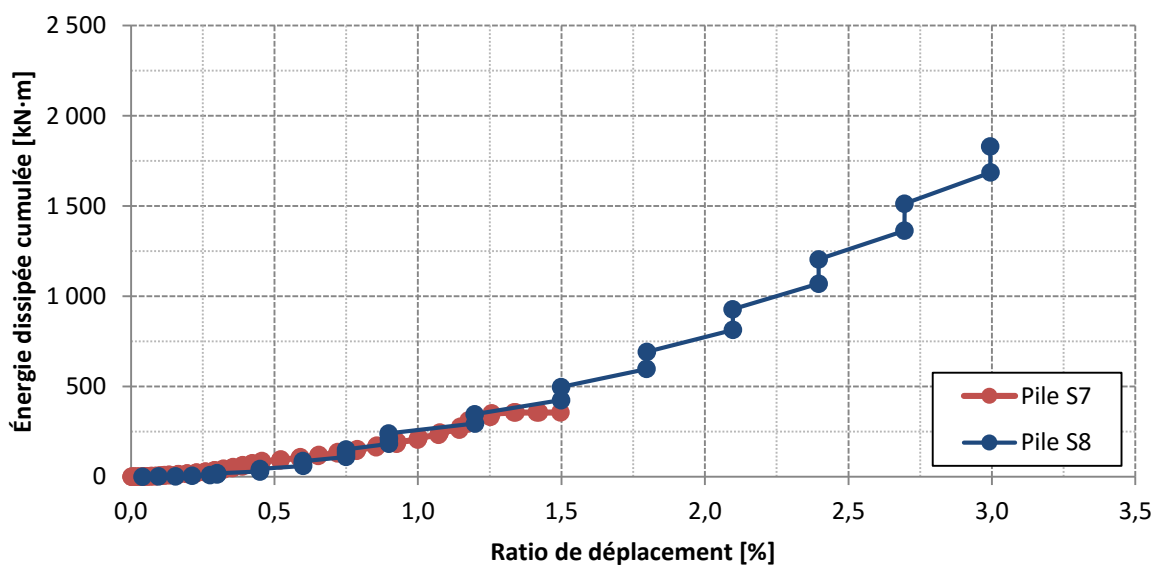


Figure 3.33 : Énergie dissipée cumulée en fonction du ratio de déplacement

De la Figure 3.33, il est possible d'observer qu'environ 356.1 kN · m ont été dissipés par la pile S7 lors de l'essai. La pile S8 a quant à elle dissipé 1 830.1 kN · m avant sa rupture. C'est très semblable à ce qu'on dissipées les piles S5 (2 080 kN · m) et S6 (1 770 kN · m) lors des essais réalisés par Garneau (2015).

### 3.9.3 Courbure des spécimens lors des essais

La courbure des piles S7 et S8 a été captée expérimentalement par l'installation de 9 potentiomètres linéaires sur chacune des faces Est et Ouest des spécimens (se référer à la Section 3.7.2 et à la Figure 3.20). La courbure de chacune de ces zones est approximée par l'équation Eq. 3.2.

$$\varphi_i = \frac{\Delta_{i,Ouest} - \Delta_{i,Est}}{h_i \cdot l_i} \quad \text{Eq. 3.2}$$

où  $\varphi_i$  : Approximation de la courbure sur la zone  $i$

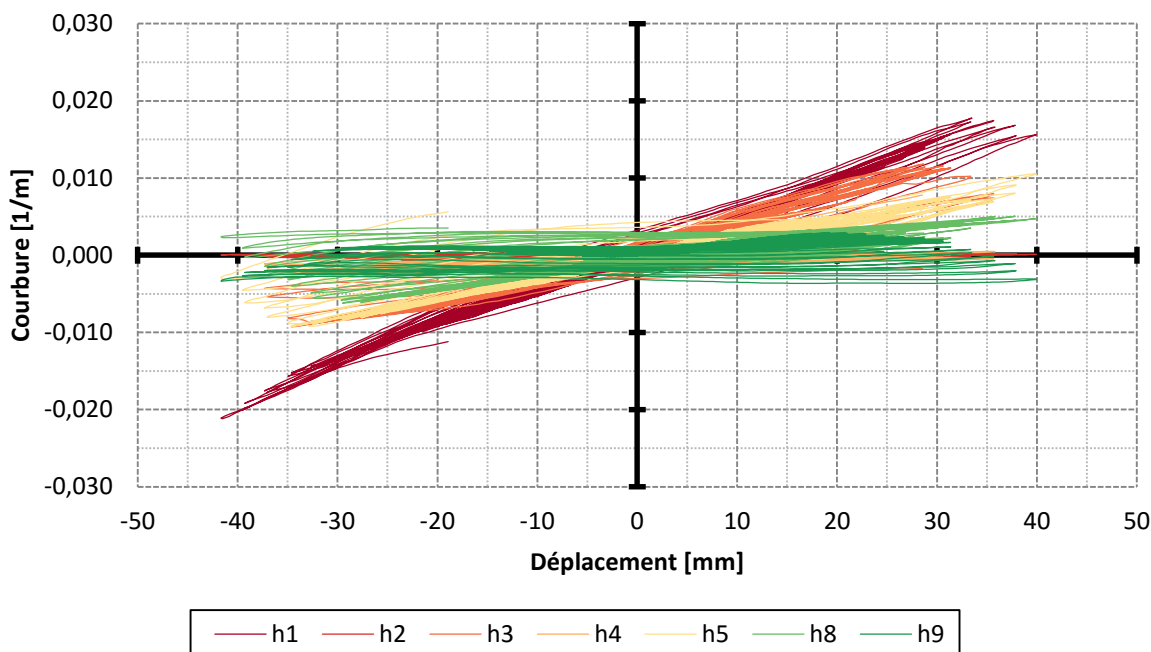
$\Delta_{i, Ouest}$  : Déplacement enregistré au potentiomètre linéaire  $i$  sur la face Ouest de la pile

$\Delta_{i, Est}$  : Déplacement enregistré au potentiomètre linéaire  $i$  sur la face Est de la pile

$h_i$  : Distance entre les points d'ancrage du potentiomètre linéaire  $i$

$l_i$  : Distance horizontale entre les potentiomètres linéaires  $i$  Ouest et Est

La Figure 3.34 présente les courbures obtenues pour les différentes hauteurs délimitées par les potentiomètres linéaires de la pile S7. Les résultats des potentiomètres 6 et 7 ont été exclus puisqu'ils se sont décollés au tout début de l'essai. De plus, les potentiomètres 3 et 4 se sont déconnectés suite aux cycles à  $17.5 \cdot \Delta_r$ . Leurs données subséquentes ont donc été retirées. Sur la Figure 3.34, il est possible d'observer que les courbures enregistrées par les différentes zones de potentiomètres sont assez semblables. La courbure est plus prononcée au bas du spécimen ( $h1$  et  $h3$ ), mais reste dans le même ordre de grandeur que pour les autres hauteurs. Cela s'explique principalement par le fait que la rupture est gouvernée par la résistance en cisaillement et qu'il n'y a donc pas formation de rotule plastique à la base de la colonne.



**Figure 3.34 : Courbures calculées des différentes paires de potentiomètres linéaires sur la Pile S7**

Les Figure 3.35 et Figure 3.36 présentent les courbures obtenues aux différentes hauteurs de la pile S8. La courbure enregistrée par la première paire de potentiomètres linéaires a été mise sur un graphique à part car elle est considérablement plus importante que les autres. Il suffit de comparer l'échelle des ordonnées des deux figures pour s'en rendre compte. Il était prévisible d'avoir une concentration de la courbure à la base de la colonne puisque les armatures longitudinales plastifient à cette hauteur et il y a formation d'une rotule plastique. De plus, tel qu'illustré sur la Figure 3.30, la désolidarisation de la colonne et de la semelle vient également accentuer la courbure mesurée par la première paire de potentiomètres, tout comme les déformations plastiques qui se développent dans la semelle. Finalement, il est pertinent de noter que les données de la première paire de potentiomètres sont valides jusqu'à  $\mu = 8$ , après quoi il y a eu décollement des potentiomètres. Les données subséquentes ont été ignorées. Il est pertinent de rappeler que la ductilité  $\mu$ , utilisée ici et dans les Sections suivantes, fait référence à la ductilité en déplacement (Eq. 2.23).

Les courbures obtenues par les autres paires de potentiomètres linéaires sont présentées telles quelles à la Figure 3.36. Sur cette figure, il est intéressant de noter que la courbure maximum survient au niveau de la 5<sup>ème</sup> paire de potentiomètres (h5). Cela s'explique par le fait qu'il s'agit

de l'emplacement de la fin du joint de chevauchement des barres longitudinales. En effet, dans la zone du joint de chevauchement, la rigidité en flexion de la pile S8 est assurée par deux séries de 12 barres 35M, donc 24 barres 35M. Au-delà des 840 mm de chevauchement, la rigidité en flexion n'est assurée que par 12 barres 35M, d'où la courbure plus prononcée à cette hauteur.

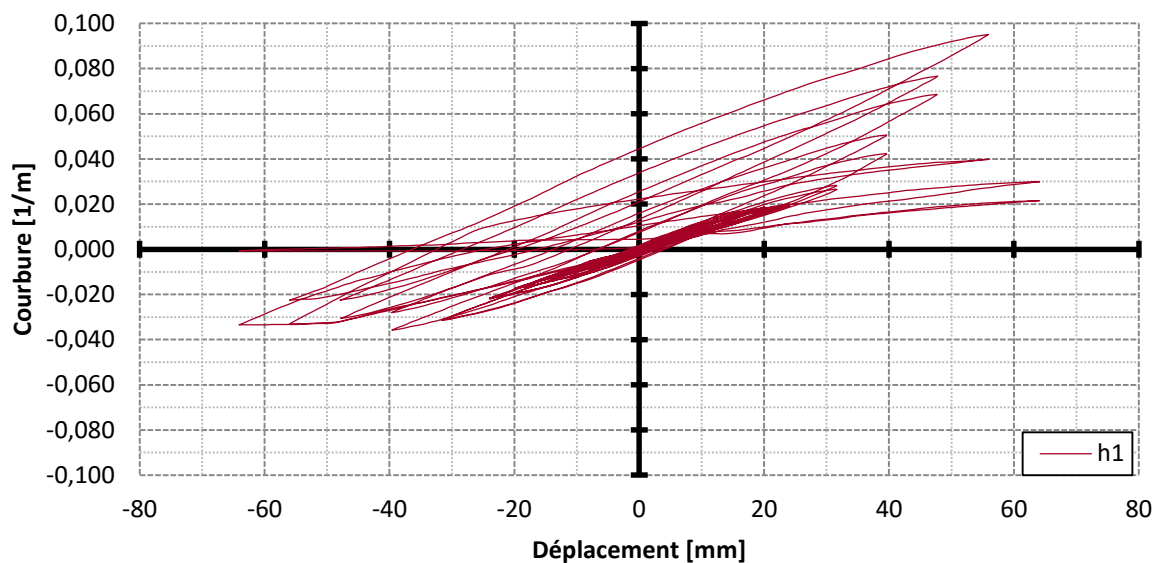


Figure 3.35 : Courbure calculée de la 1<sup>ère</sup> paire de potentiomètres linéaires (h1) sur la Pile S8

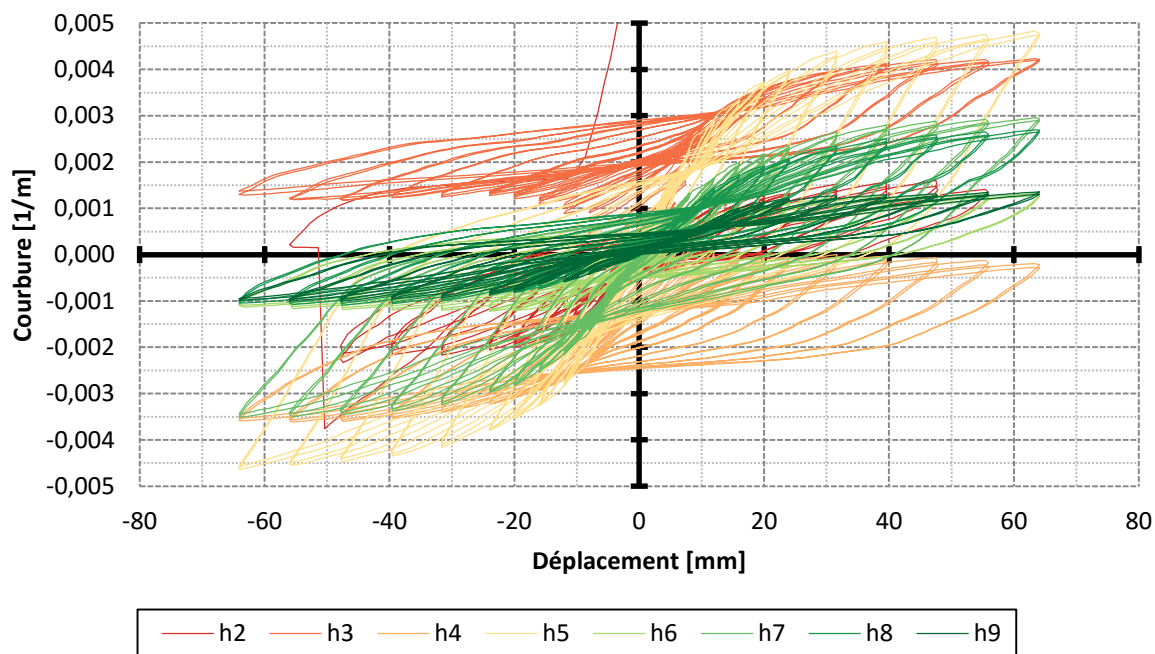
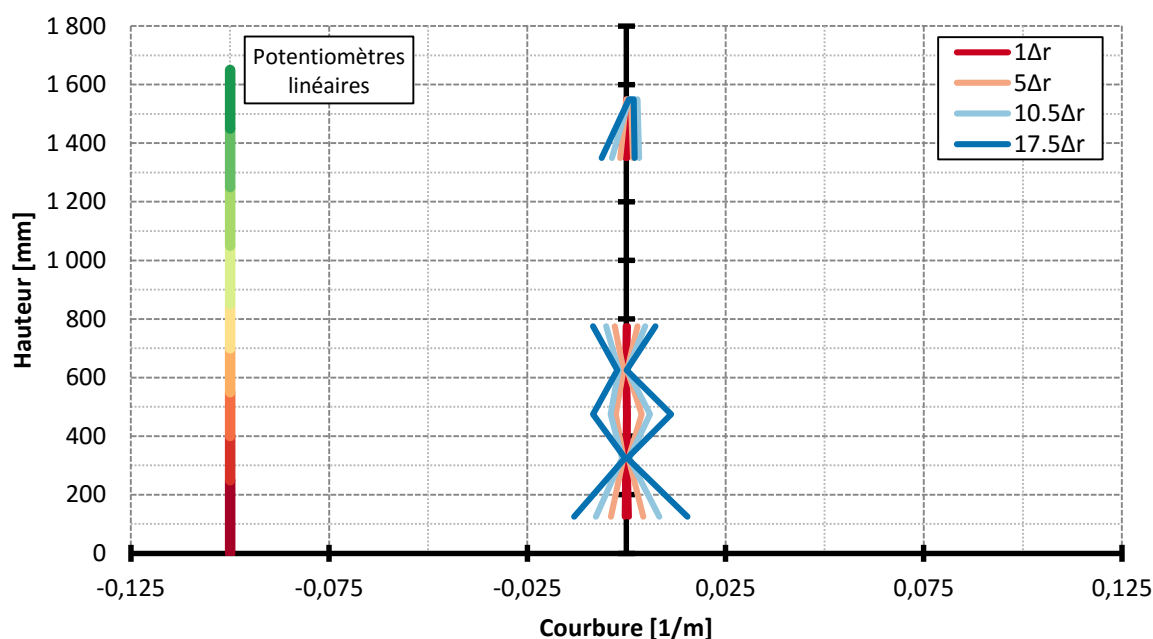


Figure 3.36 : Courbures calculées des paires de potentiomètres linéaires 2 à 9 sur la Pile S8

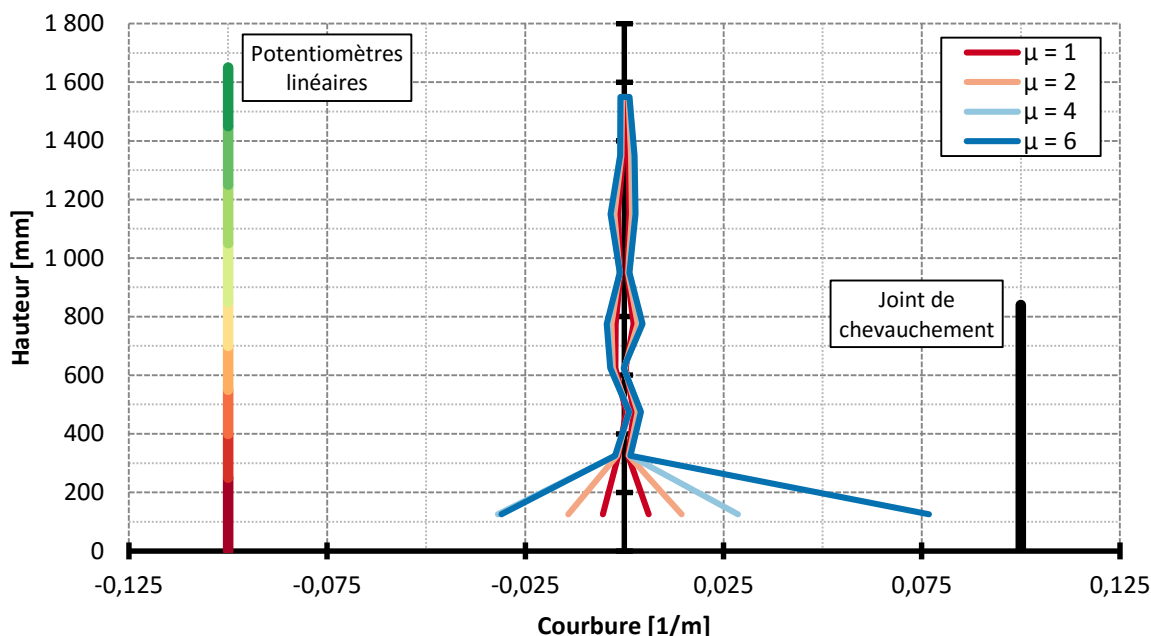
Les courbures obtenues expérimentalement sont présentées sous une forme différente aux Figure 3.37 et Figure 3.38. Dans le cas de la pile S7, il est possible de constater que certains potentiomètres linéaires (comme les potentiomètres h2 et h4 notamment) ne semblent pas mesurer de courbure. Cela s'explique par le patron de fissuration en flexion du spécimen S7. En effet, les déplacements mesurés par les potentiomètres dus aux déformations sont négligeables comparativement à ceux causés par la fissuration du béton. La différence entre les lectures des potentiomètres h2 et h4 qui sont pratiquement nulles et celles des autres potentiomètres s'explique par le fait qu'il n'y a pas de fissures de flexion comprise entre les potentiomètres h2 et h4 et qu'il y en a entre les autres. Le tout est illustré à la Figure 3.29 b).

Sur les Figure 3.37 et Figure 3.38, la hauteur de mesure de chaque potentiomètre est illustrée par une couleur distincte sur la ligne de gauche tandis que la hauteur du joint de chevauchement est illustrée par la ligne noire de droite.



**Figure 3.37 : Distribution de la courbure en fonction de la hauteur et du niveau de déplacement de référence sur la pile S7**





**Figure 3.38 : Distribution de la courbure en fonction de la hauteur et du niveau de ductilité sur la pile S8**

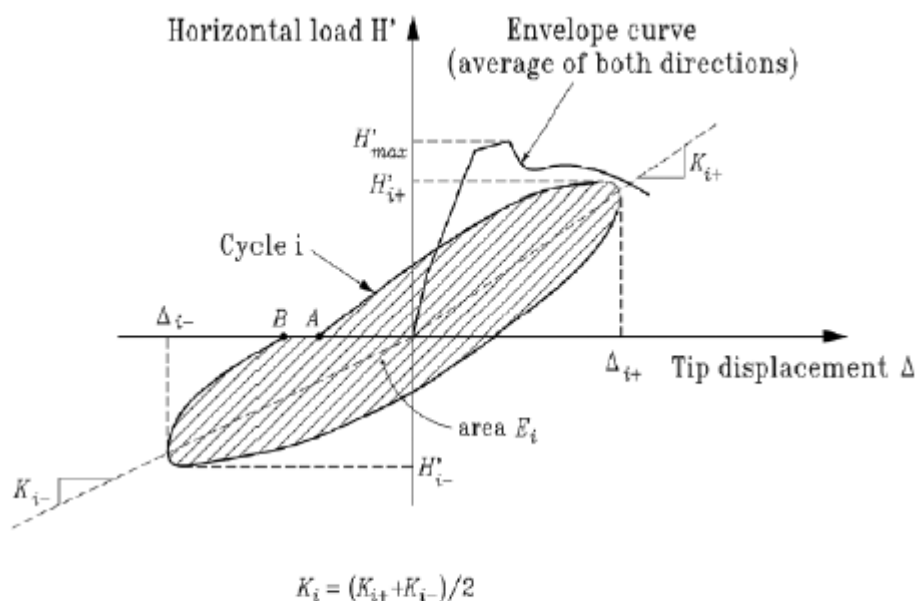
### 3.9.4 Dégénération de la rigidité

La rigidité d'un élément peut se définir comme étant la force nécessaire pour engendrer un déplacement unitaire (Craig (2011)). Sous chargement cyclique, la rigidité des éléments en béton armé se détériore considérablement en fonction de l'augmentation de l'amplitude des déplacements. Dans la littérature, il est donc fréquent de présenter la rigidité d'un élément en béton armé en fonction de son niveau de ductilité atteint. C'est ce qui est fait dans cette section.

Dans le cadre de ce projet de recherche, la dégradation de la rigidité a notamment été utilisée comme indicateur du glissement des barres longitudinales dans la zone du joint de chevauchement de la pile S8. En effet, Breña and Schlick (2007) ont observé que le glissement des barres longitudinales dans le joint de chevauchement entraînait une dégradation soudaine et marquée de la rigidité normalisée. Cet indicateur a également été utilisé pour les mêmes raisons par Garneau (2015) lors des essais sur les piles S5 et S6.

La rigidité effective ( $k_{eff}$ ) des piles S7 et S8 a été calculée en prenant le ratio force/déplacement au déplacement maximum et au déplacement minimum de chaque cycle. La rigidité effective

d'un cycle correspond alors à la moyenne de ces deux ratios, comme illustré à la Figure 3.39. Cet exercice a été fait pour chaque niveau de ductilité atteint durant les essais. Lorsque plusieurs cycles étaient effectués au même niveau de ductilité, la moyenne de la rigidité correspondant à chacun de ces cycles était prise.



**Figure 3.39 : Illustration du calcul de la rigidité effective à chaque cycle de chargement (adaptée de Osorio, Paultre, Eid, and Proulx (2014))**

Pour permettre de comparer différents éléments entre eux, la rigidité effective est normalisée. Le choix de la rigidité de référence utilisée pour normaliser la rigidité effective diffère dans la littérature. Breña and Schlick (2007) ont proposé d'utiliser ce qu'ils appellent la rigidité post-fissuration (*postcracking stiffness*), qui correspond à la rigidité de la colonne au moment de la première fissuration (à un déplacement d'environ  $0.3 \cdot \Delta_y$ ). Cette même approche est également employée par ElGawady, Endeshaw, McLean, and Sack (2010) et Garneau (2015). Dans le cas de ce projet de recherche, la rigidité de référence a été prise à  $0.37 \cdot \Delta_r$  pour la pile S7 et à  $0.31 \cdot \Delta_y$  pour la pile S8.

De plus, des équations empiriques ont été développées pour approximer la dégradation de la rigidité effective d'un élément en béton armé en fonction de son niveau de ductilité. Par exemple, les équations Eq. 3.3 et Eq. 3.4 sont proposées par Breña and Schlick (2007), tandis que l'équation Eq. 3.5 a quant à elle été développée par ElGawady et al. (2010).

pour  $\mu \leq 0.45$ 

sinon

$$\frac{k_{eff}}{k_0} = 1 \quad \frac{k_{eff}}{k_0} = \frac{1}{\mu^{0.275 \cdot \lambda}} - 0.275 \cdot \lambda \geq 0.12 \quad \text{Eq. 3.3}$$

où  $\mu$  : Niveau de ductilité de la pile $k_{eff}$  : Rigidité effective de la pile $k_0$  : Rigidité post-fissuration (*postcracking stiffness*) $\lambda$  : Paramètre prenant en compte le chargement axial appliqué sur la pile

$$\lambda = \frac{1}{1 - \left( \frac{P}{A_g \cdot f'_c} \right)^{0.75}} \quad \text{Eq. 3.4}$$

où  $P$  : Chargement axial appliqué sur la pile, positif en compression $A_g$  : Aire brute de la section $f'_s$  : Résistance en compression du béton

$$\frac{k_{eff}}{k_0} = \frac{2}{3 \cdot \mu^{0.8}} \quad \text{Eq. 3.5}$$

La dégradation de la rigidité des piles S7 et S8 est donc comparées aux équations empiriques présentées ci-dessus à la Figure 3.40. Il est possible d'observer, dans le cas de la pile S8, qu'il n'y a pas de dégradation soudaine de la rigidité. Cela laisse donc présager qu'il n'y a pas eu de glissement des barres longitudinales dans la zone de rotule plastique. De plus, la Figure 3.40 permet de dire que l'équation empirique développée par ElGawady et al. (2010) prédit mieux la dégradation de la rigidité des piles S7 et S8. C'est également ce qu'avait conclu Garneau (2015).

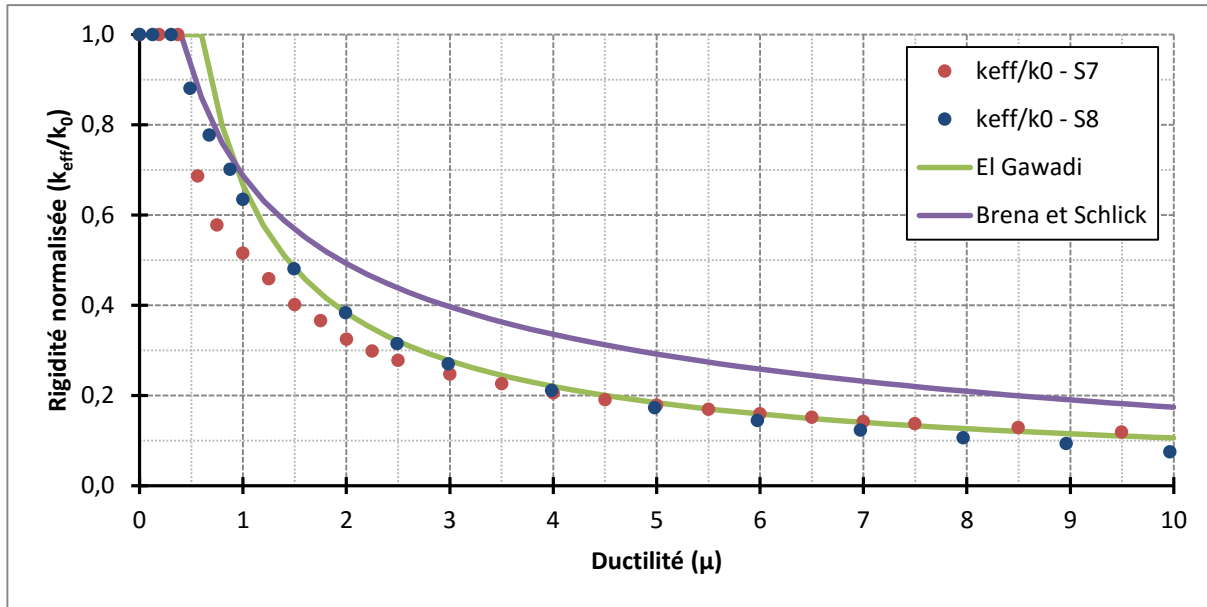


Figure 3.40 : Dégradation de la rigidité des piles S7 et S8 en fonction de la ductilité atteinte

### 3.9.5 Déformations en cisaillement

L'instrumentation installée sur la face Sud des piles S7 et S8 a permis de mesurer les déformations en cisaillement (voir Section 3.7.2 et Figure 3.21). Le traitement des mesures ainsi obtenues est inspiré de ce qui a été développé par Shin et al. (2013). La déformation en cisaillement ( $\gamma$ ) est approximée par l'équation Eq. 3.6 :

$$\gamma \approx \frac{(\Delta_1 - \Delta_2) \cdot \sqrt{x_0^2 + y_0^2}}{2 \cdot x_0 \cdot y_0} \quad \text{Eq. 3.6}$$

où  $\gamma$  : Déformation en cisaillement

$\Delta_1$  et  $\Delta_2$  : Déplacements linéaires relatifs des potentiomètres diagonaux 1 et 2

$x_0$  : Distance horizontale initiale entre les extrémités des potentiomètres diagonaux

$y_0$  : Distance verticale initiale entre les extrémités des potentiomètres diagonaux

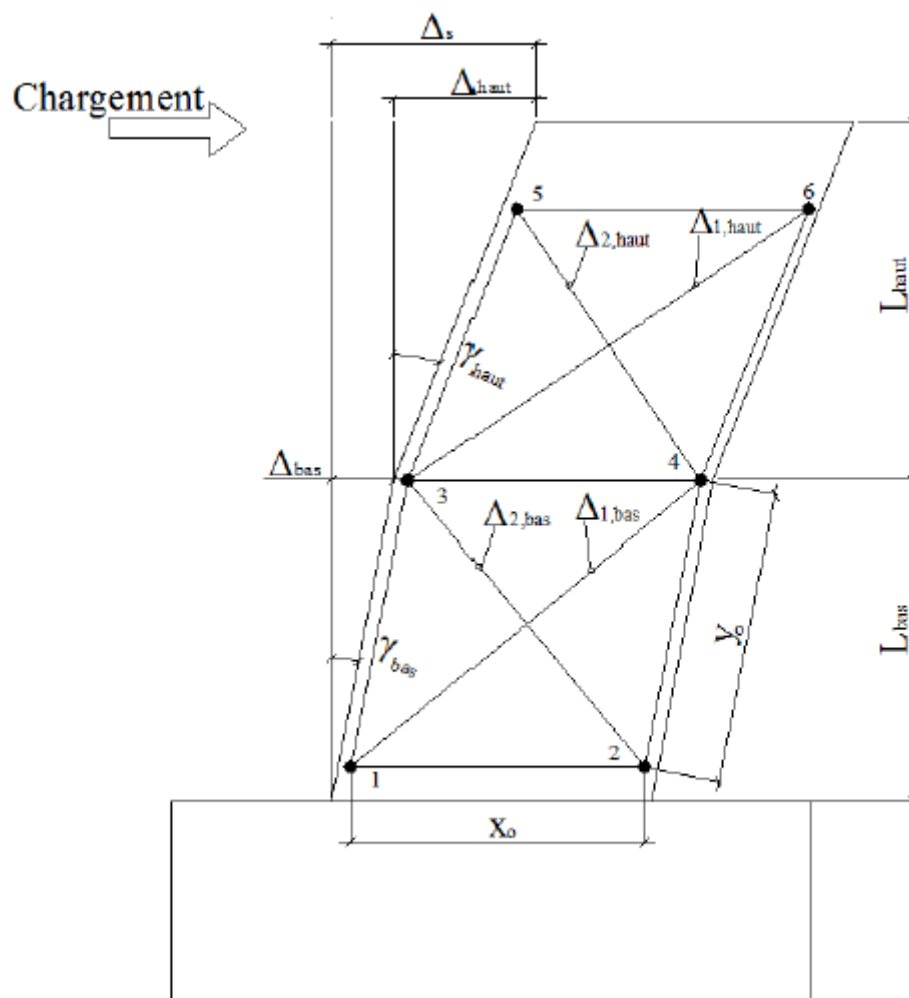
Le déplacement associé à cette déformation est quant à lui calculé selon l'équation Eq. 3.7.

$$\Delta_s = \gamma \cdot L = \gamma_{bas} \cdot L_{bas} + \gamma_{haut} \cdot L_{haut} \quad \text{Eq. 3.7}$$

où  $\Delta_s$  : Déplacement du à la déformation en cisaillement

$L$ ,  $L_{bas}$  et  $L_{haut}$  : Longueurs associées à la déformation en cisaillement

Les paramètres des équations présentées ci-dessus sont détaillés à la Figure 3.41.

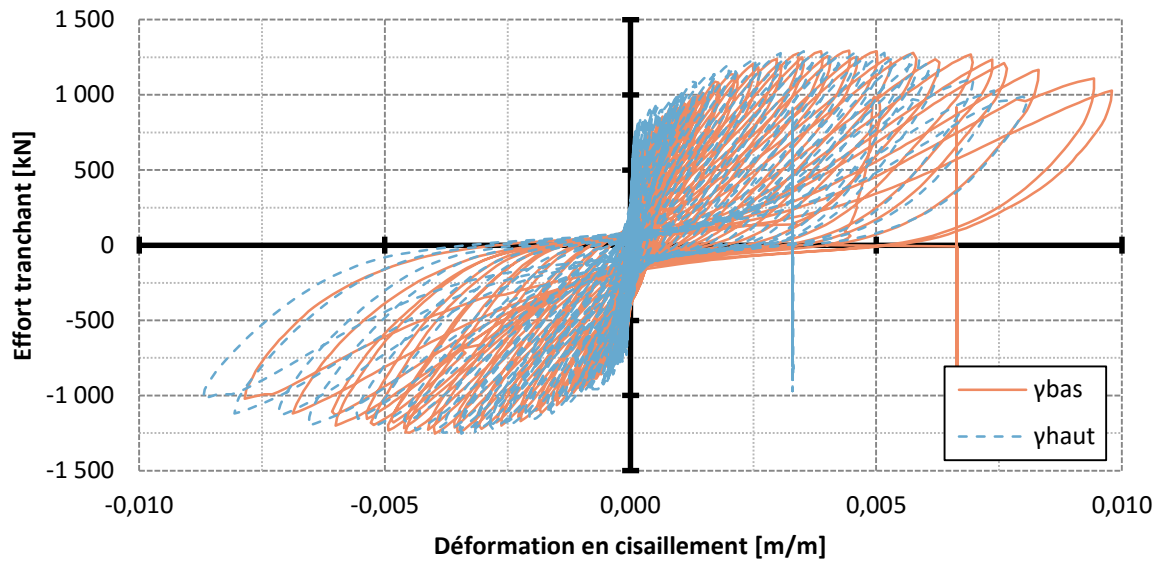


**Figure 3.41 : Paramètres de calcul de la déformation en cisaillement (tiré de Garneau (2015))**

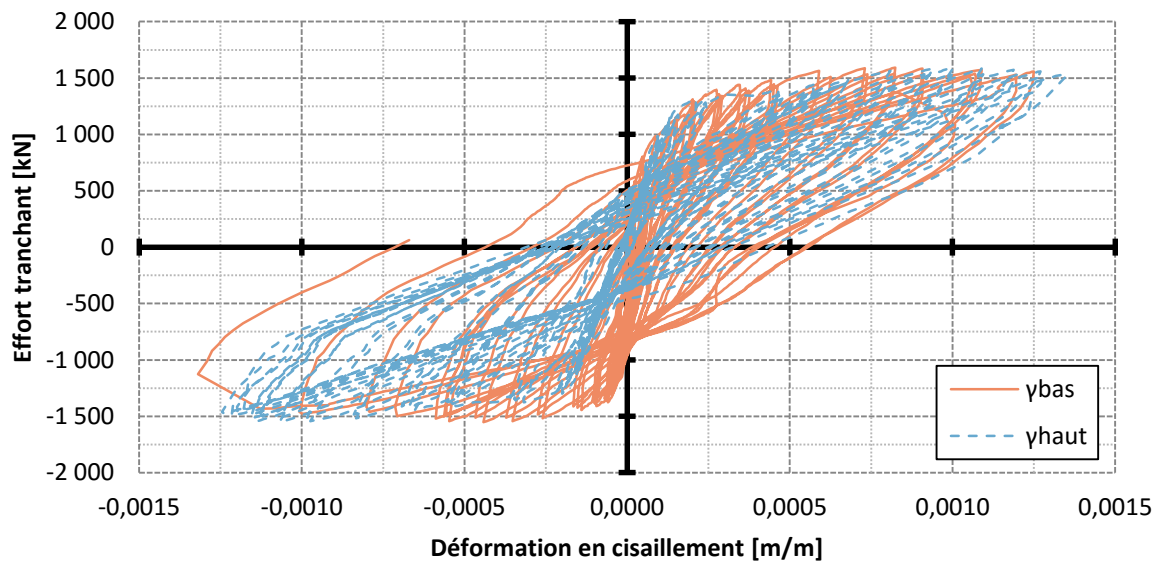
Les déformations en cisaillement en fonction de l'effort tranchant appliqué au sommet des piles S7 et S8 sont présentées aux Figure 3.42 et Figure 3.43. La première observation à faire sur ces figures est qu'il ne semble pas y avoir de différence notable entre les déformations en cisaillement mesurées dans les parties du bas et du haut des piles, tant pour la pile S7 que la pile S8. Cela diffère de ce qui a été observé par Garneau (2015). En effet, sur les piles S5 et S6, les déformations en cisaillement mesurées étaient plus élevées dans la partie du haut de la pile. Il a

donc été possible d'émettre l'hypothèse que cette différence dans le cas des piles testées par Garneau (2015) est probablement due au fait que la réparation en BFUP se terminait au milieu de l'instrumentation du haut du spécimen et que, le béton ordinaire étant moins rigide que le BFUP, les déformations de la partie du haut du spécimen ont été plus importantes dans le cas des piles S5 et S6 que dans le cas de la pile S8. Cette hypothèse est renforcée par le fait que, sur la Figure 3.42, les déformations en cisaillement mesurées sur le spécimen de référence S7 sont les mêmes dans la partie du bas et du haut : même béton, même rigidité. La pile S8 s'est ainsi comportée différemment de spécimens S5 et S6 en raison du détail d'armature transversale. En effet, contrairement aux piles S5 et S6 où le détail d'armature transversale était constant sur toute la hauteur de la colonne, la pile S8 avait une concentration d'étriers de plus gros calibre dans la zone où le chargement était appliqué. Cet apport en rigidité est venu combler la réduction de rigidité occasionnée par la fin de la réparation en BFUP.

Une seconde observation à faire sur les Figure 3.42 et Figure 3.43 est la différence de rigidité entre les deux piles. En effet, les déformations en cisaillement de la pile S7 oscillent entre -0.01 m/m et 0.01 m/m, tandis que celles de la pile S8 varient entre -0.0015 m/m et 0.0015 m/m. Il y a un facteur 7 entre les deux. Il est donc possible de conclure que la rigidité en cisaillement de la pile S8 est beaucoup plus grande que celle de la pile S7. De plus, l'ordre de grandeur des déformations en cisaillement mesurées sur la pile S8 ( $\pm 0.0012$  m/m) ressemble beaucoup à ce qui a été obtenu lors des essais sur les piles S5 et S6 ( $\pm 0.0008$  m/m).



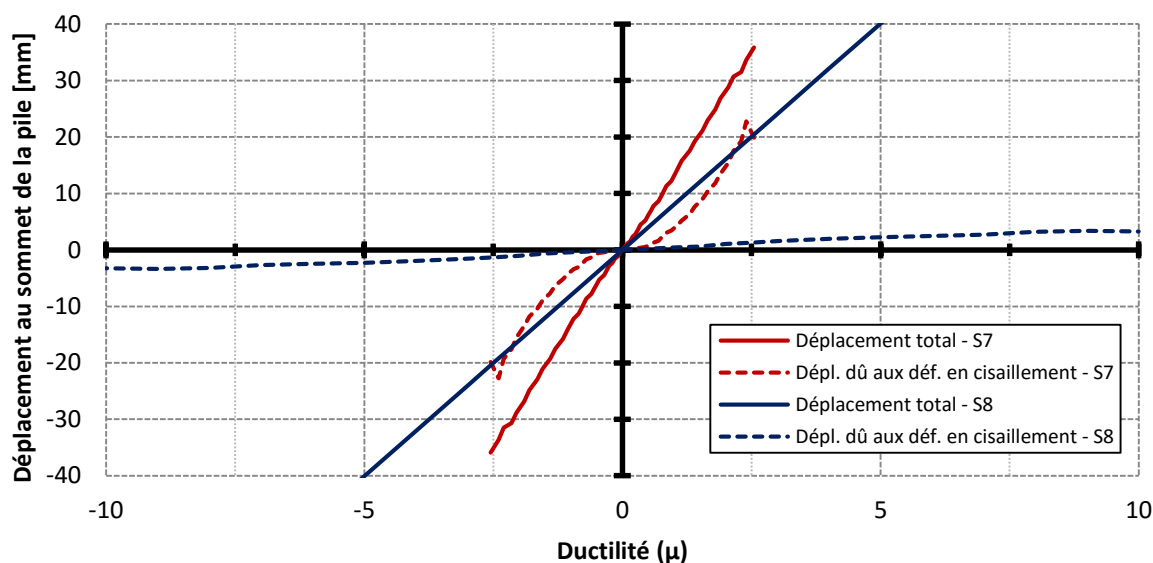
**Figure 3.42 : Déformations en cisaillement des parties inférieure et supérieure de la pile S7**



**Figure 3.43 : Déformations en cisaillement des parties inférieure et supérieure de la pile S8**

À l'aide de l'équation Eq. 3.7, le déplacement au sommet dû aux déformations en cisaillement a pu être calculé. Les valeurs de  $L_{bas} = 1.250$  m et  $L_{haut} = 1.425$  m ont été fixées. Sur la Figure 3.44, il est possible d'observer que la proportion du déplacement au sommet dû aux déformations en cisaillement est considérable dans le cas de la pile S7, mais négligeable dans le cas de la pile S8. Cela est principalement causé par la présence de fissures de cisaillement (Figure 3.29) et

l'ampleur des déformations en cisaillement (Figure 3.42) lors de l'essai S7. Les résultats de la pile S8 sont encore une fois très semblables à ceux obtenus lors des essais S5 et S6.



**Figure 3.44 : Comparaison entre le déplacement total et le déplacement causé par les déformations en cisaillement**

### 3.9.6 Déformations des aciers d'armature

Les déformations des armatures ont été mesurées par des jauges installées sur les barres d'armature. Les 4 barres longitudinales de coin de même que deux paires d'étriers ont été instrumentées sur chaque pile (voir Section 3.7.1). La section qui suit présente les résultats issus de ces instruments de mesure.

#### 3.9.6.1 Traitement préliminaire des résultats obtenus

Les barres longitudinales de coin de la pile S7 ont chacune deux paires de jauges, tandis que celles de la pile S8 en ont 3. La nomenclature utilisée pour l'identification des jauges sur les barres longitudinales est divisée en 3 composantes, soit la position de la barre d'armature, la hauteur de la jauge sur la barre et l'orientation de la jauge par rapport au spécimen. Par exemple, la jauge NE-BE est située sur la barre Nord-Est, au bas de la barre et fait face à l'extérieur de la colonne. Sur la pile S7, les jauges identifiées au bas de la barre (XX-BX) sont situées dans la semelle tandis que celles identifiées au haut de la barre (XX-HX) sont situées dans la colonne.



Sur la pile S8, les jauges identifiées au bas et au milieu de la barre (XX-BX et XX-MX) sont situées dans la semelle alors que celles identifiées au haut de la barre (XX-HX) sont situées dans la colonne.

La valeur de la déformation dans une barre d'acier d'armature à une hauteur de jauge quelconque (bas, milieu ou haut) a été obtenue en prenant la moyenne des lectures des jauges à cette hauteur. Cela permettait de ne tenir compte que de la composante axiale de l'effort repris par la barre d'armature et donc d'éliminer les effets de flexion dans les barres. Comme cette procédure a été appliquée à toutes les données, la composante sur l'orientation des jauges a été délaissée de la nomenclature.

Les barres transversales sont quant à elles instrumentées d'une seule jauge située au centre de la barre et faisant face à l'extérieur du spécimen. Pour chaque pile, 2 étriers sont instrumentés sur chacune des branches. Ces barres se situent à deux hauteurs distinctes de part et d'autre de la colonne. La nomenclature utilisée pour identifier les étriers réfère à la position de la barre (sur la face Nord ou Sud de la colonne) et à sa hauteur. Par exemple, la jauge S-H est située sur la face Sud et sur l'étrier du haut du spécimen.

Dans un premier temps, les valeurs des déformations en fonction du déplacement horizontal appliqué au haut de la pile sont présentées, tant pour les barres longitudinales (Figure 3.45 et Figure 3.49) que pour les étriers (Figure 3.47 et Figure 3.51). Ces données brutes sont un peu difficiles à interpréter. C'est pourquoi la valeur de la déformation extrême (maximum ou minimum) est présentée en fonction du niveau de ductilité atteint. Le tout est illustré aux Figure 3.46, Figure 3.48, Figure 3.50 et Figure 3.52.

Pour le traitement des données, le déplacement horizontal a été pris positif vers l'Est. Il est donc normal d'anticiper qu'un déplacement positif entraîne des déformations positives dans les barres longitudinales situées sur la face Ouest et négatives dans les barres situées du côté Est. De plus, il est pertinent de garder en tête que les déformations entraînant la plastification des armatures, tel présentées au Tableau 3.7, sont de  $2\,257\ \mu\epsilon$  pour les barres longitudinales 35M et de  $2\,070\ \mu\epsilon$  pour les étriers 10M.

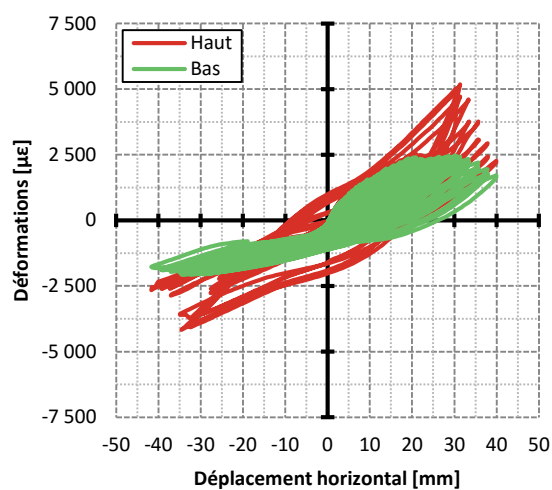
### 3.9.6.2 Déformations des armatures de la pile S7

À la lecture de la Figure 3.45, la première chose qu'il est possible de remarquer est que les armatures longitudinales n'ont pas atteint des niveaux de plastification très élevés. À toutes fins pratiques, il est possible de conclure que les armatures dans la semelle n'ont pas plastifié et que les déformations enregistrées dans la partie supérieure de la barre au bas de la colonne ont à peine dépassé la limite élastique de l'acier. Dans tous les cas, les déformations mesurées sont restées bien en deçà de l'initiation de l'écrouissage.

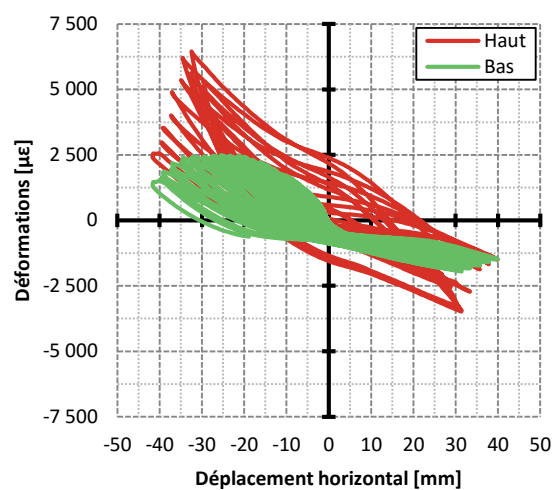
Sur la Figure 3.46, il est possible de voir facilement l'initiation de la plastification des armatures en fonction du niveau de ductilité atteint. En effet, à  $\mu \approx 1$  (0.60% de ratio de déplacement), les déformations enregistrées au haut des armatures longitudinales dépassent la déformation  $\varepsilon_y = 2\,257\ \mu\varepsilon$  (Tableau 3.7). De plus, à  $\mu \approx 1.75$  (1.05% de ratio de déplacement), les déformations augmentent soudainement, ce qui témoigne de la progression de la plastification de ces barres. Les déformations enregistrées au bas des armatures longitudinales ont quant à elles plafonné tout près de la limite élastique.

Sur les Figure 3.47 et Figure 3.48, il est possible de constater que tous les étriers instrumentés ont plastifié. Les étriers du haut plastifient à  $\mu \approx 0.75$  (0.45% de ratio de déplacement), tandis que ceux du bas plastifient à la toute fin de l'essai. De plus, le niveau de déformation atteint par les étriers est considérablement plus élevé que celui atteint par les armatures longitudinales ce qui est normal car la pile est faiblement armée à l'effort tranchant et elle n'a pas de BFUP.

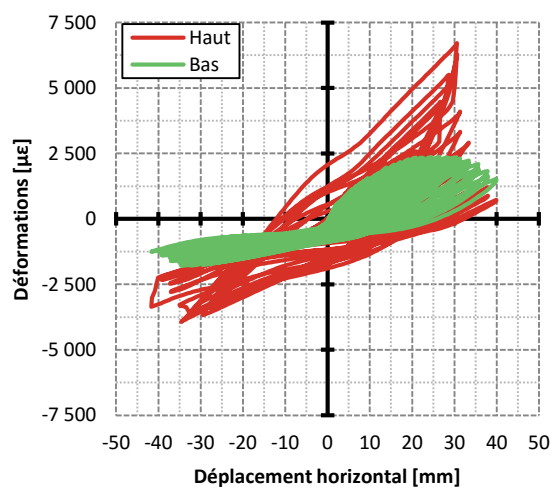
À la section 3.9.1, le mode de rupture de la pile S7 a été identifié comme étant en flexion-cisaillement. Cette affirmation est renforcée par les données de déformation des armatures. En effet, en comparant les Figure 3.46 et Figure 3.48, il est possible de constater que ce sont les étriers du haut qui plastifient en premier. Ce faisant, la rigidité globale du spécimen diminue et l'ouverture des fissures de cisaillement s'accroît. Cela s'observe par le plateau sur la Figure 3.26. À des niveaux de ductilité supérieurs, les armatures longitudinales plastifient. Cela se traduit par une diminution considérable de la rigidité de la pile S7 sur la Figure 3.26. Suite à la plastification des armatures longitudinales, une redistribution de la reprise des charges s'opère. Cela se traduit par une diminution des déformations enregistrées dans les barres longitudinales sur la Figure 3.46. Finalement, la plastification des étriers du niveau inférieur marque la ruine du spécimen et la fin de l'essai.



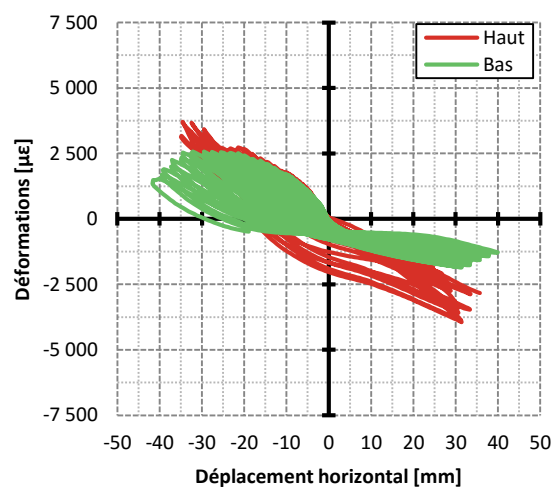
a) Armature longitudinale 35M Nord-Ouest



b) Armature longitudinale 35M Nord-Est

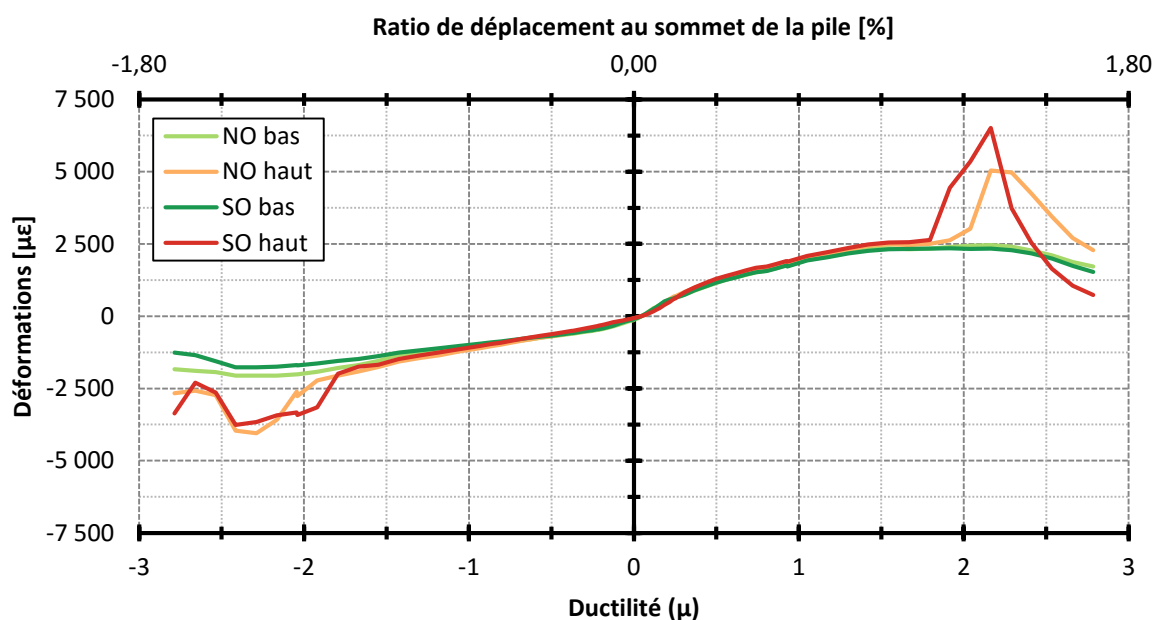


c) Armature longitudinale 35M Sud-Ouest

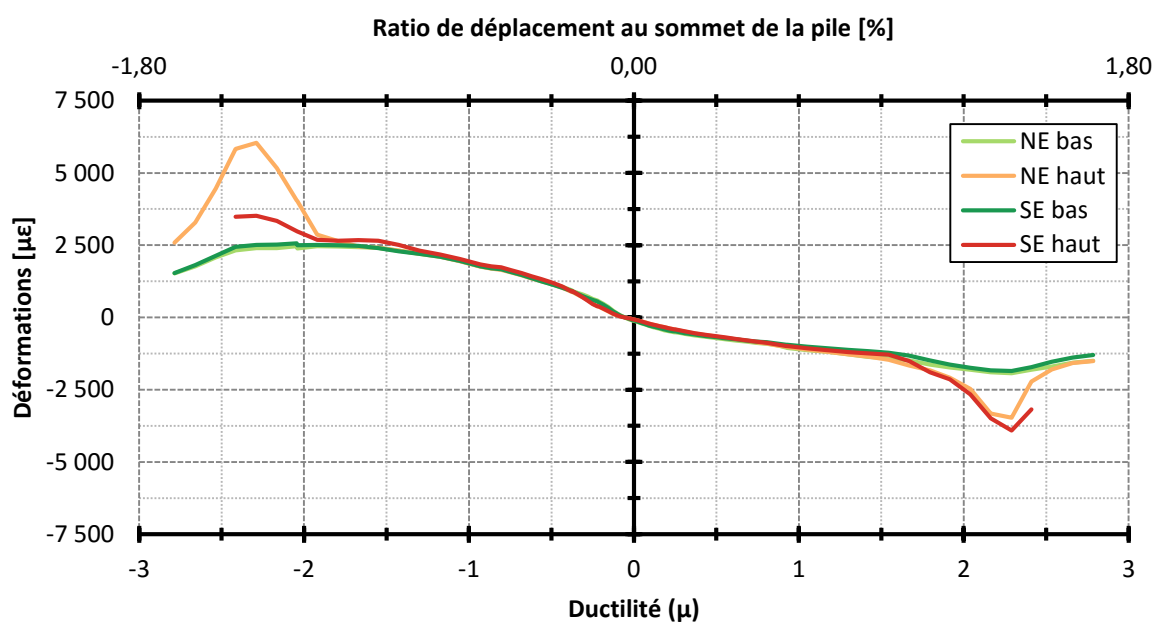


d) Armature longitudinale 35M Sud-Est

Figure 3.45 : Déformations mesurées sur les armatures longitudinales 35M de la pile S7



a) Armatures longitudinales 35M continues Ouest de la pile S7



b) Armatures longitudinales 35M continues Est de la pile S7

Figure 3.46 : Déformation maximum ou minimum en fonction du niveau de ductilité atteint sur la pile S7

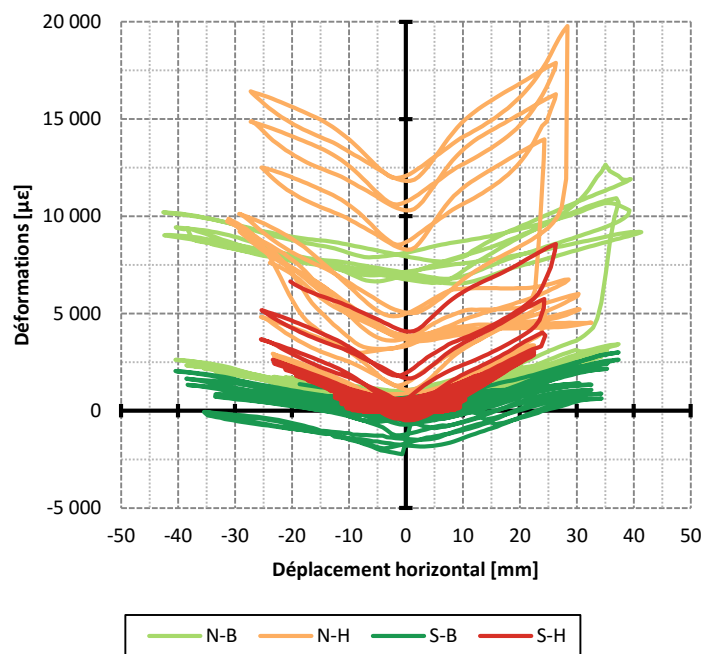


Figure 3.47 : Déformations mesurées sur les étriers 10M de la pile S7 durant l'essai

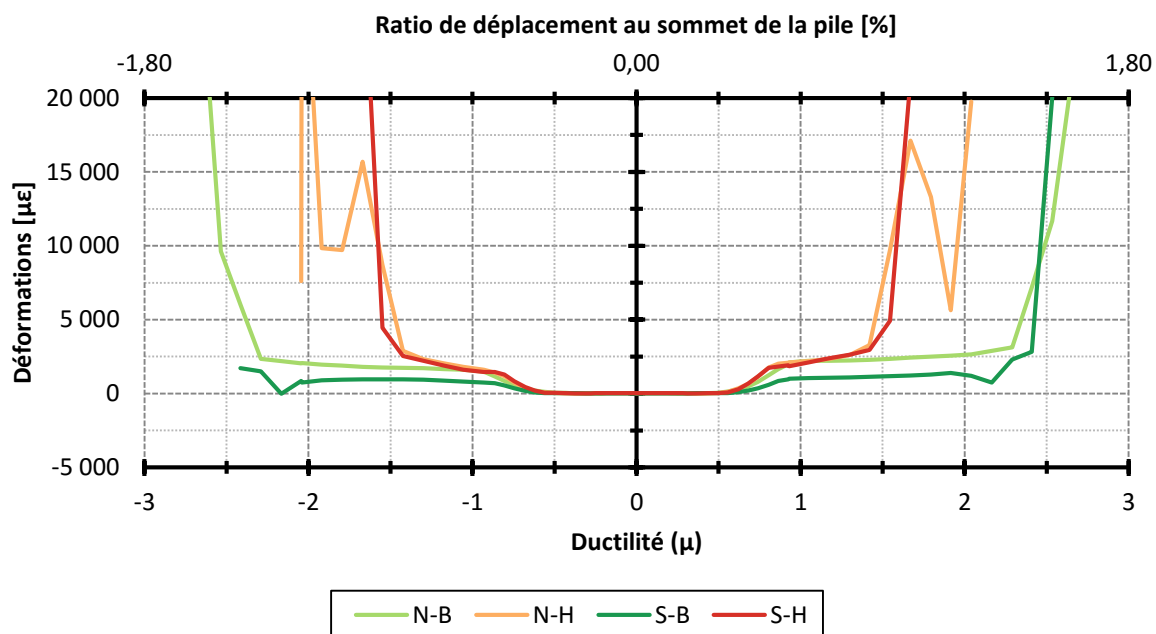


Figure 3.48 : Déformation maximum dans les étriers en fonction du niveau de ductilité atteint sur la pile S7

### 3.9.6.3 Déformations des armatures de la pile S8

Pour cette pile, la première chose qui attire l'attention à l'examen de la Figure 3.49 est que le niveau de déformation atteint par les 3 paires de jauges sur les armatures est largement supérieur à la limite élastique. C'est donc dire que les barres longitudinales ont plastifié sur toute la hauteur de l'instrumentation. De plus, c'est pour les jauges situées dans le BFUP que les déformations sont les plus importantes, dépassant même le début de la phase d'écrouissage établi à  $18\,834\,\mu\epsilon$  (Tableau 3.7).

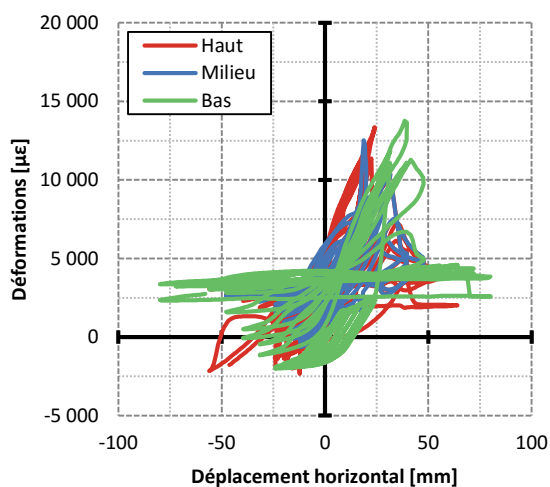
Encore une fois, la Figure 3.50 permet de constater l'initiation de la plastification des armatures longitudinales. Dans l'ordre, c'est la zone médiane (à 50 mm sous le dessus de la semelle) qui plastifie en premier ( $\mu = \pm 1$ ), suivi de la partie du haut dans le BFUP ( $\mu = \pm 2$ ) puis de la partie du bas plus profondément dans la semelle ( $\mu = \pm 3$ ). Ici aussi il est possible de constater que c'est la partie supérieure de l'armature dans le BFUP qui subit les déformations les plus importantes. Finalement, la Figure 3.50 permet de constater que la sollicitation des armatures est relativement uniforme, tant par rapport à l'axe Nord-Sud que Est-Ouest. En effet, les courbes NX et SX sont pratiquement superposées et les Figure 3.50 a) et Figure 3.50 b) sont symétriques.

Contrairement à ce qui a été observé pour la pile S7, les déformations mesurées sur les étriers de la pile S8 sont faibles. À lecture des Figure 3.51 et Figure 3.52, il est possible de constater qu'il n'y a que les déformations de l'étrier S-H qui dépassent la limite élastique. Or, l'historique des déformations présenté à la Figure 3.51 laisse croire que des efforts parasites ont été mesurés par les jauges placées sur les étriers. Cette affirmation s'appuie sur le fait que les déformations mesurées par certaines jauges, comme celles de la jauge S-H (en rouge sur la Figure 3.51), ne sont pas nulles entre les cycles de chargement et ce même à des niveaux de déformations bien en dessous de la limite élastique des étriers.

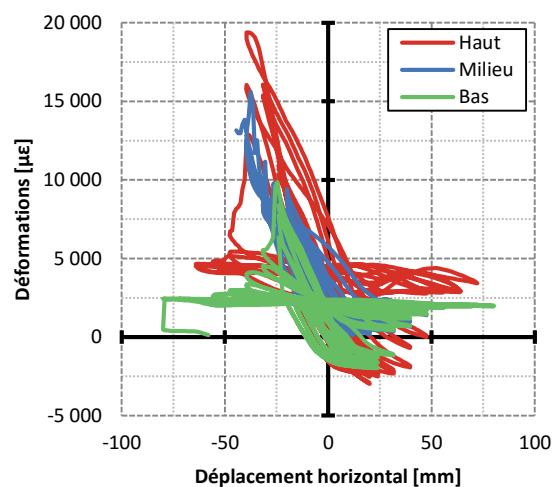
Ce phénomène s'explique par le fait que le béton ordinaire du cœur de la colonne prend de l'expansion à mesure qu'il s'endommage. En effet, lorsque la pile est soumise à un niveau de chargement important, le béton du cœur fissure dû à l'effort tranchant et prend ainsi de l'expansion. Or, le confinement assuré par les étriers et le BFUP maintient une certaine homogénéité de la colonne, ce qui engendre de légères contraintes permanentes dans les étriers, d'où le comportement observé à la Figure 3.51. Le détail de ce phénomène est présenté à la Figure 3.53. De plus, lors de l'essai au Laboratoire, une fissure quasi-verticale est apparue à

mesure que le chargement progressait (Figure 3.30 d)), ce qui vient en quelque sorte corroborer l'occurrence de ce phénomène.

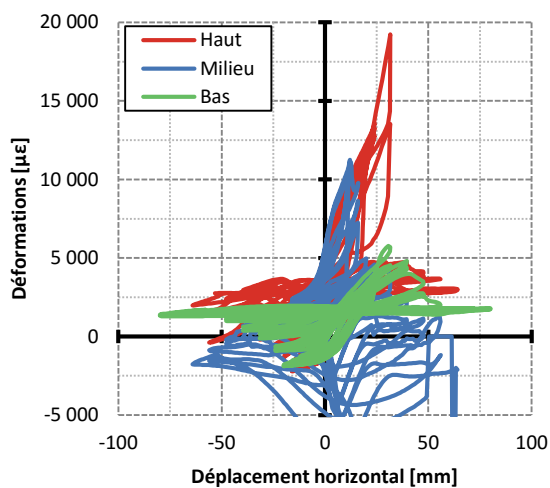
Finalement, le comportement des armatures longitudinales et transversales de la pile S8 confirme que le mode de rupture de ce spécimen est en flexion. Durant les essais, la rupture de certaines barres longitudinales a été constatée suite au bruit qui suivit la rupture ainsi que par la baisse soudaine de la courbe force/déplacement des Figure 3.27 et Figure 3.28. L'examen des Figure 3.49 et Figure 3.50 permet maintenant de confirmer que les barres ancrées à la semelle ont atteint des niveaux de déformations menant à la rupture des barres. Cette affirmation est faite en gardant en tête qu'à des niveaux de déformation importants ( $\mu\epsilon \geq 15\ 000$ ) la précision des jauges est compromise.



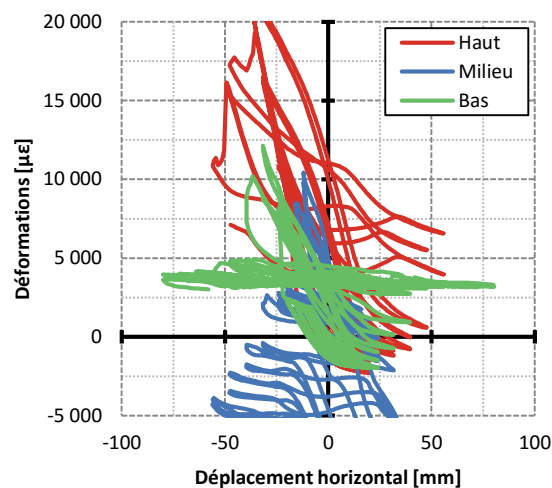
a) Armature longitudinale 35M Nord-Ouest



b) Armature longitudinale 35M Nord-Est



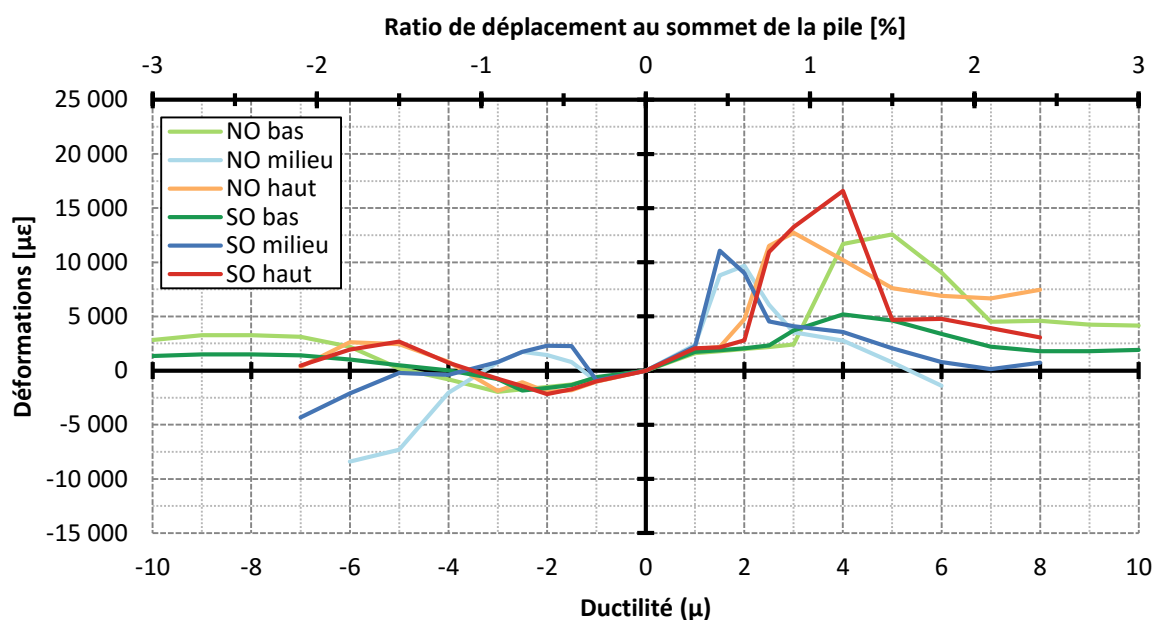
c) Armature longitudinale 35M Sud-Ouest



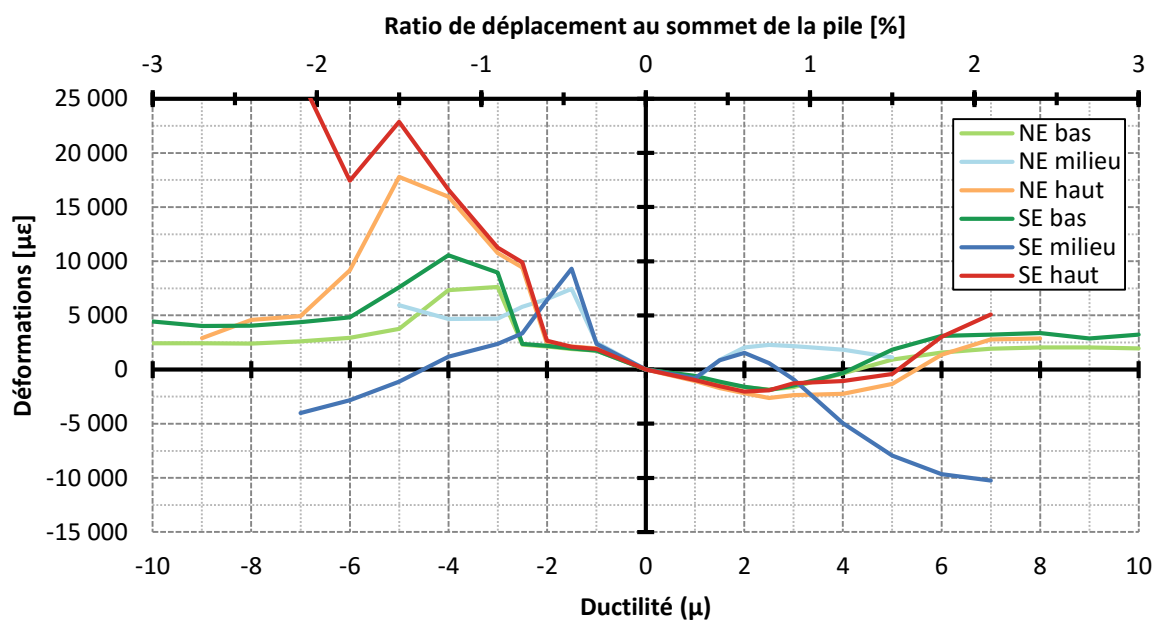
d) Armature longitudinale 35M Sud-Est

**Figure 3.49 : Déformations mesurées sur les armatures longitudinales 35M en J de la pile S7 durant l'essai**





a) Armatures longitudinales 35M en J Ouest de la pile S8



b) Armatures longitudinales 35M en J Est de la pile S8

Figure 3.50 : Déformation maximum ou minimum en fonction du niveau de ductilité atteint sur la pile S8

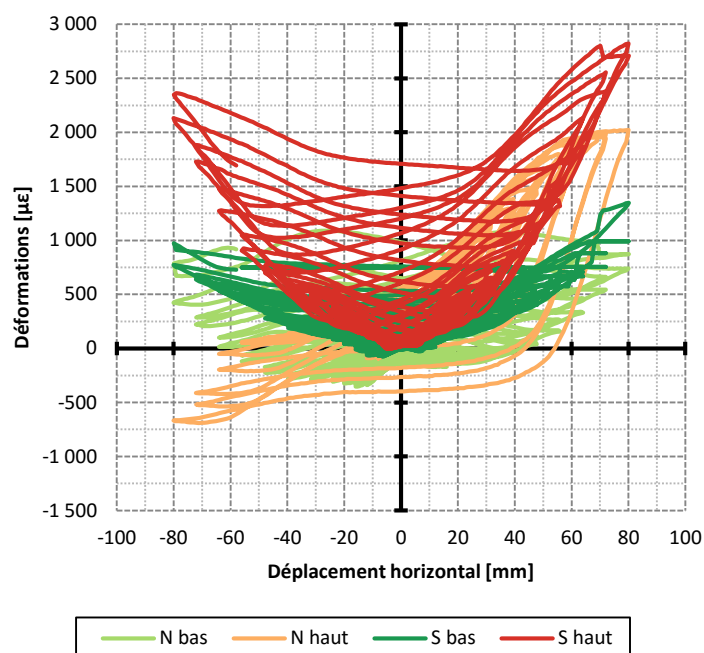


Figure 3.51 : Déformations mesurées sur les étriers 10M de la pile S8 durant l'essai

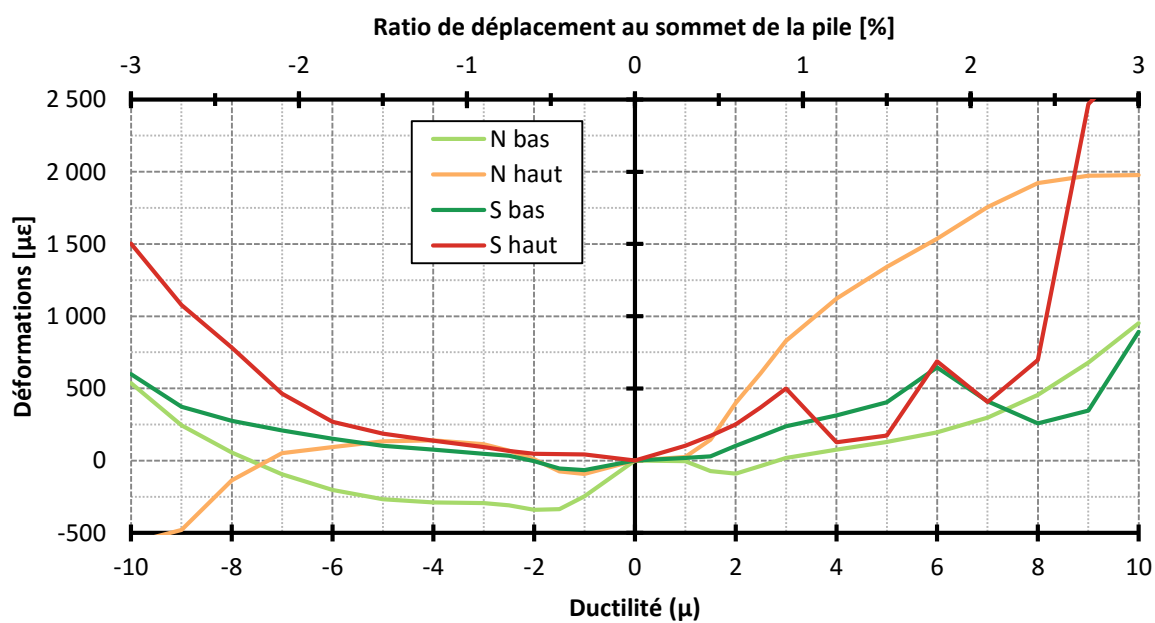
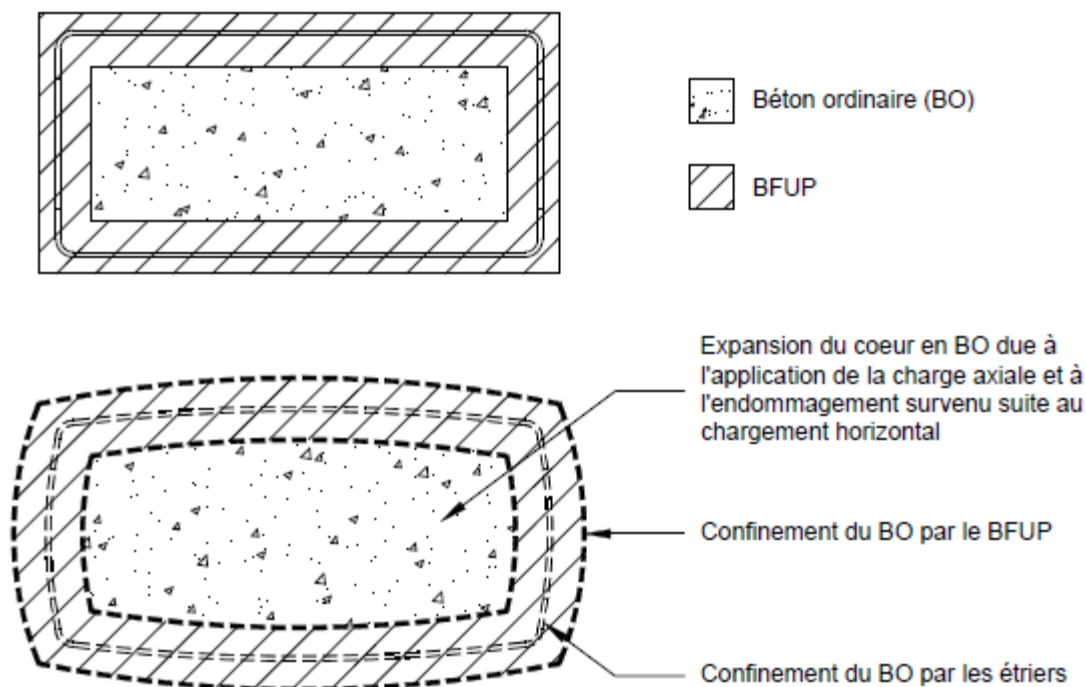


Figure 3.52 : Déformations maximum dans les étriers en fonction du niveau de ductilité atteint sur la pile



**Figure 3.53 : Schéma de l'expansion du cœur en BO de la pile S8**

#### **3.9.6.4 Comparaison des déformations des armatures des piles S7 et S8**

La comparaison des déformations des armatures des piles S7 et S8 vient encore une fois mettre l'accent sur la différence du mode de rupture des deux spécimens. Lors de l'essai sur la pile S7, la plastification des barres s'est amorcée dans les étriers avant de se poursuivre dans les armatures longitudinales. Les niveaux de déformation atteints par les barres longitudinales sont restés faibles, tandis que ceux atteints par les étriers étaient considérables. Lors de l'essai sur la pile S8, un comportement complètement différent a été observé. Les barres longitudinales ont atteint des niveaux de déformation très importants, allant même jusqu'à la rupture. Le niveau de déformation des étriers est resté très faible, si bien qu'un seul étrier a plastifié. Le BFUP a donc joué un rôle très important dans la reprise de l'effort tranchant, soulageant ainsi les étriers.

## CHAPITRE 4 ANALYSES PAR ÉLÉMENTS FINIS

Les analyses par éléments finis des piles S7 et S8 ont été réalisées en parallèle aux essais expérimentaux. Ces analyses ont été réalisées sur ABAQUS à l'aide du module *Explicit* et du modèle de béton EPM3D (voir Chapitre 2 pour plus de détails). Dans toutes les analyses, la version 3.4 (EPM3D\_v3p3\_beta) du modèle EPM3D a été utilisée. Le but premier de ces analyses est de reproduire numériquement le comportement expérimental des piles S7 et S8. L'objectif secondaire de ces analyses est la vérification de la conception de certains éléments du montage (cornières de chargement des piles, ancrage par post-tension, etc.). Dans les Sections qui suivent, différents aspects relatifs aux analyses par éléments finis seront abordés : la modélisation des matériaux, les analyses modales, la modélisation des piles S7 et S8 et finalement les résultats des analyses numériques.

### 4.1 Modélisation des matériaux

La Section qui suit présente la modélisation du comportement des matériaux constituant les piles S7 et S8. La validation de ces lois s'est faite sur ABAQUS en modélisant un cube de 300 mm d'arrêtes. Des conditions aux frontières spécifiques ont été appliquées à 3 des 6 faces du cube (Figure 4.1). Ce cube est maillé par un seul élément hexaédrique à intégration réduite (*C3D8R*) et peut avoir différentes propriétés dépendamment du matériau testé (béton ordinaire, BFUP, acier, etc.). Finalement, un déplacement a été imposé à l'une de ses 3 faces libres (de normale X, Y ou Z) et les résultats ainsi obtenus ont pu être comparés aux essais expérimentaux réalisés au Laboratoire.

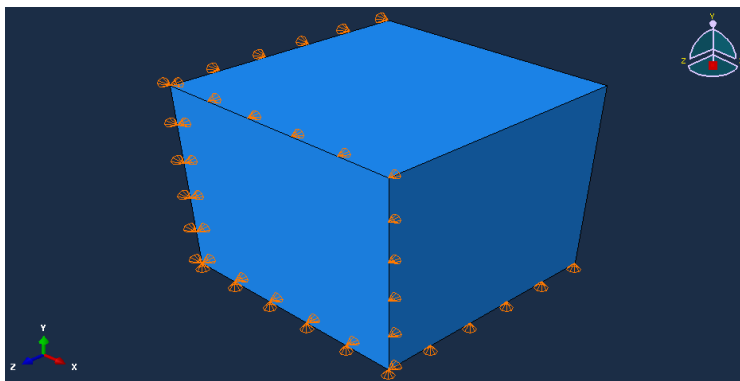


Figure 4.1 : Conditions frontières du cube servant à la validation des lois de matériau

### 4.1.1 Acier des armatures longitudinales 35M et transversales 10M

Dans un premier temps, les aciers d'armature ont été modélisés en reprenant directement les résultats des essais de traction directe (*Monotonic Testing*) réalisés au Laboratoire et dont les résultats ont été présentés aux Figure 3.12 et Figure 3.13. Les propriétés présentées au Tableau 4.1 ont donc été programmées dans ABAQUS pour modéliser les barres 35M et 10M. Pour valider le comportement des aciers ainsi modélisés, leurs courbes contrainte/déformation ont été comparées à celles obtenues expérimentalement (Figure 4.2).

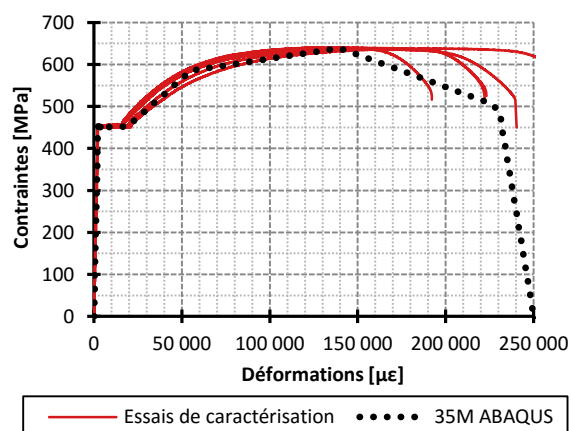
**Tableau 4.1 : Propriétés programmées dans ABAQUS pour l'armature 35M et 10M**

<i>Density</i>		
<i>Mass Density</i>	7.8	T/m <sup>3</sup>

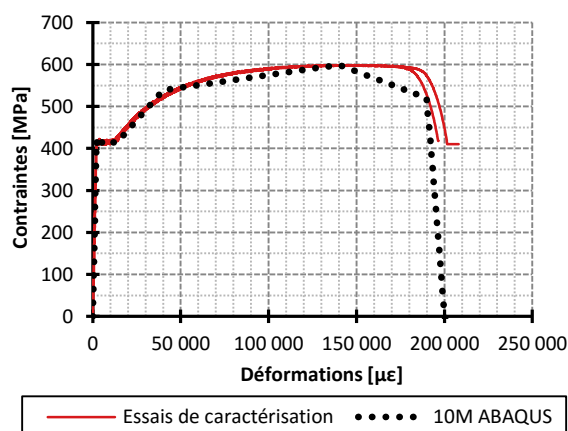
<i>Elastic</i>		
<i>Young's Modulus</i>	$2 \cdot 10^8$	kPa
<i>Poisson's Ratio</i>	0.3	

<u>35M</u> <i>Plastic</i>	
$\varepsilon$ [m/m]	$\sigma$ [kPa]
0.000000	451 000
0.016550	451 000
0.052075	585 000
0.136800	639 000
0.227500	500 000
0.250000	10 000

<u>10M</u> <i>Plastic</i>	
$\varepsilon$ [m/m]	$\sigma$ [kPa]
0.000000	414 000
0.011725	414 000
0.037350	530 000
0.137000	599 000
0.187400	520 000
0.200000	10 000



**a) Barres longitudinales 35M**



**b) Barres transversales 10M**

**Figure 4.2 : Vérification du comportement de l'acier d'armature modélisé dans ABAQUS**

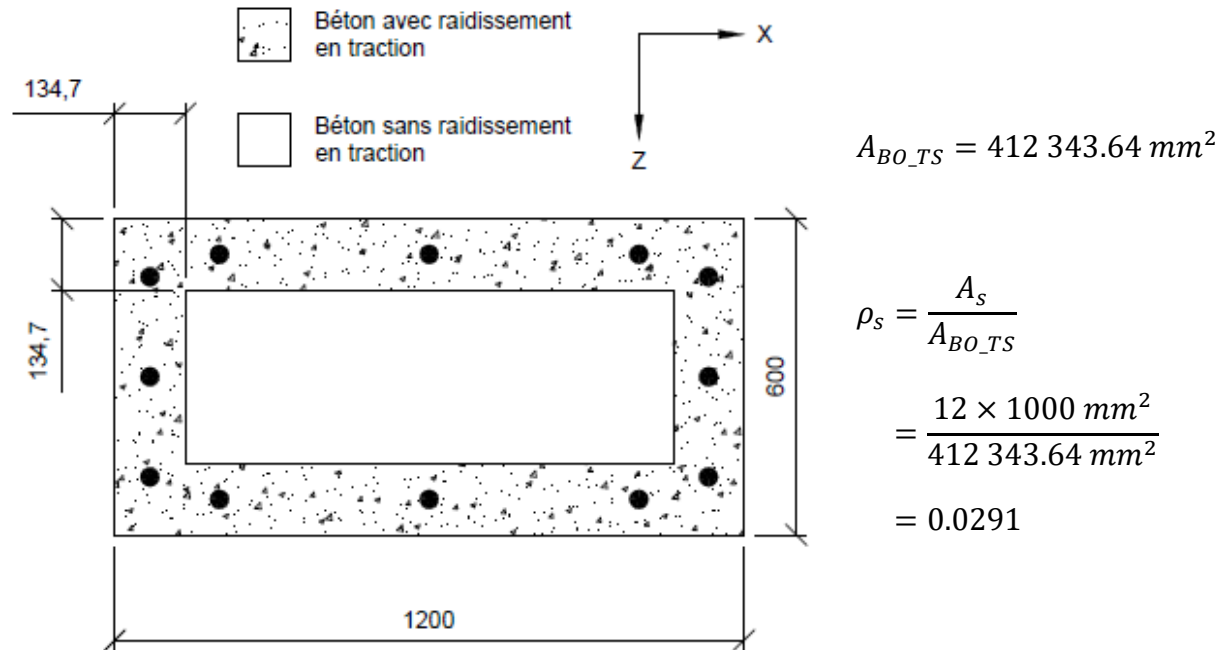
### 4.1.2 Béton ordinaire

La modélisation du béton ordinaire a été réalisée à l'aide du module EPM3D introduit comme sous-routine dans ABAQUS (voir Chapitre 2, Section 2.5.1 pour plus de détails). Les propriétés mécaniques du béton ordinaire ( $f'_c$ ,  $E$ ,  $\nu$ ,  $f'_t$ , etc.), obtenus des essais de caractérisation présentés à la Section 3.5.1, ont été introduites dans ABAQUS :

**Tableau 4.2 : Propriétés utilisées dans ABAQUS/EPM3D pour le béton ordinaire (avec et sans raidissement en traction) des piles S7 et S8**

		BOS7-SansTS	BOS7-AvecTS	BOS8-SansTS	BOS8-AvecTS
$E$	kPa	32 994 000	32 994 000	33 053 500	33 053 500
$\nu$	-	0.219	0.219	0.221	0.221
$f'_c$	kPa	-45 650	-45 650	-42 500	-42 500
$\varepsilon_{co}$ ( $\varepsilon$ à $f'_c$ )	m/m	-0.002 641	-0.002 641	-0.002 563	-0.002 563
$f'_t$	kPa	2 230	2 230	2151	2151
Modèle de <i>Tension Stiffening</i>	-	-	Fields and Bischoff	-	Fields and Bischoff
$\rho_s$		0	0.029 102	0	0.029 102
$f_y$	kPa	0	451 000	0	451 000
Orientation X	-	0	0	0	0
Orientation Y	-	0	1	0	1
Orientation Z	-	0	0	0	0

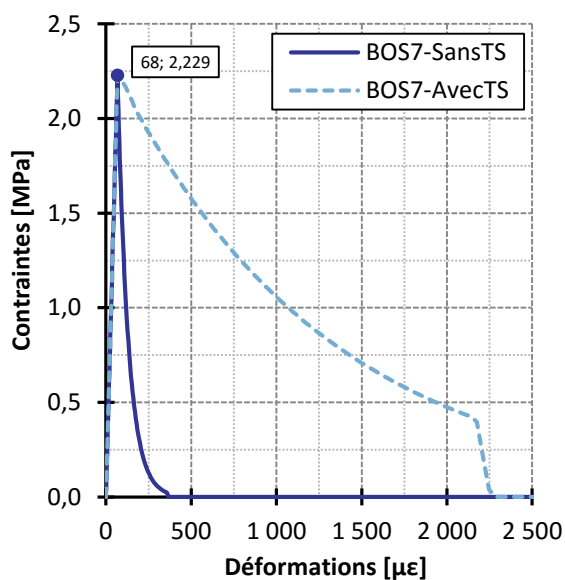
Tel que présenté au Tableau 4.2, le raidissement en traction (*Tension Stiffening*) a été modélisé à l'aide du modèle de Fields and Bischoff (2004). L'hypothèse que ce phénomène n'intervient que dans la direction des armatures longitudinales a été posée. La zone où le béton ordinaire bénéficie du raidissement en traction a été délimitée comme étant symétrique de part et d'autre des armatures longitudinales (134.7 mm à la Figure 4.3). Dans cette zone, le pourcentage d'armature longitudinale  $\rho_s$  a été établi à 2.910 %. Le tout est illustré à la Figure 4.3. Les analyses paramétriques montrent que le pourcentage d'armature  $\rho_s$  a peu d'influence sur la loi de Fields and Bischoff (2014) telle que programmée dans ABAQUS/EPM3D. De plus, puisque le raidissement en traction n'influence en aucun cas le comportement du béton en compression, une seule courbe est présentée aux Figure 4.4 b) et d) pour illustrer le comportement en compression des bétons ordinaires avec et sans raidissement en traction.



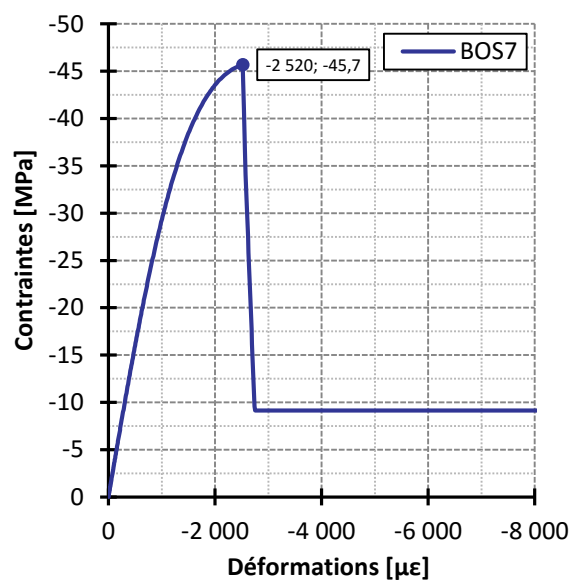
**Figure 4.3 : Calcul du  $\rho_s$  pour la modélisation du béton avec raidissement en traction**

Les propriétés mécaniques en traction et en compression du béton ordinaire modélisé par ABAQUS/EPM3D sont présentées à la Figure 4.4. Sur les Figure 4.4 a) et c), il est possible de constater que le raidissement en traction influence considérablement le comportement post-pic du béton en traction. Le comportement post-pic en compression illustré sur les Figure 4.4 b) et d) est quant à lui caractérisé par une pente d'adoucissement  $E_d$  très forte vu l'absence de confinement lors des essais de caractérisation présentés à la Figure 4.4.

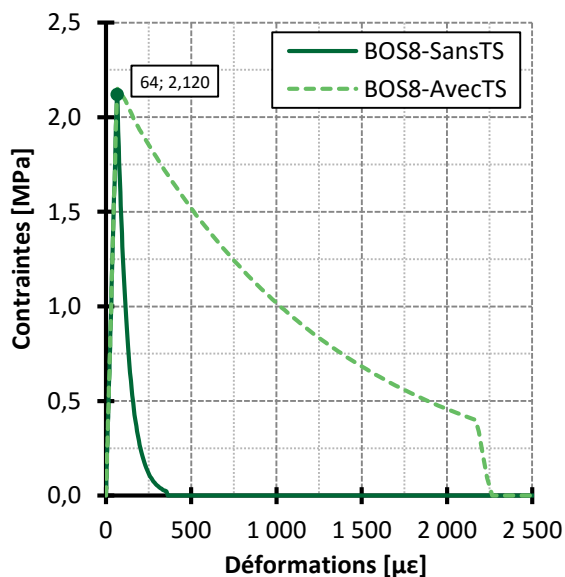
De plus, il est possible de constater que les contraintes au pic mises en valeur sur la Figure 4.4 sont quasiment identiques aux valeurs programmées du Tableau 4.2. Or, cette observation ne peut être faite pour les valeurs des déformations au pic en compression. En effet, les déformations obtenues d'ABAQUS/EPM3D tendent à sous-estimer légèrement les valeurs initialement entrées. Dans tous les cas, ces différences sur le comportement en compression du BFUP modélisé sont jugées comme étant sans conséquences sur les analyses numériques réalisées dans le cadre de ce projet de recherche.



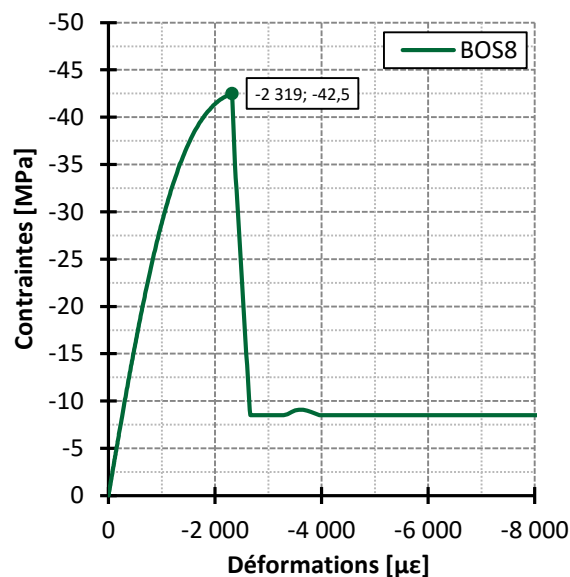
a) Comportement en traction du BOS7



b) Comportement en compression du BOS7



c) Comportement en traction du BOS8



d) Comportement en compression du BOS8

Figure 4.4 : Comportements uniaxiaux en traction et en compression du béton ordinaire modélisé sur ABAQUS/EPM3D pour les piles S7 et S8



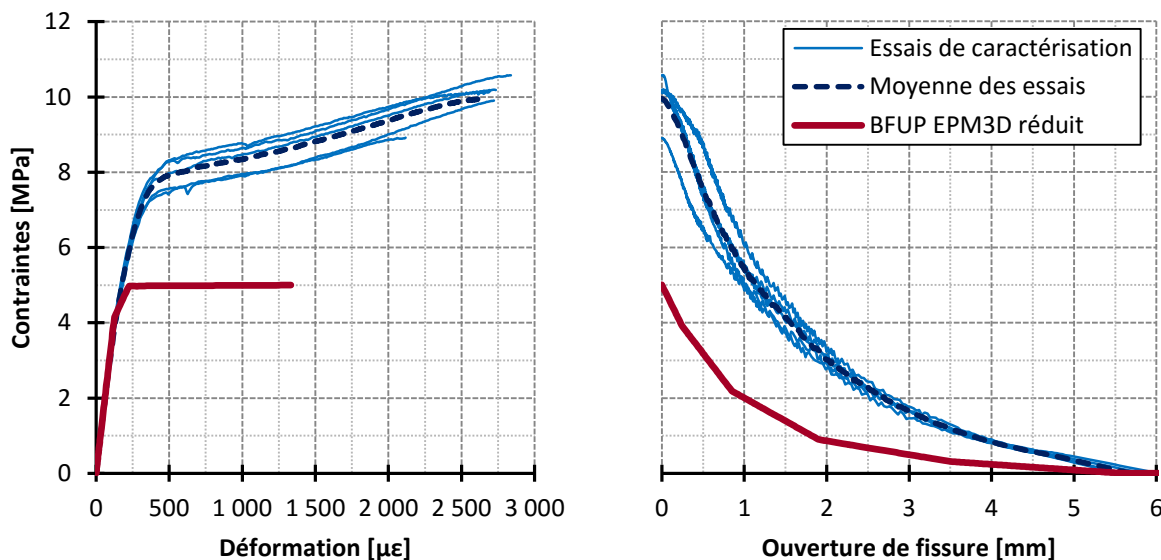
### 4.1.3 Béton fibré à ultra haute performance

Le comportement numérique du BFUP a lui aussi été modélisé à l'aide du modèle EPM3D dans ABAQUS. Dans un premier temps, la modélisation du BFUP en compression s'est faite de la même manière que pour le béton ordinaire. La modélisation du BFUP en traction a cependant été un peu plus complexe. L'idée première aurait été de reproduire numériquement le comportement en traction du BFUP de la pile S8 dont le comportement est présenté à la Figure 3.10. Or, cet essai de caractérisation est réalisé sur des os coulés avec une orientation préférentielle des fibres, et il a été démontré que l'orientation des fibres a une influence considérable sur la capacité en traction et en déformations du BFUP. Dans la zone de réparation, l'orientation des fibres est aléatoire. Le BFUP ne peut pas être modélisé selon le comportement de la Figure 3.10.

Dans leurs travaux de recherche, Lagier, Massicotte, and Charron (2016) ont eux aussi été confrontés à cette problématique. Pour la surmonter, ils ont déterminé, par analyse inverse, les propriétés mécaniques en traction du BFUP qui reproduisent numériquement les résultats de leurs essais expérimentaux menés sur des barres chevauchées dans du BFUP où l'orientation des fibres était aléatoire. Ces propriétés déduites numériquement ont ensuite été comparées aux propriétés obtenues à l'aide d'essais de traction réalisés sur des os coulés avec une orientation préférentielle des fibres. Des facteurs de correction ont été établis entre les propriétés mécaniques du BFUP numérique et celles obtenues des essais de traction sur os. Ces facteurs de correction ont donc été appliqués aux propriétés du BFUP obtenu suite aux essais de traction (Figure 3.10), ce qui se traduit par une diminution significative de la résistance du BFUP ainsi modélisé :

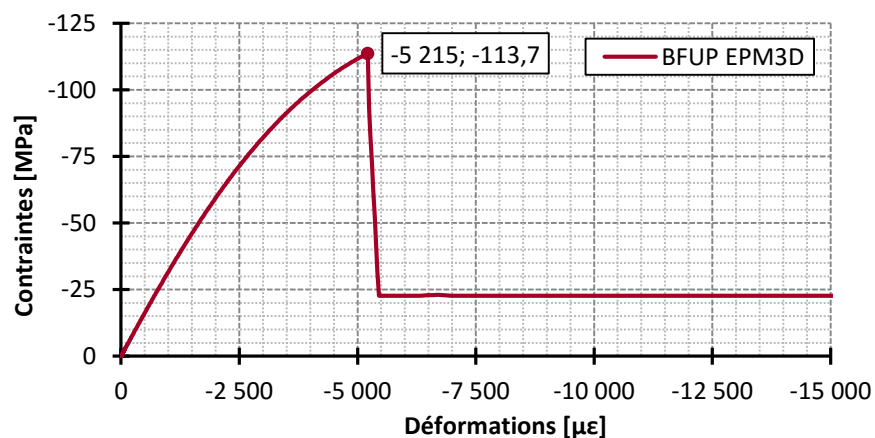
**Tableau 4.3 : Propriétés utilisées dans ABAQUS/EPM3D pour le BFUP de la pile S8**

		BFUP		m/m ou m	kPa
$E$	kPa	33 016 000	$(\varepsilon_1, \sigma_1)$	0.000 225	4 979
$\nu$	-	0.205	$(\varepsilon_2, \sigma_2)$	0.001 364	5 000
$f'_c$	kPa	- 126 600	$(\omega_3, \sigma_3)$	0.000 250	3 900
$\varepsilon_{co} (\varepsilon \text{ à } f'_c)$	m/m	- 0.005 230	$(\omega_4, \sigma_4)$	0.000 850	2 188
$f'_t$	kPa	4 149	$(\omega_5, \sigma_5)$	0.001 900	900
			$(\omega_6, \sigma_6)$	0.003 500	314
			$(\omega_7, \sigma_7)$	0.005 600	0



**Figure 4.5 : Comportement en traction du BFUP UP-F3 POLY modélisé sur ABAQUS/EPM3D**

Le comportement en compression du BFUP est quant à lui traité de la même manière qu'un béton ordinaire par EPM3D. Le tout est présenté à la Figure 4.6. Sur cette figure, il est possible de constater que la résistance ultime en compression  $f'_c$  diffère considérablement de la valeur programmée (-113.7 MPa comparé à -126.6 MPa). Cette différence s'explique par le fait que la loi comportementale d'EPM3D n'est pas totalement au point dans le cas de bétons à haute performance ( $f'_c \geq 50$  MPa). Or, cette différence n'affecte pas la qualité des résultats numériques vu les contraintes de compression relativement faibles générées dans le BFUP lors des essais.

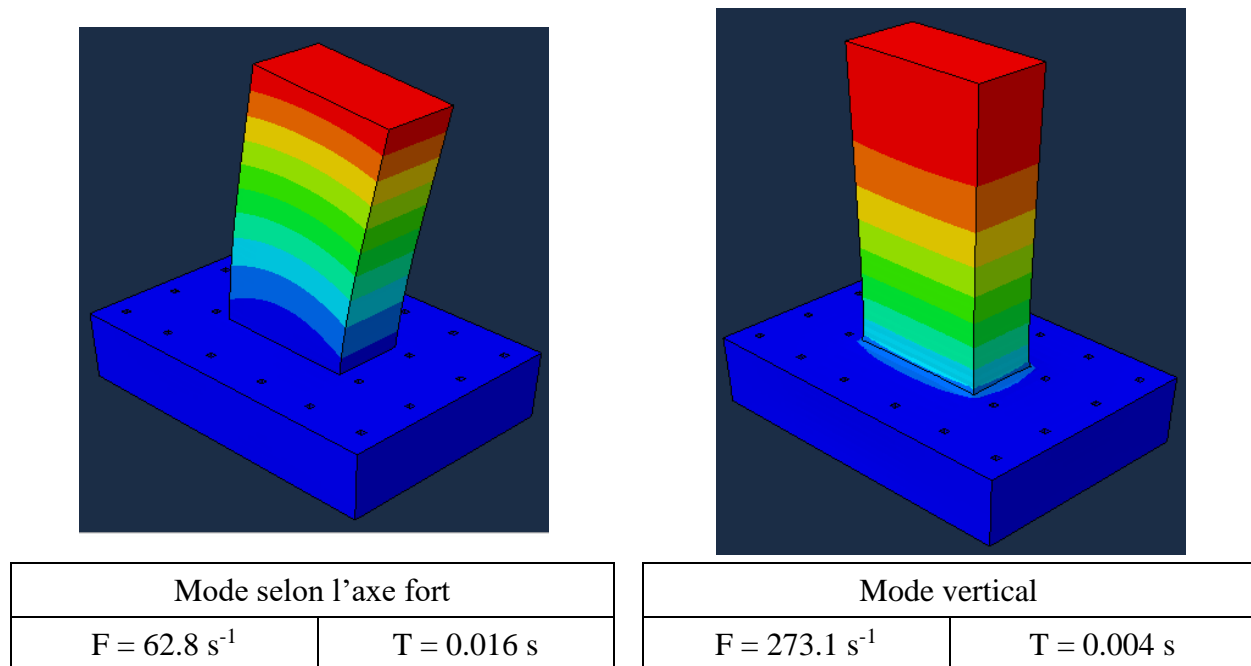


**Figure 4.6 : Comportement uniaxial en compression du BFUP UP-F3 POLY non confiné modélisé sur ABAQUS/EPM3D**

## 4.2 Analyses modales

Dans la présentation générale d'ABAQUS (Chapitre 2, Section 2.5.2), il a été montré que le module *ABAQUS/Explicit* utilise une formulation dynamique générale. Pour qu'une analyse dynamique soit qualifiée de quasi-statique, le chargement doit être appliqué assez lentement pour que l'énergie cinétique engendrée par les masses en déplacements (*ALLKE*) soit négligeable par rapport à l'énergie interne de déformation (*ALLIE*) du modèle. ABAQUS recommande que le ratio *ALLKE/ALLIE* soit inférieur à 5%. Pour ce faire, Ben Ftima (2013) suggère d'appliquer le chargement sur un intervalle supérieure à 20 fois la période fondamentale de la structure et de vérifier le ratio *ALLKE/ALLIE*.

Une analyse modale a donc été effectuée pour déterminer les périodes fondamentales des piles S7 et S8. Puisque le chargement de la pile est effectué selon l'axe fort, le premier mode de déformation selon cette direction a dicté la durée d'application du déplacement au sommet des piles tandis que le premier mode vertical a dicté la durée d'application de la charge axiale. Suite aux résultats présentés à la Figure 4.7, la durée d'application du déplacement au sommet des piles a été fixée à 0.4 s tandis que la durée d'application de la charge axiale a été fixée à 0.1 s. D'autres détails concernant l'application de ces chargements seront présentés à la Section 4.3.



**Figure 4.7 : Résultats des analyses modales effectuées sur les piles S7 et S8**

### 4.3 Modélisation des piles S7 et S8

La première étape de la modélisation des piles S7 et S8 dans ABAQUS consiste en la création de *Parts*. Les *Parts* sont des composantes qui, une fois assemblées, forment le modèle complet. 13 *Parts* ont été créées pour modéliser la pile S7 comparativement à 14 pour la pile S8. Deux types de *Parts* ont été utilisées pour modéliser les différentes composantes du modèle : des *Parts 3D/Deformable/Wire* pour les différentes barres d'armature et des *Parts 3D/Deformable/Solid* pour le reste des composantes (pile, dalle, plaques). Le tout est présenté en détail à la Figure 4.8.

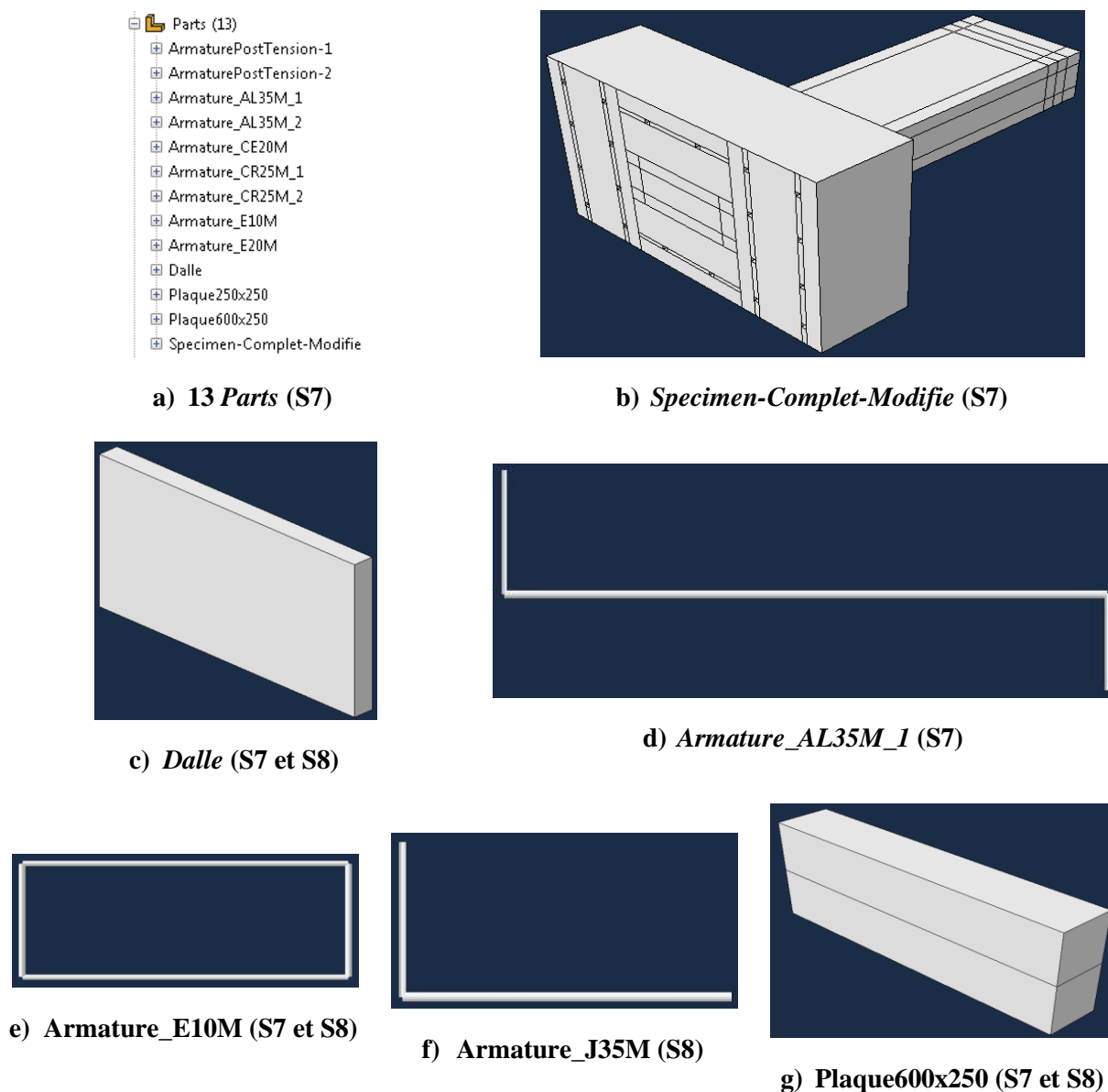
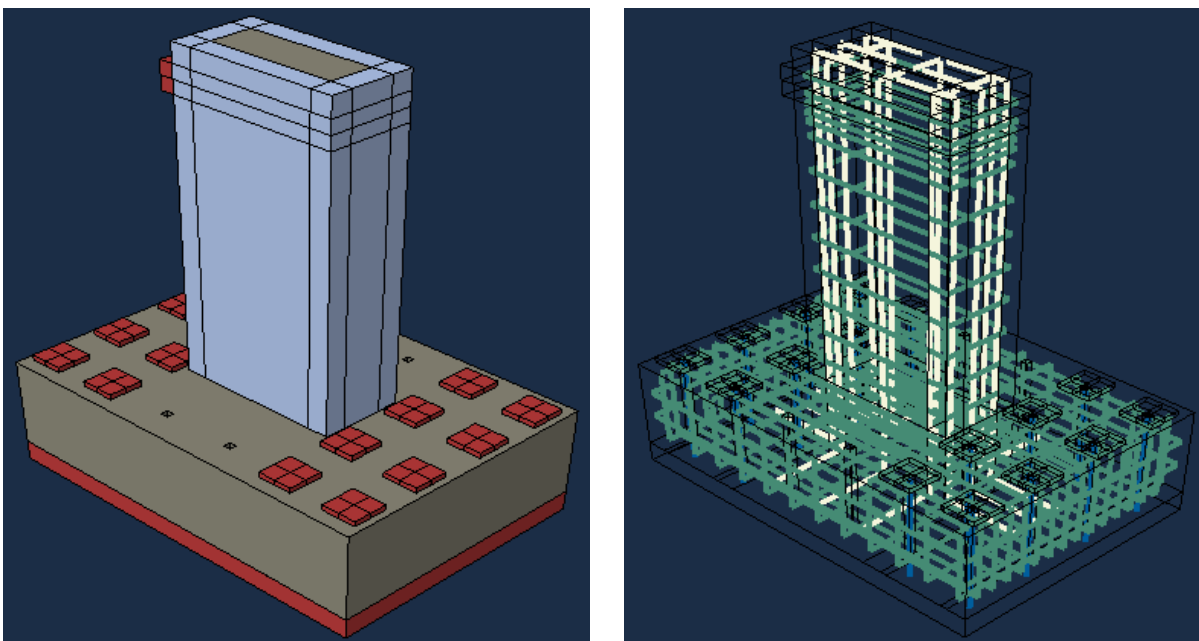


Figure 4.8 : Modélisation de différentes *Parts* dans ABAQUS

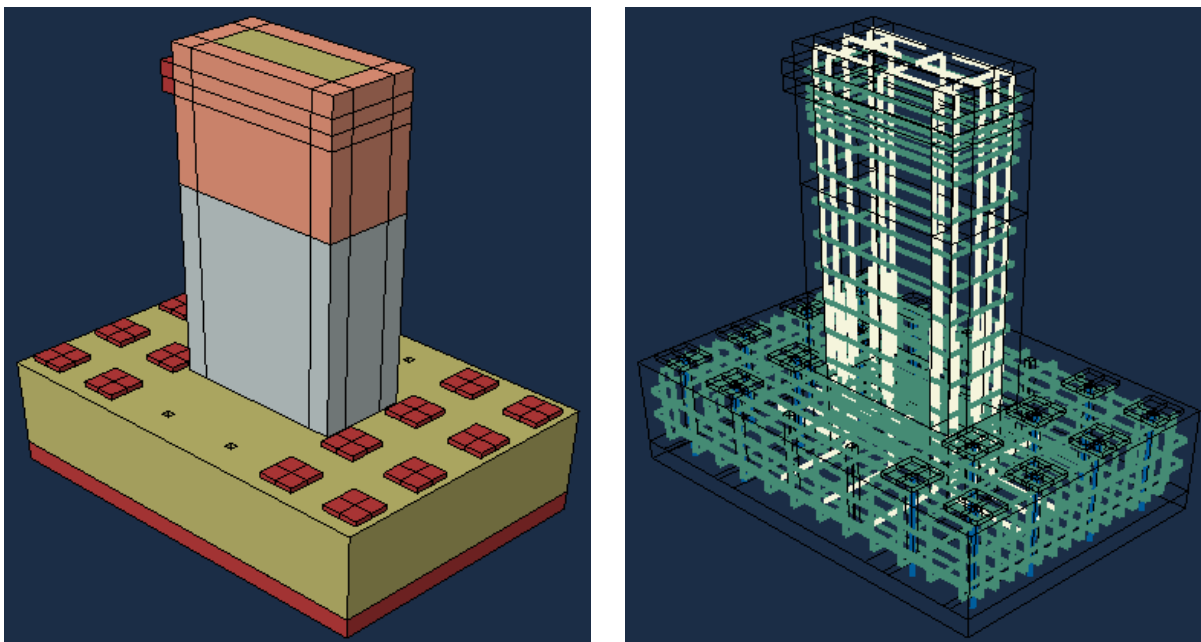
Dans un deuxième temps, les différents matériaux nécessaires aux analyses ont été introduits dans ABAQUS. En plus des matériaux présentés à la Section 4.1, un acier au comportement linéaire-élastique et un acier avec un coefficient de dilatation thermique ont été créés pour représenter respectivement le comportement des plaques d'ancrage et des tiges de post-tension.

Dans un troisième temps, différentes *Sections* ont été créées. Ces *Sections* servent à attribuer des propriétés aux Parts initialement créées. Deux types de *Sections* ont été utilisées : les *Sections* de types *Solid/Homogeneous*, pour les éléments solides (pile, dalle, plaques), et les *Sections* de types *Beam/Truss*, pour les différentes barres d'armature. Il sera présenté dans les paragraphes qui suivent les hypothèses ayant menées à la modélisation des armatures par des éléments treillis.

Dans un quatrième temps, l'assemblage (*Assembly*) du modèle a été effectué. Un exemple de l'assemblage réalisé pour la pile S7 est présenté à la Figure 4.9, tandis que l'assemblage réalisé pour la pile S8 est présenté à la Figure 4.10. En plus de la pile et de ses composantes, une dalle ainsi que des armatures de post-tension et des plaques d'ancrage ont été modélisées pour venir simuler l'ancrage de la pile à la dalle du Laboratoire. De plus, une plaque de chargement a également été modélisée.



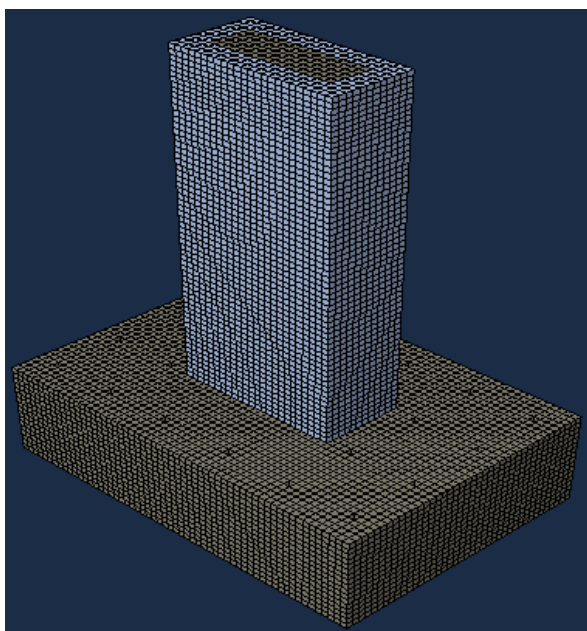
**Figure 4.9 : Assemblage de la pile S7 dans ABAQUS (couleur différente pour chaque matériaux)**



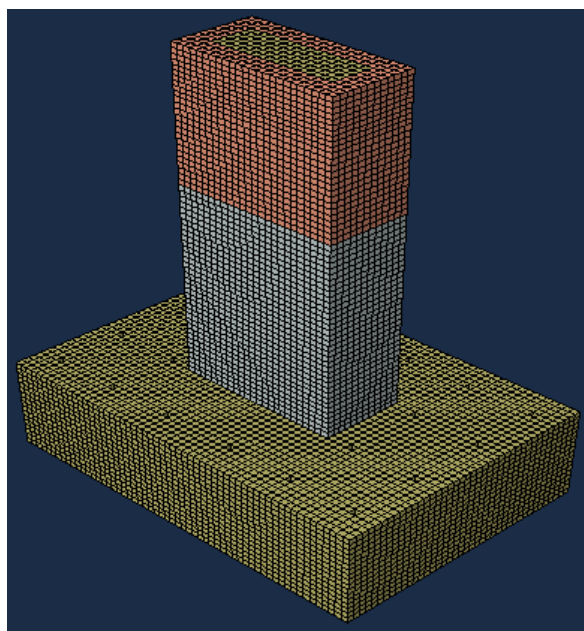
**Figure 4.10 : Assemblage de la pile S8 dans ABAQUS (couleur différente pour chaque matériaux)**

Dans un cinquième temps, le maillage (*Mesh*) du modèle a été effectué. Encore ici, deux types d'éléments (*Element Type*) ont été utilisés. Premièrement, des éléments *Explicit 3D Stress* hexaédriques (8 nœuds) linéaires à intégration réduite et au contrôle de *Hourglass* par *Relax Stiffness* (C3D8R) ont été utilisés pour mailler les composantes solides (pile, dalle et plaques) du modèle. Il est important de mentionner qu'avec le contrôle de *Hourglass*, ce type d'éléments peut encore être susceptible au phénomène de *Hourglassing* (déformations aux contraintes nulles) ou d'un excès de contrôle de *Hourglass*. Pour éviter cela, ABAQUS recommande d'abord l'utilisation d'un maillage raffiné là où les effets de distorsion sont importants et ensuite la vérification du ratio entre l'énergie artificielle créée par le contrôle de *Hourglass* et l'énergie de déformation totale du système (*ALLAE/ALLIE* pour reprendre la nomenclature d'ABAQUS). Les éléments de type C3D8R ont été choisis pour le compromis qu'ils offrent entre la précision de leurs résultats et leur temps de calcul. Deuxièmement, des éléments treillis à 2 nœuds linéaires (T3D2) ont été utilisés pour mailler les composantes en treillis (les différentes barres d'armature). L'utilisation d'éléments T3D2 est justifiée par le fait que les armatures reprennent des charges de flexion négligeables comparativement aux charges axiales et par la possibilité qu'offre ABAQUS de diffuser ce type d'éléments à l'intérieur des éléments solides. Bref, comme il est possible de

voir sur la Figure 4.11, les éléments maillés ont des arrêtes d'environ 5 mm et les éléments C3D8R sont pratiquement cubiques.



a) Pile S7



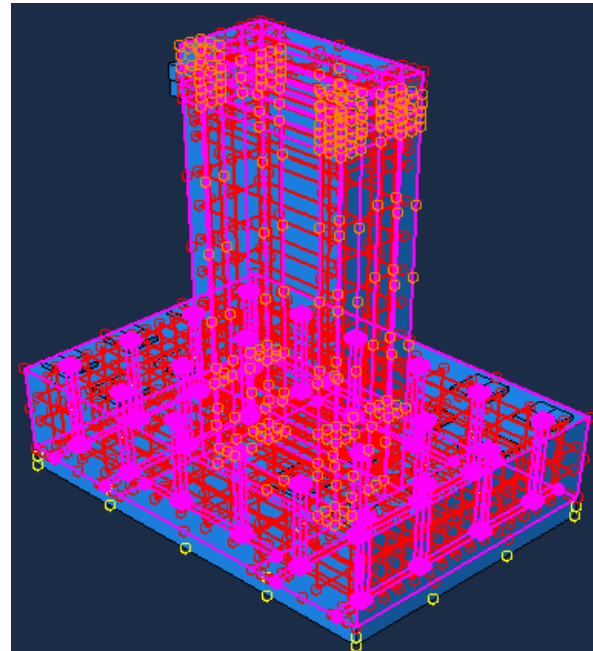
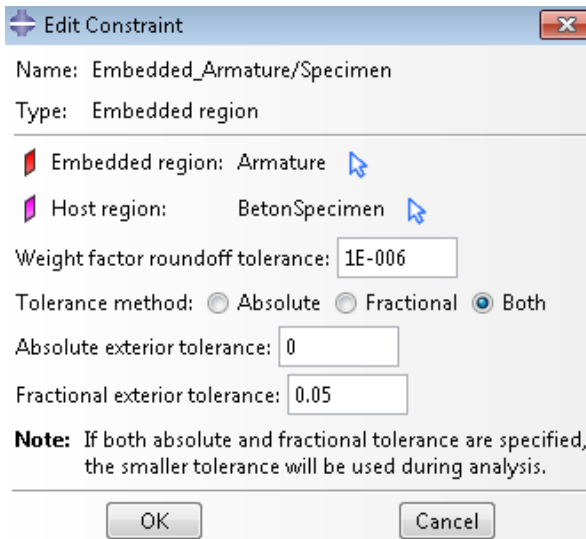
b) Pile S8

**Figure 4.11 : Exemple du maillage de la pile par des éléments C3D8R d'environ 5 mm d'arrête**

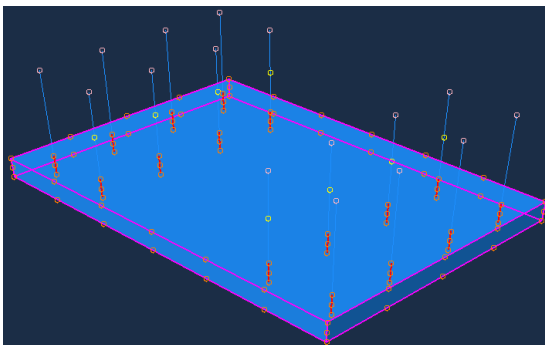
Dans un sixième temps, une propriété de contact (*Interaction Properties*) a été établie entre différentes *Part Instances* assemblées précédemment (semelle et dalle de fondation, plaques d'ancrage et semelle, plaque de chargement et pile). Cette propriété de contact est constituée d'une composante normale "*Hard*" *Contact* et d'une composante tangentielle au coefficient de friction établie à 0.3 (valeur usuelle pour un glissement entre du béton et de l'acier). Il est pertinent de rappeler ici que la semelle et la colonne ont été modélisées par un même *Part*.

Dans un septième temps, des *Constraints* ont été appliquées à différentes *Part Instances*. Premièrement, les armatures de la pile ont été diffusées dans le béton à l'aide du module *Constraints Embedded* (Figure 4.12). Deuxièmement, les barres de post-tension ont été diffusées dans la dalle de fondation au niveau de leur portion inférieure de la même manière (Figure 4.13 a)). Les barres de post-tension ont également été couplées avec les plaques d'ancrage au niveau de leur extrémité supérieure à l'aide de la *Constraints Coupling*. Ce couplage vient imposer une condition de pleine compatibilité entre les déplacements du point de référence (extrémité supérieure de l'ancrage) et les nœuds de la face inférieure de la plaque d'ancrage.

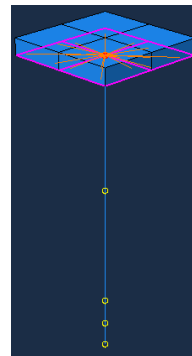




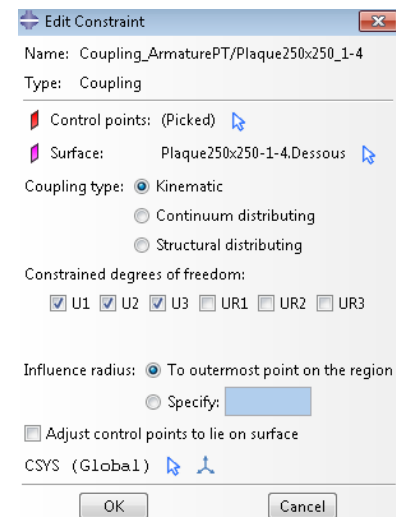
**Figure 4.12 : Diffusion des barres d'armature dans le béton**



**a) Constraints *Embedded* des barres de post-tension dans la dalle**



**b) Constraints *Tie* entre les barres de post-tension et les plaques d'ancrage**



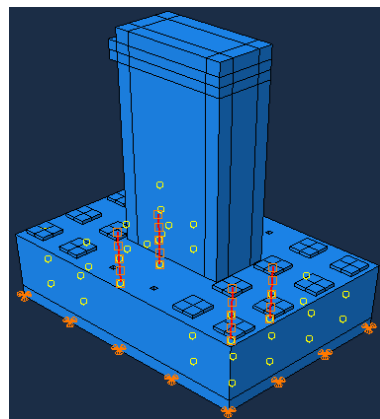
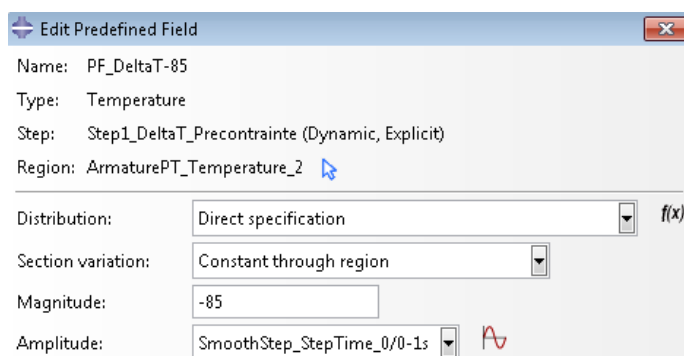
**Figure 4.13 : Conditions (*Constraints*) appliquées aux barres de post-tension**

Dans un huitième temps, une condition d'encastrement a été imposée sur la face inférieure de la dalle de fondation. Comme les éléments C3D8R ne comportent que des degrés de liberté en translation, les déplacements U1, U2 et U3 ont donc été fixés comme étant nuls.



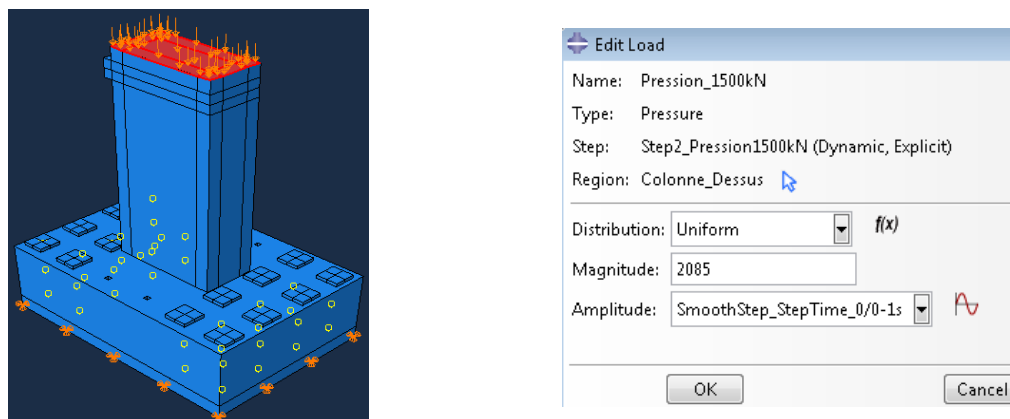
Dans un neuvième temps, les différents chargements ont été considérés dans ABAQUS. Pour reproduire les conditions d'essai au Laboratoire, 3 chargements distincts ont été appliqués successivement aux spécimens : 1) l'ancrage du spécimen à la dalle par la mise en tension des barres de post-tension; 2) l'application de la charge axiale sur le dessus du spécimen et 3) l'application du déplacement au sommet du spécimen. Ces chargements ont été appliqués en 3 étapes (*Steps*) distinctes d'une durée respective de 0.1 s, 0.1 s et 0.4 s. De plus, une *Amplitude* de type *Smooth Step* a été utilisée pour appliquer ces chargements. L'utilisation d'un *Smooth Step* dans ABAQUS crée une fonction qui permet le passage d'une valeur  $a_i$  au temps  $T_i$  à une valeur  $a_{i+1}$  au temps  $T_{i+1}$  et dont les dérivées première et seconde sont nulles aux temps  $T_i$  et  $T_{i+1}$ .

L'ancrage du spécimen à la dalle par la mise en tension des armatures de post-tension s'est fait par l'utilisation de *Predefined Fields*. Comme 2 différentes grosseurs de barres *Dywidag* ont été utilisées au Laboratoire, 2 *Predefined Fields* de type *Temperature* ont été créés. L'objectif était de reproduire un ancrage d'environ 950 kN avec les 4 barres de post-tension situées vis-à-vis les faces courtes de la pile et un ancrage d'environ 800 kN avec les autres barres. Pour ce faire, les propriétés des armatures de post-tension (aire de la section, module d'élasticité, coefficient de dilation thermique, longueur) ont été considérés de telle sorte que le gradient de température appliqué engendre les efforts désirés. Le gradient de température des barres à 950 kN a donc été fixé à -85 °C (exemple à la Figure 4.14) tandis que celui des barres à 800 kN a été fixé à -70 °C. Il peut être pertinent de mentionner que le coefficient d'expansion thermique associé à l'acier des barres d'ancrage est de 0.00016 m/°C.



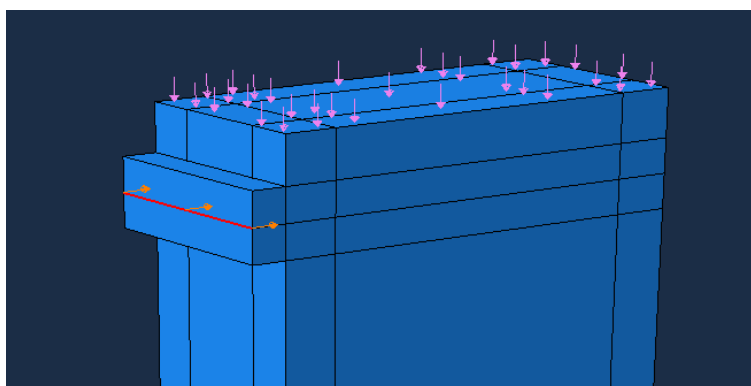
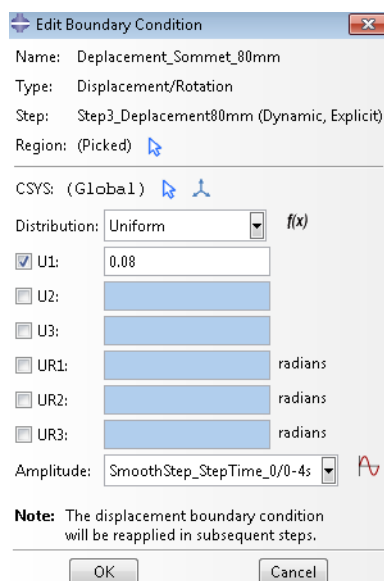
**Figure 4.14 :** *Predefined Field* de type *Temperature* appliqué aux armatures de post-tension à 950 kN

L'application de la charge axiale sur le dessus du spécimen s'est faite par l'application d'une pression uniforme (*Load Mechanical/Pressure*) sur le dessus du spécimen. La résultante de la pression (2 085 kPa) sur la surface du dessus du spécimen ( $0.72 \text{ m}^2$ ) se traduit par une charge axiale de 1 501.2 kN. Le tout est présenté en détail à la Figure 4.15.



**Figure 4.15 :** Application de la charge axiale sous la forme d'un *Load* de type *Pressure*

Finalement, le chargement au sommet du spécimen a été réalisé en imposant un déplacement (*Boundary Condition Mechanical/Displacement/Rotation*) à une ligne horizontale sur la plaque de chargement. Le tout est présenté à la Figure 4.16.



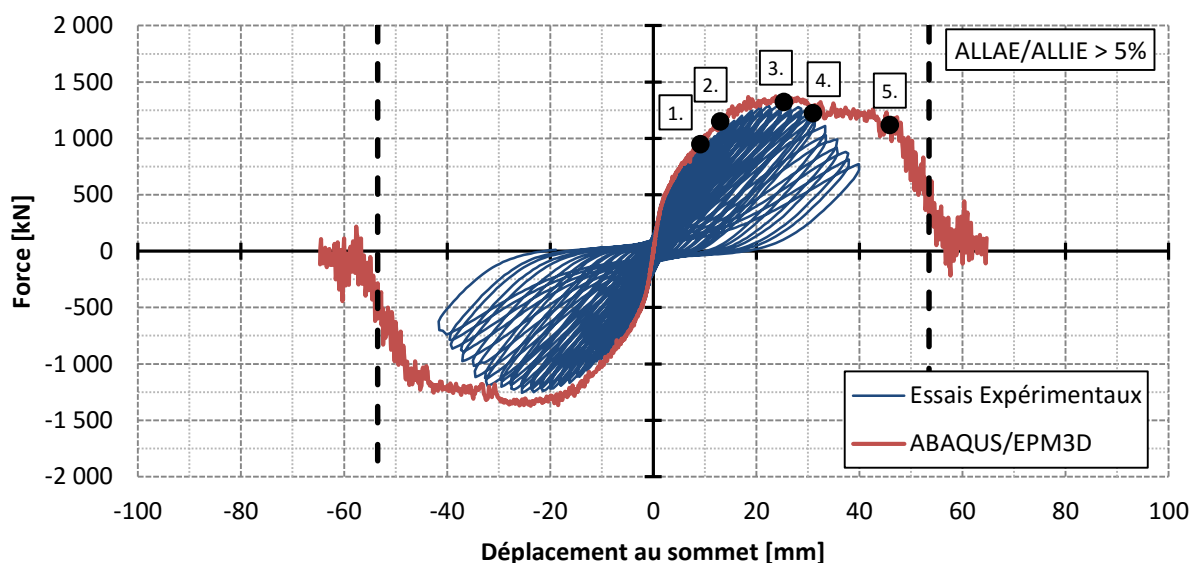
**Figure 4.16 :** Application du déplacement sous la forme d'une *Boundary Condition*

## 4.4 Résultats des analyses numériques

### 4.4.1 Résultats des analyses numériques de la pile S7

Le comportement numérique force/déplacement de la pile S7 est présenté à la Figure 4.17. Sur cette Figure, il est possible de constater que les courbes numérique et expérimentale sont très semblables jusqu'à un déplacement d'environ 30 mm. Au-delà de ce déplacement, la rigidité de la pile est surestimée par le modèle numérique. Cette différence de comportement s'explique par différents facteurs qui seront abordés en détail dans les paragraphes qui suivent.

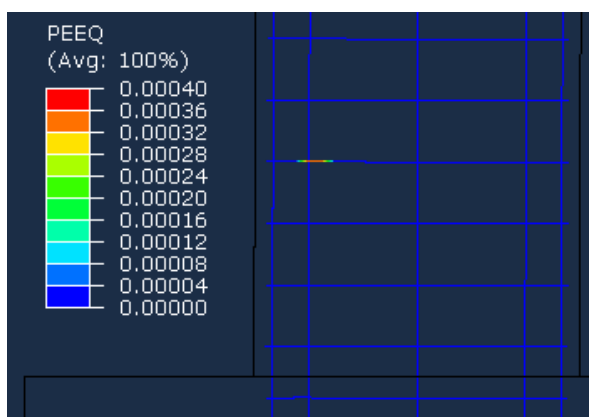
Sur la Figure 4.17, il est également possible de constater que surviennent dans l'ordre la plastification des étriers, la plastification des barres longitudinales en traction, la plastification des barres longitudinales en compression et l'écrasement du béton en compression. Ces phénomènes et leur ordre d'occurrence correspondent à ce qui a été observé expérimentalement et ils ont été mis en évidence à la Figure 4.17.



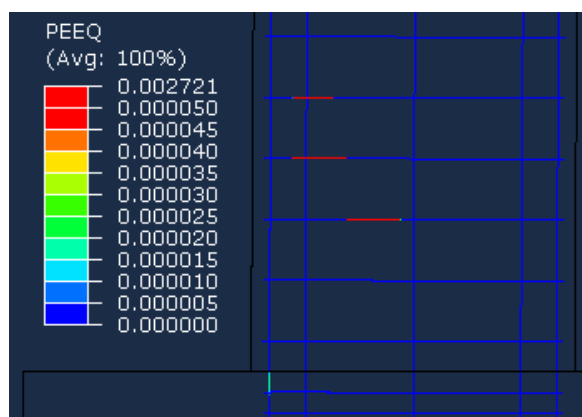
1. Plastification des étriers	2. Plastification des barres longitudinales en traction	3. Plastification des barres longitudinales en compression	4. Écrasement important du béton en compression	5. Écrasement généralisé du béton en compression
-------------------------------	---	--	---	--

**Figure 4.17 : Comparaison force/déplacement et endommagement numérique de la pile S7**

Le premier événement marquant de l'endommagement numérique de la pile S7 est la plastification d'un étrier. Cette plastification survient à un déplacement de 9.1 mm et une force de 948 kN. Le premier étrier à plastifier (Figure 4.18) n'était cependant pas instrumenté lors de l'essai expérimental. Le second événement marquant consiste en la plastification des armatures longitudinales. Ce sont les deux barres de coins qui plastifient en premier à l'interface semelle/colonne. Cette plastification survient à un déplacement de 13.0 mm et une force de 1 149 kN. À cet instant, la plastification des étriers s'est propagée et affecte des étriers sur 3 niveaux distincts. Le tout est illustré à la Figure 4.19. Sur ces Figures, le champ de déformation équivalente plastique (*PEEQ*) nul (bleu) signifie que les barres n'ont pas plastifiées.



**Figure 4.18 : Plastification du 1<sup>er</sup> étrier**



**Figure 4.19 : Plastification des 1<sup>ères</sup> armatures longitudinale**

La progression de la fissuration du béton au travers des 5 événements importants de la Figure 4.17 est illustrée à la Figure 4.20. Cette Figure montre la variable SDV13 du modèle EPM3D. Cette variable représente la résistance en traction résiduelle à chaque point de Gauss (en kPa). Ainsi, les zones colorées en rouge, dont la capacité résiduelle est égale à la résistance en traction du béton, sont les zones non fissurées. Sur cette Figure, il est possible de constater une transition entre des fissures de flexion horizontales (Figure 4.20 a)) et des fissures de cisaillement inclinées (Figure 4.20 b)). Ces fissures de cisaillement prennent ensuite de l'ampleur (Figure 4.20 c) et d)) et finissent par traverser la colonne en entier (Figure 4.20 e) et f)). De plus, il est pertinent de noter qu'un important cône d'arrachement se forme dans la semelle autour des armatures longitudinales tendues. Ce patron de fissuration global ressemble beaucoup à ce qui a été observé lors de l'essai expérimental (Figure 3.29).

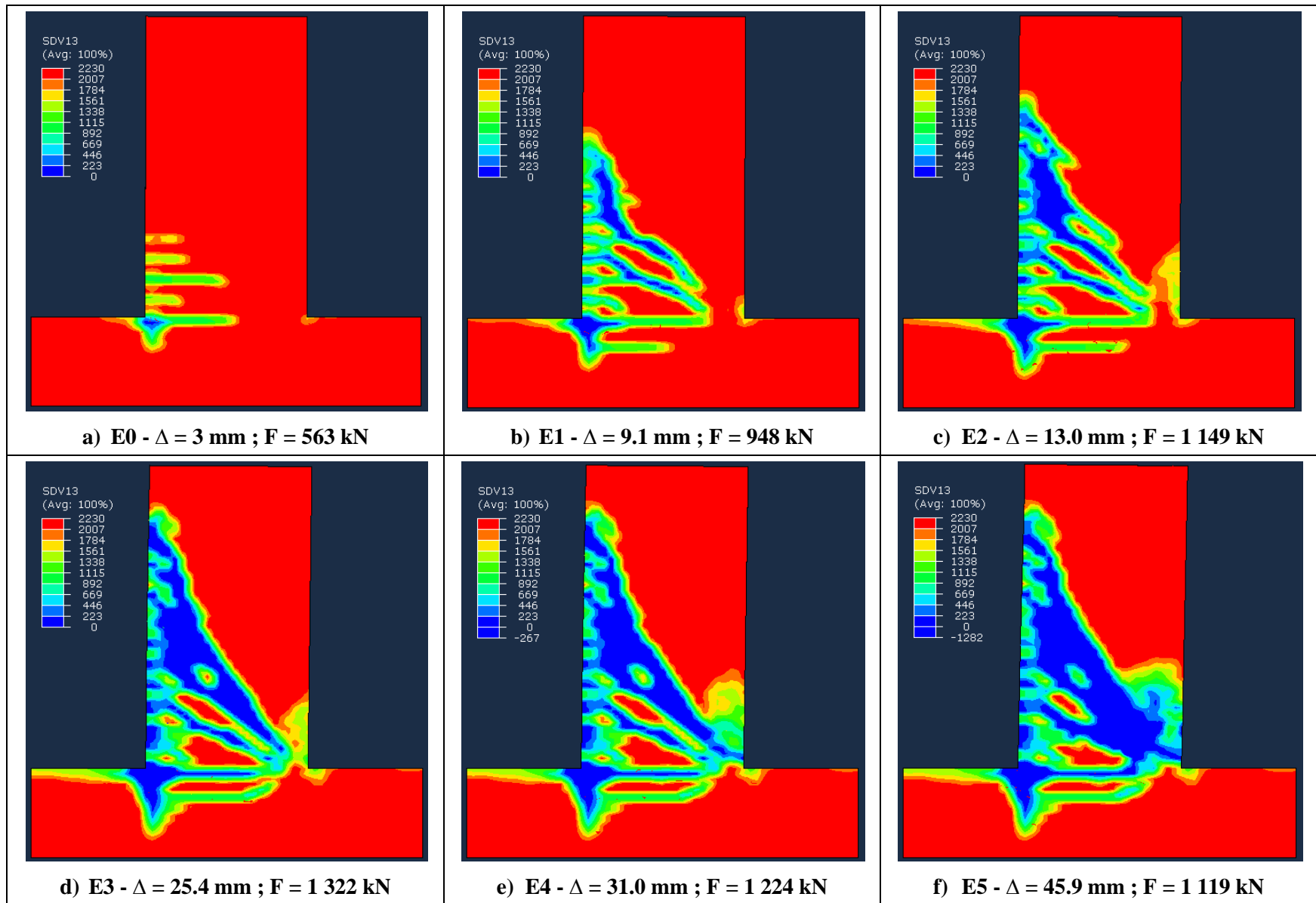
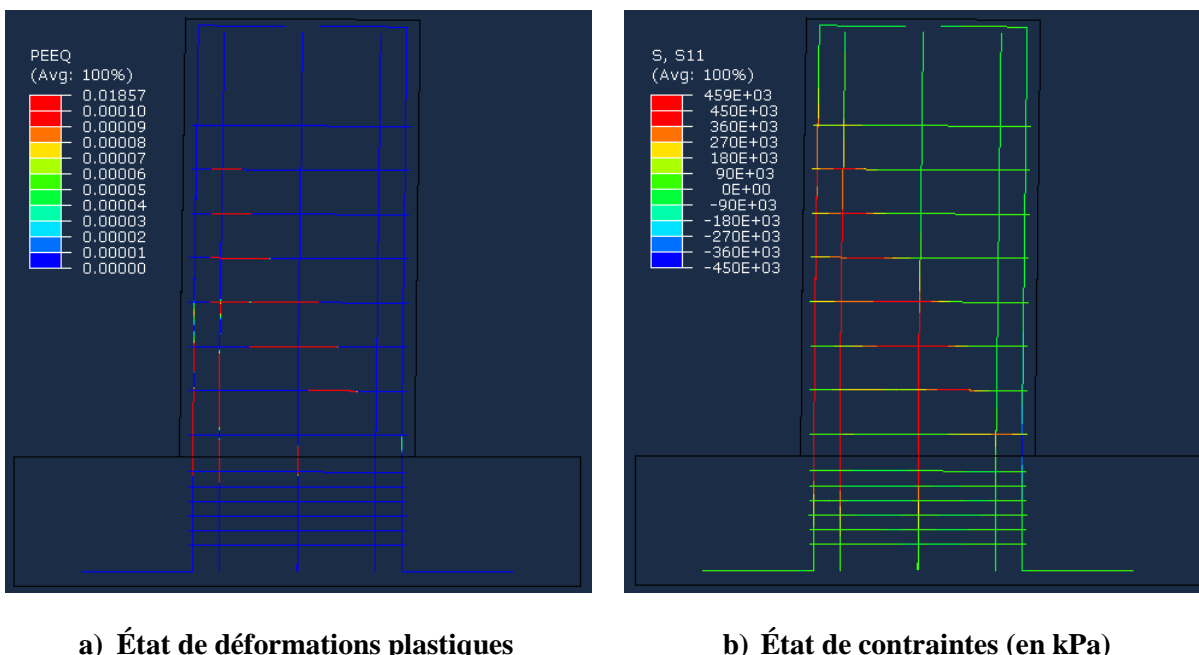


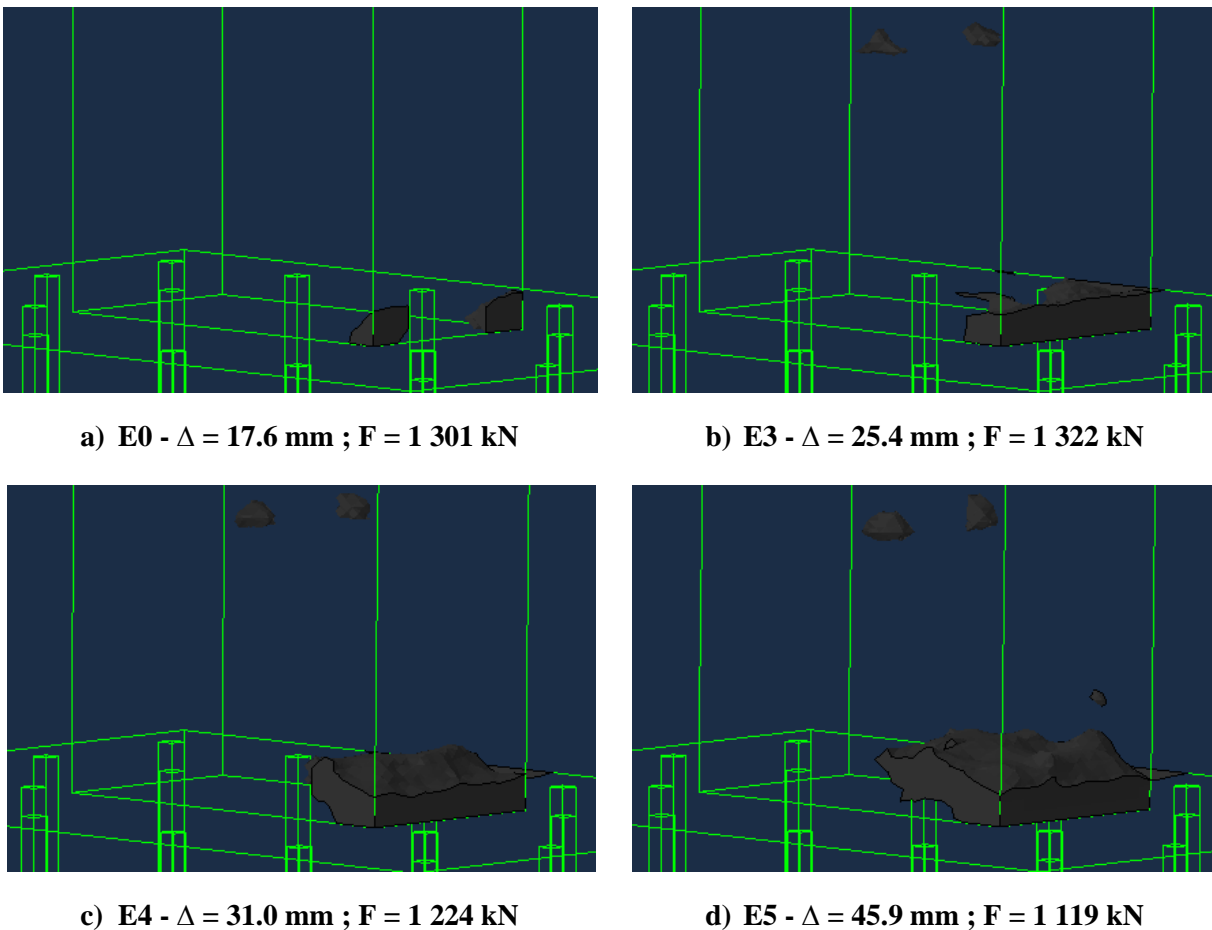
Figure 4.20 : Progression de la fissuration de la pile S7 modélisée dans ABAQUS/EPM3D

Le troisième événement majeur recensé sur la Figure 4.17 est la plastification des armatures longitudinales en compression. Comme en témoigne la Figure 4.21, tant les armatures longitudinales que les étriers sont sollicités à des niveaux de contraintes et de déformations importants lorsque survient la première plastification en compression des barres longitudinales ( $\Delta = 25.4 \text{ mm}$  ;  $F = 1\,322 \text{ kN}$ ). De plus, la sollicitation des étriers telle que mise en évidence sur la Figure 4.21 est cohérente avec le patron de fissuration présenté à la Figure 4.20 - d).



**Figure 4.21 : Sollicitations des armatures de la pile S7 à E3 :  $\Delta = 25.4 \text{ mm}$  ;  $F = 1\,322 \text{ kN}$**

Finalement, les deux derniers événements majeurs menant à la ruine de la pile S7 lors des analyses par éléments finis font intervenir l'écrasement du béton en compression. Le béton ayant subi un écrasement en compression est donc illustré sur la Figure 4.22 par des volumes de couleur noire. Sur cette Figure, il est d'abord possible de constater que l'écrasement en compression s'amorce relativement tard dans l'analyse ( $\Delta \geq 17.6 \text{ mm}$ ). À l'instant de la première plastification des armatures longitudinales en compression, le volume de béton écrasé commence à réellement prendre forme (Figure 4.22 b)). Lorsque  $\Delta = 31.0 \text{ mm}$ , le volume de béton écrasé a progressé et occupe une partie importante de la section de la colonne comprimée. Finalement, à  $\Delta = 45.9 \text{ mm}$ , la quantité de béton ayant subi un écrasement en compression est considérable. La rupture numérique de la pile S7 survient environ à ce niveau de déplacements.



**Figure 4.22 : Progression de l'écrasement du béton en compression de la pile S7**

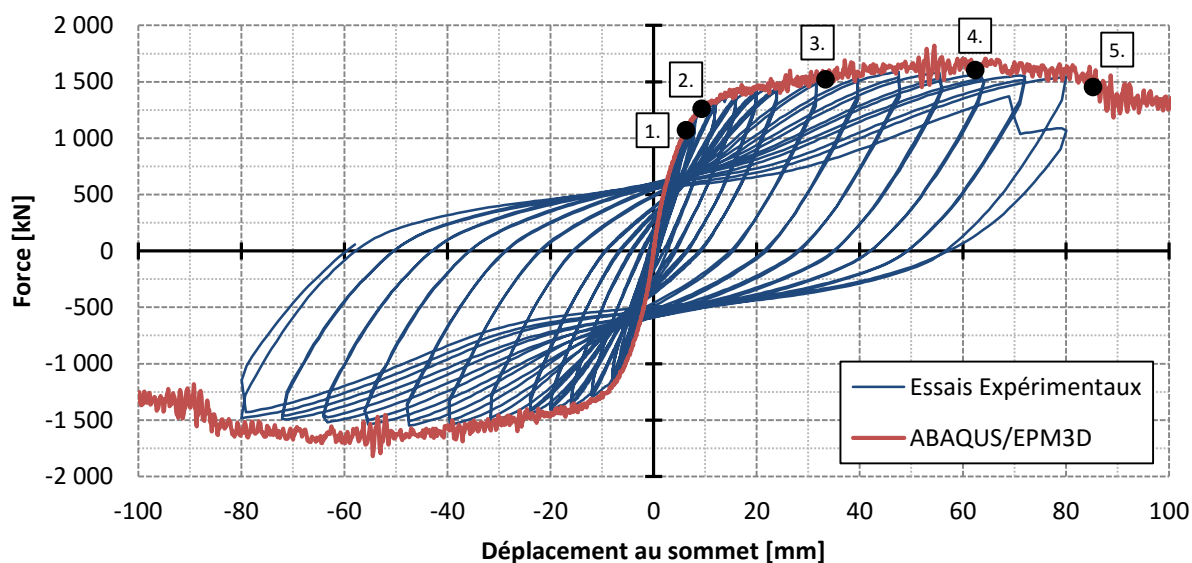
Suite à l'analyse de l'endommagement numérique subi par la pile et mis en évidence sur les Figure 4.18 à Figure 4.22, il est possible de conclure que le mode de rupture numérique final de la pile S7 est gouverné par l'écrasement du béton en compression de la colonne à l'interface semelle/colonne. Cet écrasement est notamment accentué par la plastification des étriers et des armatures longitudinales. Ce mode de rupture est identique à celui observé expérimentalement.

En dernier lieu, il est important de revenir sur la différence entre le comportement post-pic obtenu des analyses par éléments finis et celui obtenu lors de l'essai au Laboratoire. La plus grande ductilité numérique illustrée sur la Figure 4.17 peut être interprétée par l'utilisation de la technique de diffusion (*Constraints Embedded*) pour modéliser l'interaction entre les armatures et le béton. Tel que présenté brièvement à la Section 4.3, cette diffusion vient assurer une pleine compatibilité entre les degrés de liberté des éléments d'armatures et ceux des éléments de béton. Cela empêche donc complètement le glissement des armatures par rapport au béton, peu importe

le niveau d'endommagement des deux éléments. Or, ce comportement numérique n'est pas représentatif de la réalité. En effet, lorsque le béton atteint un certain niveau d'endommagement (fissuration importante, écrasement, etc.), l'adhérence entre les armatures et le béton diminue au point où un certain glissement survient. Ce glissement est associé à une perte de rigidité et n'est pas pris en compte dans le comportement numérique de l'analyse présentée à la Figure 4.17.

#### 4.4.2 Résultats des analyses numériques de la pile S8

Le comportement numérique force/déplacement de la pile S8 est présenté à la Figure 4.23. Sur cette Figure, il est possible de constater que les courbes numérique et expérimentale sont très semblables jusqu'à un déplacement d'environ 80 mm. À ce niveau de déplacements, l'essai expérimental a été interrompu suite à la soudaine dégradation de la rigidité causée par la rupture de certaines armatures longitudinales en traction. Or, les analyses numériques indiquent que la rigidité de la pile S8 se maintient bien au-delà de 80 mm. Plusieurs facteurs expliquent cette différence de comportement et ils seront abordés dans les paragraphes qui suivent.



1. Plastification des barres longitudinales en traction (1 <sup>er</sup> lit)	2. Plastification des barres longitudinales en traction (2 <sup>ème</sup> lit)	3. Atteinte de la déformation ultime du BFUP en traction (1 <sup>ère</sup> rangée d'éléments)	4. Atteinte de $F_u$ en traction dans les 2 barres de coin	5. Rupture des 2 barres de coin
---	--	---	--	---------------------------------

**Figure 4.23 : Comparaison force/déplacement et endommagement numérique de la pile S8**



Dans un premier temps, il est pertinent de s'intéresser à la progression de l'endommagement mise de l'avant à la Figure 4.23. Les deux premiers événements marquant de l'endommagement de la pile S8 (E1 et E2) consistent en la plastification des deux premiers lits d'armature longitudinale. Le tout est illustré à la Figure 4.24. Il est pertinent de noter que ces plastifications surviennent à l'interface semelle/colonne à des niveaux de déplacements et de forces semblables.

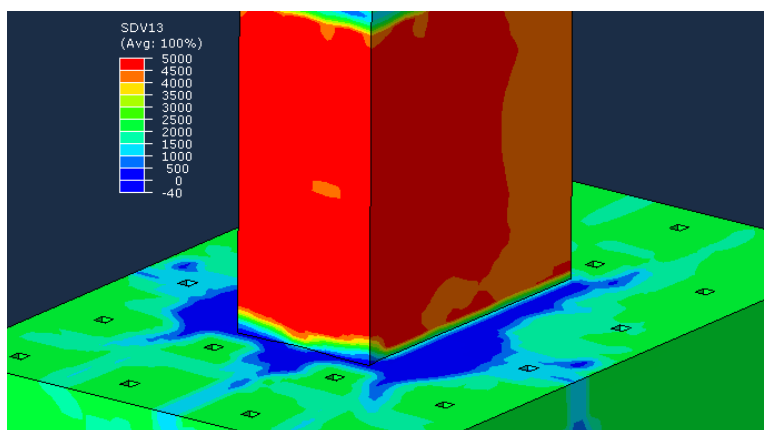


a) 1<sup>er</sup> lit : E1 -  $\Delta = 6.3$  mm ; F = 1 070 kN

b) 2<sup>ème</sup> lit : E2 -  $\Delta = 9.3$  mm ; F = 1 260 kN

**Figure 4.24 : Plastification des deux premiers lits d'armature longitudinale**

Se produit ensuite l'atteinte de la déformation ultime en traction de la 1<sup>ière</sup> rangée d'éléments de BFUP à l'interface semelle/colonne à  $\Delta = 33.3$  mm et F = 1 520 kN (Figure 4.25). Lors de l'essai expérimental, c'est plutôt une mince dissociation entre la colonne et la semelle qui a été observé (Figure 3.30 b)). Or, comme le spécimen S8 a été modélisé par un seul *Part* (Figure 4.8 b)), cette dissociation ne peut pas se produire numériquement. Il est donc possible de conclure que la rupture de la 1<sup>ière</sup> rangée d'éléments en BFUP du modèle ABAQUS correspond à la dissociation observée au Laboratoire.



**Figure 4.25 : Fissuration de la 1<sup>ière</sup> rangée d'éléments en BFUP de l'interface semelle/colonne**

Les 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> événements marquants sont l'atteinte de  $F_u$  et la rupture en traction des deux barres longitudinales de coin. Pour mieux suivre la progression des contraintes et des déformations, l'élément d'armature mis en évidence sur la Figure 4.26 a été jugé comme étant critique car c'est là que surviennent en premier l'atteinte de  $F_u$  et la rupture en traction des barres longitudinales de coin.

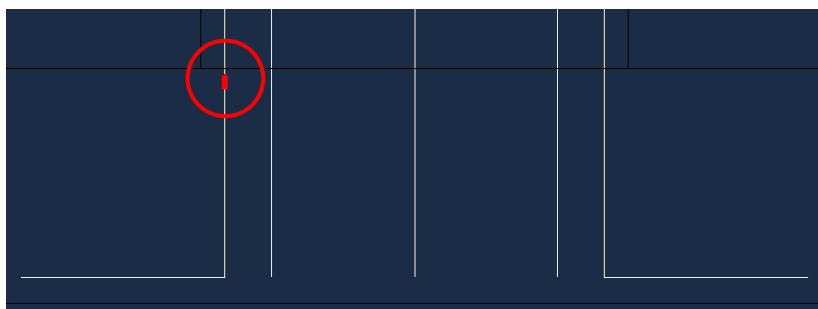


Figure 4.26 : Éléments critiques des barres longitudinales de coin (vue en élévation)

À la Figure 4.27, les contraintes enregistrées à l'élément critique des 3 barres longitudinales du lit le plus sollicité en traction sont présentées en fonction du déplacement au sommet de la pile S8. Sur cette Figure, il est possible de constater que le comportement des deux barres de coin (J35M 1-1 et 1-3) est quasiment identique, que l'atteinte de  $F_u$  dans ces barres survient environ à  $\Delta = 62.4$  mm et que leur rupture survient environ à  $\Delta = 85.3$  mm.

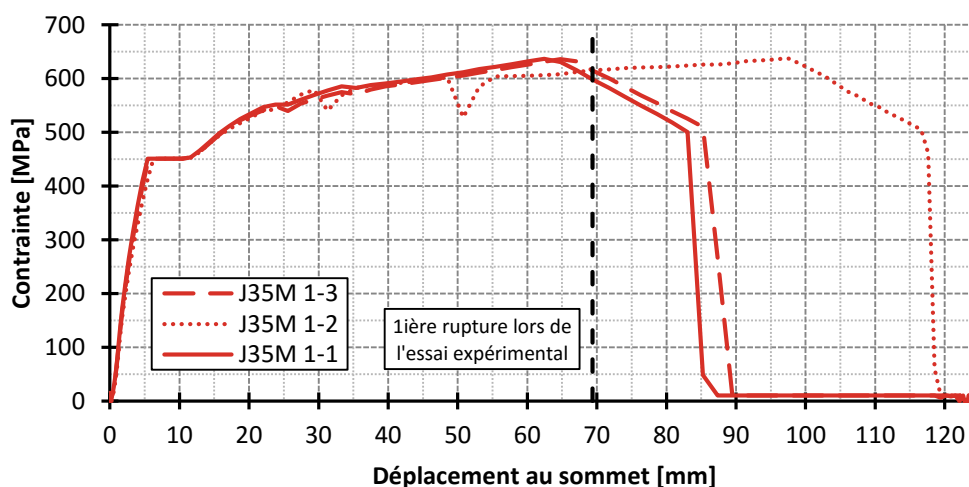
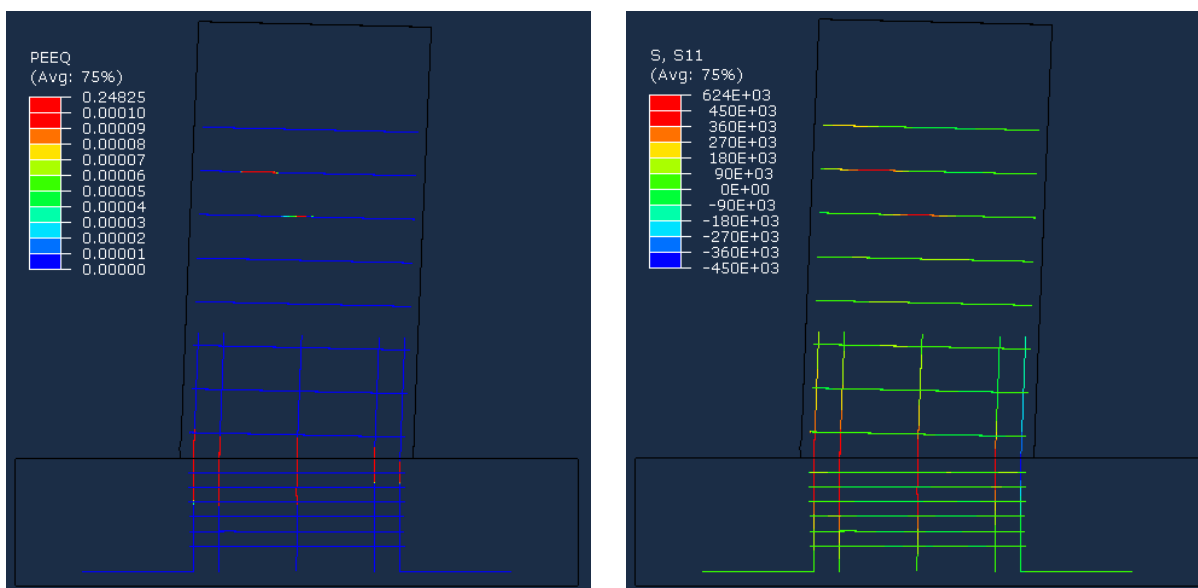


Figure 4.27 : Contraintes à l'élément critique des barres longitudinales en fonction du déplacement au sommet de la pile S8

Le comportement présenté à la Figure 4.27 n'est cependant pas cohérent avec les résultats obtenus lors des essais expérimentaux. En effet, lors des essais au Laboratoire, la première rupture d'une barre longitudinale est survenue à un déplacement au sommet de 69.4 mm, comparativement à 85.3 mm lors des analyses numériques. Cette différence de comportement entre les essais expérimentaux et numériques est en grande partie due à la fatigue des barres d'armature causée par des cycles de chargement à hauts taux de déformations (*Low Cycle Fatigue*). Ce phénomène sera abordé en détail à la Section 4.4.3.

En plus des événements marquants de l'endommagement mis en évidence à la Figure 4.23 et détaillés dans les paragraphes précédents, il est pertinent de s'intéresser aux autres phénomènes d'endommagement qui sont intervenus lors de l'analyse numérique de la pile S8. En premier lieu, l'état de déformations et de contraintes des armatures de la pile S8 à un niveau de déplacements important est présenté à la Figure 4.28. La comparaison entre cet état de sollicitations et celui de la pile S7 présenté à la Figure 4.21 permet d'apprécier la contribution du BFUP à la reprise des efforts internes. En effet, le niveau de sollicitation des armatures longitudinales et surtout celui des armatures transversales a considérablement diminué avec l'utilisation du BFUP dans la pile S8. Cette observation corrobore les essais expérimentaux et permet de conclure que le BFUP soulage les aciers d'armature par sa contribution à la reprise des efforts internes.

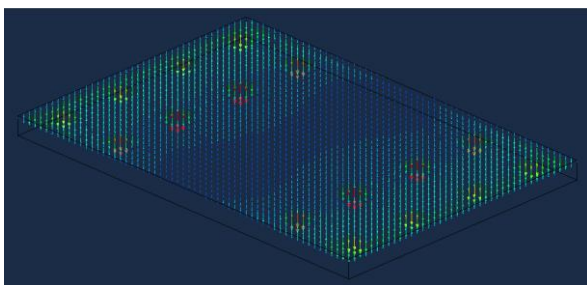


a) État de déformations plastiques

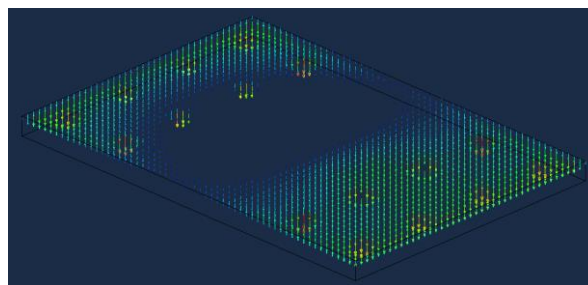
b) État de contraintes

Figure 4.28 : Sollicitation des armatures de la pile S8 à E5 :  $\Delta = 85.3 \text{ mm}$  ;  $F = 1\,452 \text{ kN}$

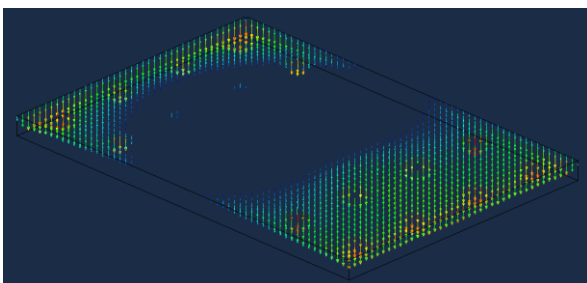
Dans un second temps, le soulèvement de la semelle par rapport à la dalle du Laboratoire a été étudié. Les résultantes des forces normales de contact aux nœuds (*CNORMF*) de la dalle sont donc montrées à la Figure 4.33. Sur cette Figure, il est possible de constater qu'une zone sans force normale aux nœuds (ou aux forces normales très faibles) se forme et progresse à mesure que le déplacement augmente. Cela signifie que le contact entre certaines sections de la semelle et de la dalle n'a pas été entièrement maintenu au cours de l'analyse.



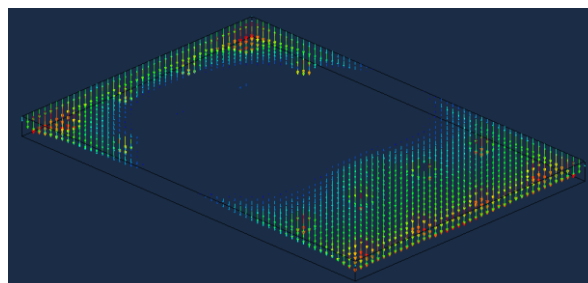
a) E0 -  $\Delta = F = 0$



b) E2 -  $\Delta = 9.3 \text{ mm}$  ;  $F = 1\,261 \text{ kN}$



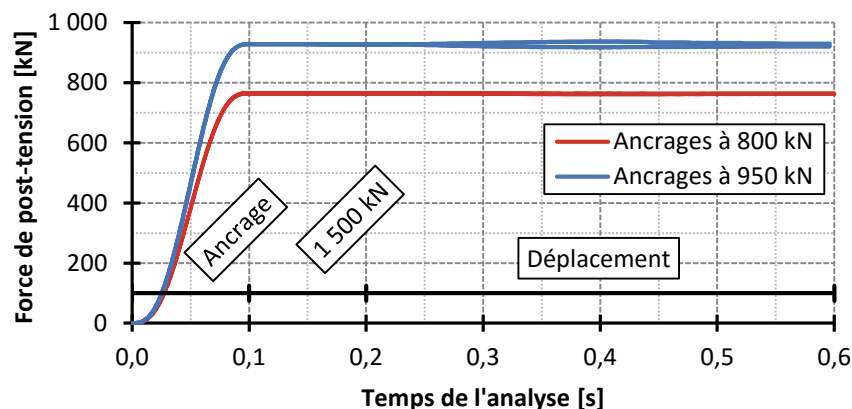
c) E3 -  $\Delta = 33.3 \text{ mm}$  ;  $F = 1\,520 \text{ kN}$



d) E5 -  $\Delta = 85.3 \text{ mm}$  ;  $F = 1\,452 \text{ kN}$

**Figure 4.29 : Progression de la résultante des forces normales aux nœuds (*CNORMF*)**

Face au comportement illustré à la Figure 4.29, la variation des forces de post-tension dans les ancrages a dû être vérifiée pour s'assurer de la sécurité de l'essai au Laboratoire. En effet, un décollement de la semelle par rapport à la dalle aurait pu entraîner une hausse soudaine des forces de post-tension et une rupture des barres d'ancrage. Or, comme en témoigne la Figure 4.30, les forces de post-tension reprises par les barres d'ancrage ne varient à peu près pas durant l'analyse. Toujours selon la Figure 4.30, les forces de post-tension des ancrages sont de 767 kN et 928 kN.



**Figure 4.30 : Variation des forces de post-tension dans les barres d’ancrage à travers les différentes étapes de chargement de l’analyse numérique de la pile S8**

Le patron de fissuration général de la pile S8 est quant à lui présenté aux Figure 4.31 et Figure 4.32. Sur la Figure 4.31, il est possible de remarquer qu’encore une fois, les premières fissures de flexion apparaissent dans le béton ordinaire (Figure 4.31 a)) et se transforment rapidement en fissures de cisaillement (Figure 4.31 b) et suivantes). Ces fissures ne traversent toutefois pas la réparation en BFUP, qui demeure intacte jusqu’à la fin de l’analyse. De plus, il est intéressant de noter qu’une fissure de cisaillement importante se forme au-dessus de la réparation en BFUP et pénètre dans le cœur de la colonne (Figure 4.31 c) et suivantes). Comme lors de l’analyse numérique de la pile S7, un important cône d’arrachement peut être observé sur la Figure 4.31.

Sur la Figure 4.32, il est possible de constater que les premières fissures à apparaître dans la réparation en BFUP se situent à l’interface semelle/colonne. C’est d’ailleurs à cet endroit que l’ouverture de fissure est la plus importante. À mesure que le chargement augmente, des fissures de flexion (Figure 4.32 a) et b)) puis de cisaillement (Figure 4.32 c) et suivantes) apparaissent. De plus, il est intéressant de noter que l’inclinaison de la principale fissure de cisaillement illustrée sur la Figure 4.32 e) est très prononcée.

Le patron de fissuration illustré sur ces deux Figures est très semblable à ce qui a été observé lors de l’essai au Laboratoire (Figure 3.30), notamment en ce qui attrait à la fissure de cisaillement au-dessus de la réparation en BFUP et à l’inclinaison importante de la principale fissure de cisaillement.

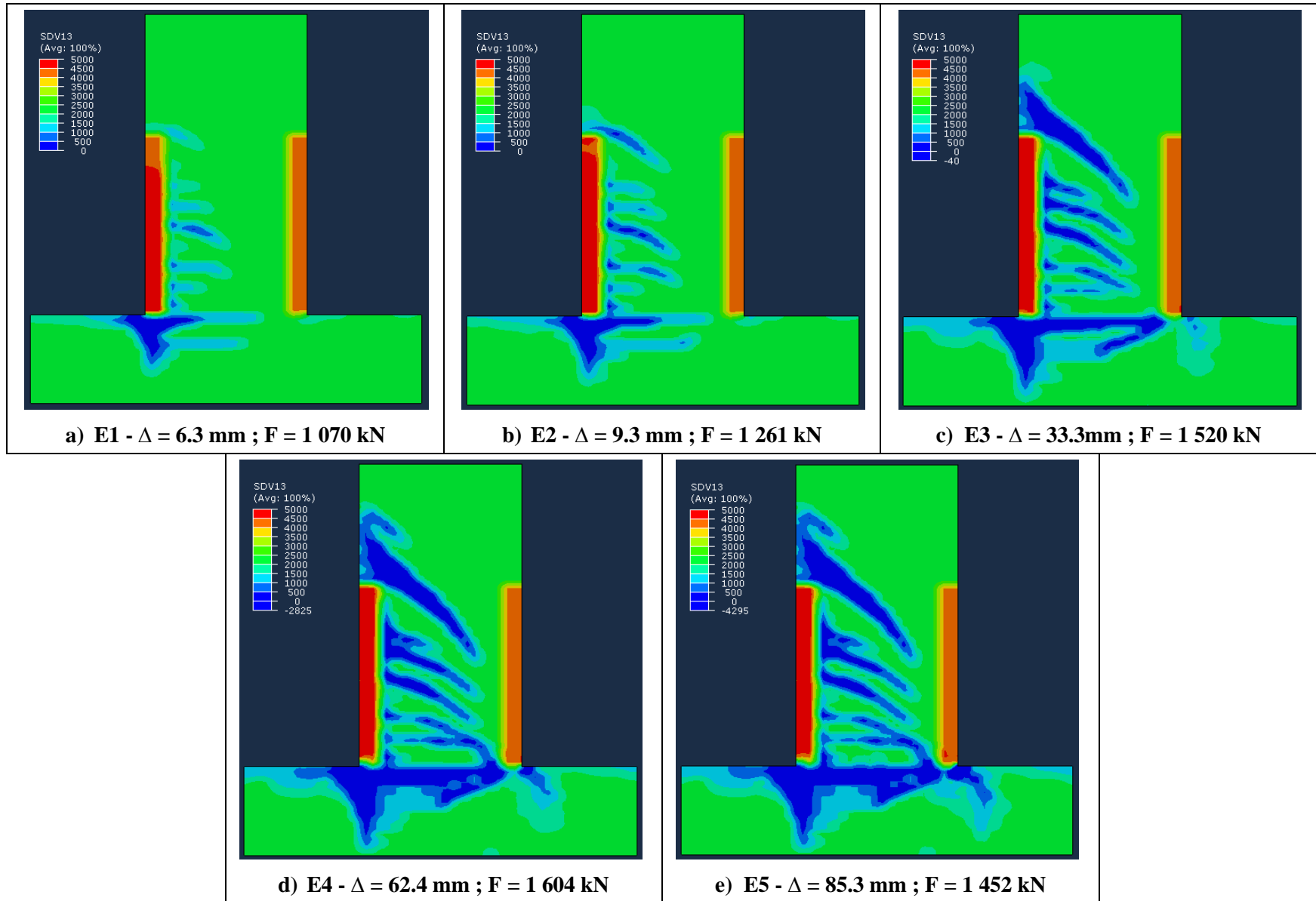


Figure 4.31 : Progression de la fissuration du béton ordinaire au cœur de la pile S8 modélisée sur ABAQUS/EPM3D

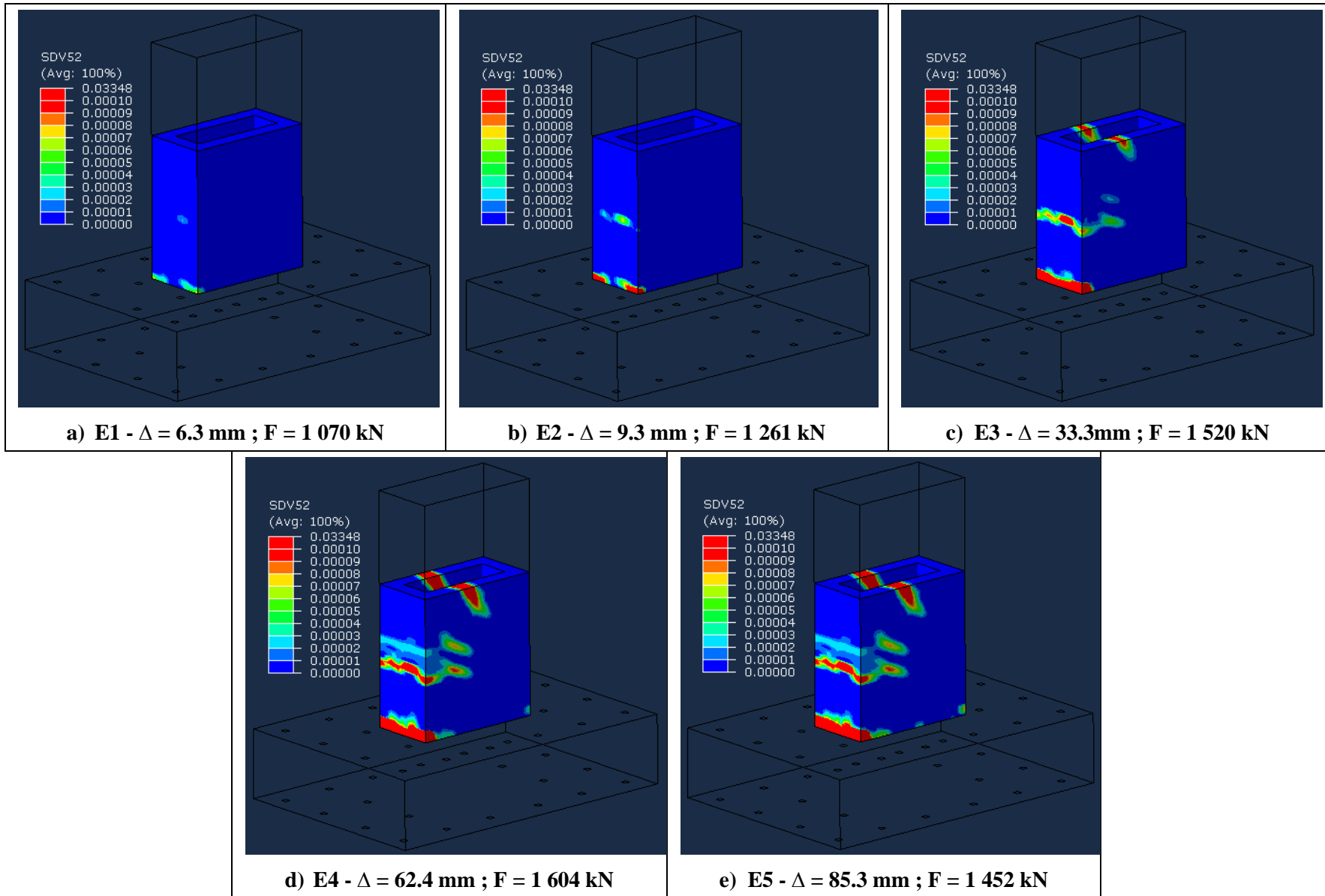
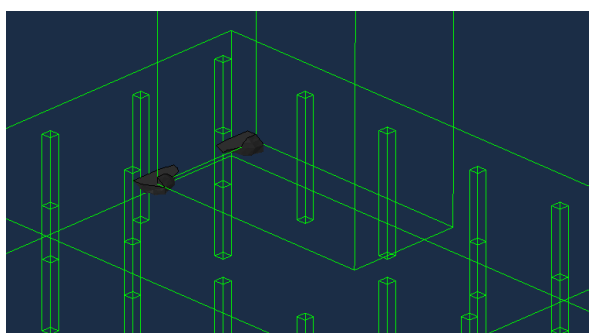
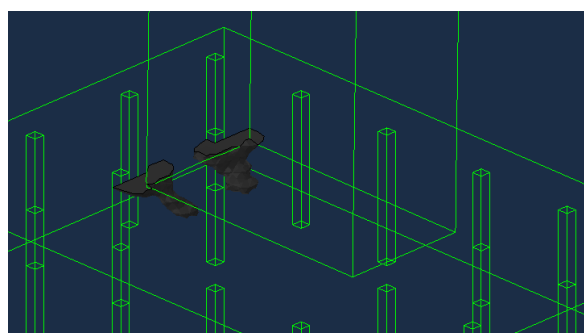


Figure 4.32 : Progression de la fissuration du BFUP en surface de la pile S8 modélisée sur ABAQUS/EPM3D

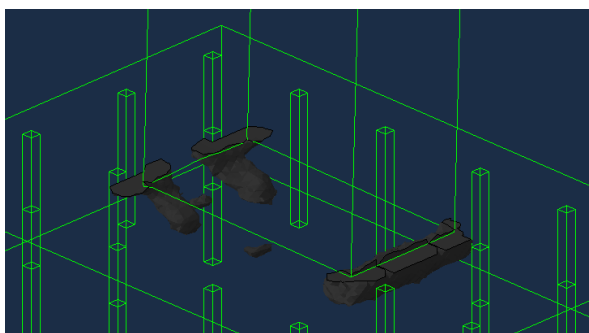
Un dernier phénomène d'endommagement est finalement illustré à la Figure 4.33. Sur cette Figure, la progression de l'écrasement du béton dans la semelle est présentée en fonction de différents niveaux de déplacements au sommet du spécimen. Cet écrasement se produit dans la semelle de part et d'autre de la colonne. Du côté Est de la colonne (à droite), l'écrasement du béton est causé par l'enfoncement du BFUP de la colonne dans la semelle lors du chargement. Du côté Ouest de la colonne (à gauche), l'écrasement est causé par le confinement du béton entre les armatures longitudinales fortement sollicitée en traction et les plaques d'ancrages reprenant une force de post-tension importante (environ 928 kN selon la Figure 4.30).



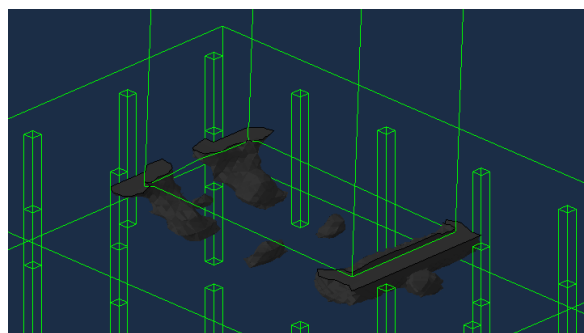
**a) E2 -  $\Delta$  = 9.3 mm ; F = 1 261 kN**



**b) E3 -  $\Delta$  = 33.3mm ; F = 1 520 kN**



**c) E4 -  $\Delta$  = 62.4 mm ; F = 1 604 kN**



**d) E5 -  $\Delta$  = 85.3 mm ; F = 1 452 kN**

**Figure 4.33 : Progression de l'écrasement du béton en compression de la pile S8**

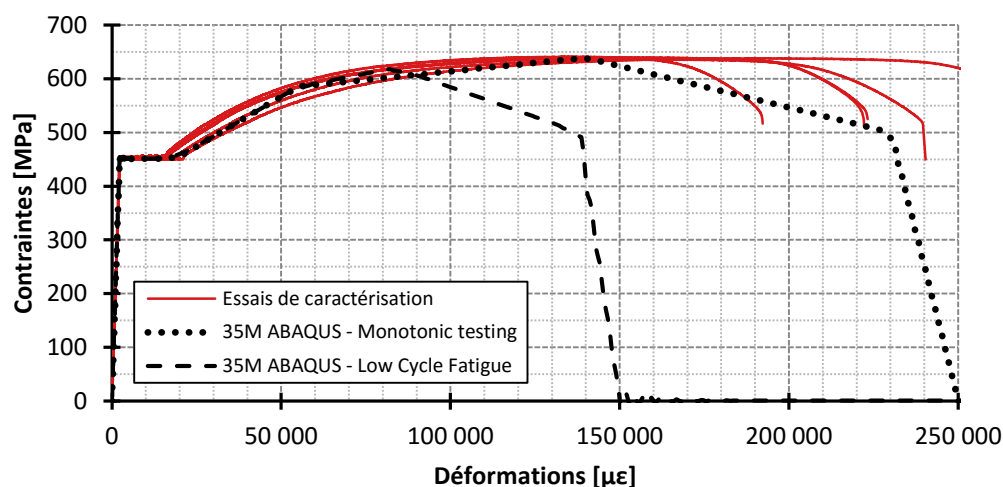
Pour conclure cette Section sur les résultats des analyses numériques de la pile S8, il est essentiel de revenir sur la différence entre le comportement post-pic de l'analyse numérique et celui de l'essai expérimental. Cette différence peut s'expliquer principalement par l'hypothèse de modélisation des aciers d'armature selon les propriétés obtenues d'essais de traction directe et cette problématique sera abordée à la Section 4.4.3.



### 4.4.3 Prise en compte du *Low Cycle Fatigue* dans l'analyse de la pile S8

Au cours des dernières années, divers travaux de recherche ont démontré que, lorsqu'une barre d'armature est soumise à une série de chargements cycliques entraînant des niveaux de déformations importants, la capacité ultime en déformations de cette barre devient considérablement inférieure à celle prédite par un essai monotonique de traction (*Monotonic Testing*). Ce phénomène, mieux connu sous le nom de *Low Cycle Fatigue* (*LCF*) est bien documenté dans la littérature, notamment par Mander, Panthaki, and Kasalanati (1994).

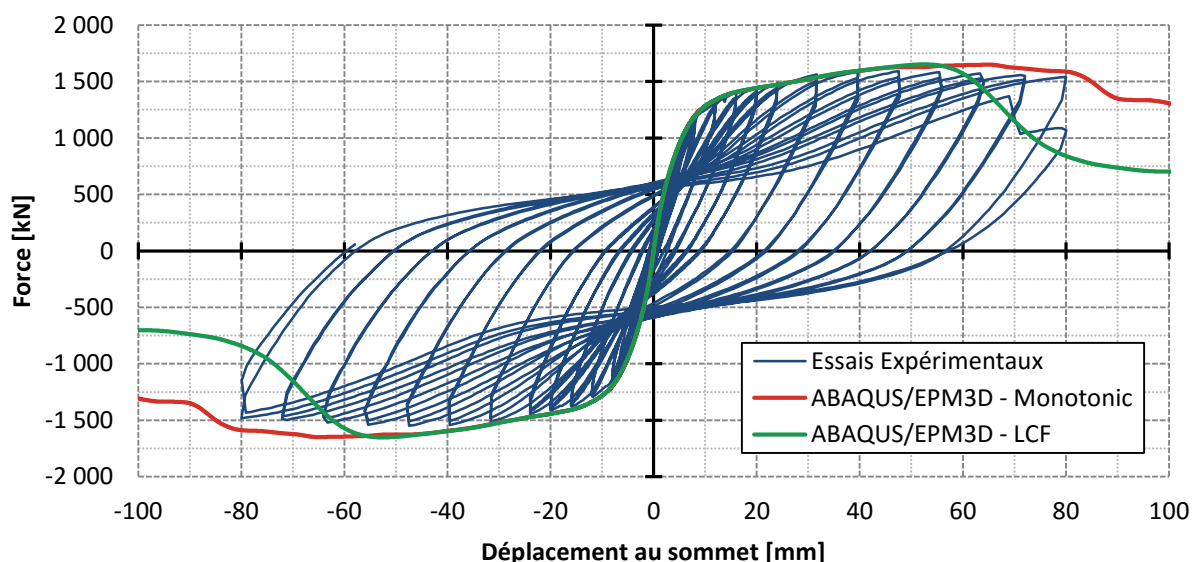
Or, les analyses numériques présentées précédemment aux Section 4.4.1 et 4.4.2 ont été réalisées à l'aide d'aciers modélisés selon les résultats obtenus suite à des essais monotoniques de traction (voir Tableau 4.1 et Figure 4.2). Pour pallier à cette problématique, Priestley, Calvi, and Kowalsky (2007) recommandent d'appliquer un facteur de correction de 0.6 à la déformation ultime et d'ajuster la contrainte ultime en fonction de cette nouvelle déformation ultime pour tenir compte du *LCF*. Cette démarche est également proposée par Dagenais (2014). Un facteur de correction de 0.6 a donc été appliqué aux valeurs des déformations ultimes et post-pic présentées au Tableau 4.1 et à la Figure 4.2 et la valeur de la contrainte ultime a été ajustée. Le nouveau comportement de l'acier ainsi modélisé est présenté à la Figure 4.34.



**Figure 4.34 : Comportement de l'acier d'armature 35M tenant compte du *Low Cycle Fatigue***

Le comportement global de la pile S8 modélisée avec des armatures longitudinales aux propriétés tenant compte du *LCF* est présenté à la Figure 4.35. Il est important de noter que les résultats

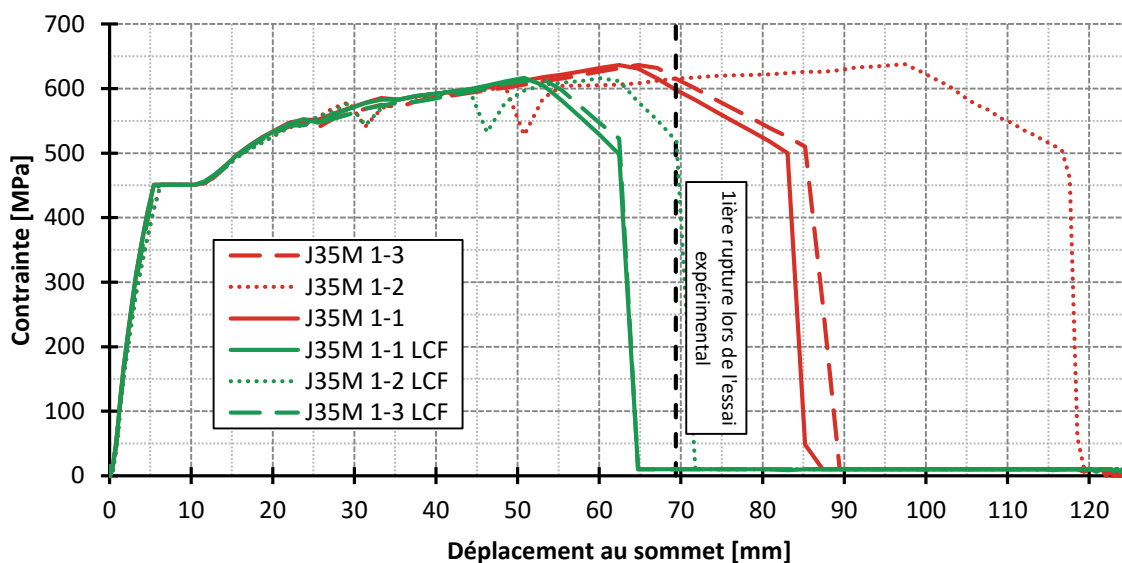
présentés sur cette Figure ont été filtrés, d'où les courbes lisses sur la Figure 4.35. Dans un premier temps, il est possible de constater que la pile modélisée en tenant compte du *LCF* présente un comportement moins ductile que celle modélisée initialement. Cela était prévisible en raison du comportement moins ductile de l'acier soumis au *LCF* (voir Figure 4.34). Il est également possible de constater que la rigidité de la pile modélisée en tenant compte du *LCF* chute drastiquement à un déplacement d'environ 60 mm, ce qui n'est pas très loin du comportement observé lors de l'essai au Laboratoire.



**Figure 4.35 : Comportement numérique Force/Déplacement de la pile S8 modélisé avec des armatures longitudinales aux propriétés en tenant compte du *Low Cycle Fatigue***

La soudaine chute de rigidité de la pile modélisée en tenant compte du *LCF* et mise de l'avant à la Figure 4.35 s'explique par le comportement des barres longitudinales présenté à la Figure 4.36. Sur cette Figure, il est possible de constater que la rupture des barres longitudinales de la pile S8 modélisée en tenant compte du *LCF* survient à un déplacement d'environ 65 mm. Sur cette Figure, il est également pertinent de remarquer que les 3 barres du lit le plus sollicité en traction de la pile S8 modélisé en tenant compte du *LCF* rompent à un niveau de déplacement similaire, ce qui n'est pas le cas de la pile S8 initialement modélisée. Cette rupture complète du lit est d'ailleurs à l'origine de la baisse de rigidité observée à un déplacement d'environ 60 à 65 mm sur la Figure 4.35. Cette rupture correspond relativement bien à ce qui a été observé lors de l'essai

expérimental, où la 1<sup>ière</sup> rupture d'une barre longitudinale est survenue à  $\Delta = 69.4$  mm, après l'atteinte d'un déplacement maximal de 80.4 mm.



**Figure 4.36 : Comparaison du niveau de contraintes à l'élément critique des barres longitudinales**

Face aux résultats présentés aux Figure 4.35 et Figure 4.36, il est d'abord possible de conclure que la modélisation de la pile S8 à l'aide des propriétés d'acier d'armature tenant compte du *LCF* par l'application d'un facteur de correction de 0.6 mène à une légère sous-estimation de sa ductilité. Or, il est également possible de conclure que la modélisation de la pile S8 à l'aide des propriétés d'acier d'armature sans *LCF* surestime la ductilité de la pile S8. Le comportement observé lors de l'essai expérimental se situe donc entre ces deux modélisations.

## CHAPITRE 5 DISCUSSION GÉNÉRALE

### 5.1 Apport du BFUP à la résistance à l'effort tranchant

Les résultats obtenus suite aux essais expérimentaux et aux analyses par éléments finis sont clairs : le BFUP joue un rôle considérable dans le mécanisme de reprise de l'effort tranchant et procure à la pile un gain de résistance important. La Section qui suit porte sur l'analyse du rôle du BFUP dans le mécanisme de résistance de la colonne à l'effort tranchant.

#### 5.1.1 Calcul de $V_u$ et de $M_u$ de la pile S7

Les indications quant au calcul de la résistance à l'effort tranchant selon les normes CAN/CSA A23.3-14 – Calcul des ouvrages en béton et CAN/CSA S6-14 – Code canadien sur le calcul des ponts routiers sont présentées en détail aux Section 2.2.1 et 2.2.2. Les résistances ultimes à l'effort tranchant ( $V_u$ ) et au moment fléchissant tenant compte de la plastification des différents lits d'armature ( $M_p$ ) ont donc été calculées selon ces indications et les résultats sont présentés au Tableau 5.1. Le détail des différents calculs est d'ailleurs présenté en Annexe (Figure A . 1 à Figure A . 5). À titre comparatif, les résultats expérimentaux et des analyses numériques sur ABAQUS sont présentés au Tableau 5.2.

**Tableau 5.1 : Valeurs de  $V_u$  et de  $M_p$  selon les différentes normes canadiennes**

	$V_u$		$M_p$	
	Méthode			
	Simplifiée	Générale		
CAN/CSA A23.3-14	1 208 kN	1 204 kN	$M_p$	2 812 kN·m
CAN/CSA S6-14	1 114 kN	1 167 kN	$V_u$ selon $M_p$	1 051 kN

**Tableau 5.2 :  $V_u$  et  $M_u$  de la pile S7 obtenues de l'essai expérimental et des analyses numériques**

	Essai expérimental	Analyses numériques
$V_u$	1 295 kN	1 372 kN
$M_u$	3 465 kN·m	3 669 kN·m

L'examen des Tableau 5.1 et Tableau 5.2 permet de constater que toutes les prédictions des normes CAN/CSA A23.3-14 et S6-14 sous-estiment légèrement la résistance ultime à l'effort tranchant de la pile S7. Cette légère différence s'explique principalement par le fait que les deux normes négligent l'effet goujon, un mécanisme de résistance à l'effort tranchant engendré par les armatures longitudinales. Or, dans le cadre de ce projet de recherche, des armatures longitudinales de calibre 35M ont été utilisées, ce qui engendre un effet goujon important.

Toujours selon les Tableau 5.1 et Tableau 5.2, il est possible de constater que de la résistance ultime au moment fléchissant est également sous-estimée par les normes CAN/CSA A23.3-14 et S6-14. Cette différence s'explique par différents facteurs tels que l'utilisation d'un bloc de compression pour représenter les efforts repris par le béton en compression, l'utilisation d'une déformation ultime en compression du béton  $\varepsilon_c = -0.0035$ , l'utilisation d'une contrainte  $f_y = 451$  MPa à la plastification des armatures longitudinales et au-delà, le fait de négliger la résistance en traction du béton, etc. Le détail complet du calcul est présenté en Annexe à la Figure A . 5.

### 5.1.2 Calcul de $V_u$ et de $M_u$ de la pile S8

Le calcul de  $V_u$  et de  $M_p$  de la pile S8 s'est fait de manière très semblable à ce qui a été présenté à la Section 5.1.1. Le détail derrière ces calculs est encore une fois présenté en Annexe (Figure A . 6 à Figure A . 8). Le calcul de  $V_u$  s'est fait en tenant compte de la contribution du béton ( $V_c$ ) et des étriers ( $V_s$ ) selon les recommandations des normes CAN/CSA A23.3-14 et S6-14 et de la contribution du BFUP ( $V_{Rd,f}$ ) selon les recommandations de l'AFGC. Le calcul de  $M_p$  s'est quant à lui fait en tenant compte de la contribution du BFUP en traction et de l'écrouissage des armatures longitudinales. La prise en compte de la contribution du BFUP en traction peut être remise en question par le fait qu'à des niveaux de déformations (ou d'ouverture de fissure) avancées, la capacité en traction du BFUP est nulle. Or, lors de l'essai expérimental, l'ouverture des fissures de flexion dans le BFUP est demeurée faible, d'où la décision de tenir compte de la contribution du BFUP en traction. Les résultats de ces calculs sont présentés au Tableau 5.3 et peuvent être comparés aux résultats de l'essai expérimental et des analyses numériques du Tableau 5.4.

**Tableau 5.3 : Valeurs de  $V_u$  et de  $M_p$  selon l'AFGC et les différentes normes canadiennes**

$V_u$		$M_p$	
	<b>Méthode simplifiée</b>		
<b>CAN/CSA A23.3-14</b>	3 549 kN	$M_p$	4 157 kN·m
<b>CAN/CSA S6-14</b>	2 864 kN	$V_u$ selon $M_p$	1 554 kN

**Tableau 5.4 :  $V_u$  et  $M_u$  de la pile S7 obtenues de l'essai expérimental et des analyses numériques**

	<b>Essai expérimental</b>	<b>Analyses numériques</b>
$V_u$	1 591 kN	1 650 kN
$M_u$	4 256 kN·m	4 413 kN·m

En comparant les Tableau 5.3 et Tableau 5.4, il est possible de constater que la prédiction de la résistance au moment fléchissant des normes CAN/CSA A23.3-14 et S6-14 est très proche des valeurs obtenues suite à l'essai expérimental et aux analyses par éléments finis. Ce résultat est notamment attribuable au fait que le calcul issu des normes a été adapté pour tenir compte de différents paramètres, comme la déformation ultime en compression du BFUP ( $\varepsilon_c = -0.005\ 23$ ), l'écroutissage des armatures ( $\sigma \geq f_y$  pour de grands niveaux de  $\varepsilon$ ) et la contribution du BFUP en traction. Le détail complet du calcul est présenté en Annexe à la Figure A . 8. Pour conclure sur le calcul de  $M_p$ , il est pertinent de mentionner que le mode de rupture de la pile selon les calculs présentés à la Figure A . 8 survient par l'écrasement du béton malgré l'atteinte de déformations importantes ( $\varepsilon \gg \varepsilon_y$ ) dans les armatures. Or, lors de l'essai expérimental, la ruine de la pile S8 a été caractérisée par la rupture des armatures longitudinales en traction.

Il est toutefois difficile de donner une appréciation des valeurs de  $V_u$  présentées au Tableau 5.3 car la pile S8 a cédé en flexion à un niveau de chargement considérablement inférieur aux valeurs de  $V_u$  calculées.

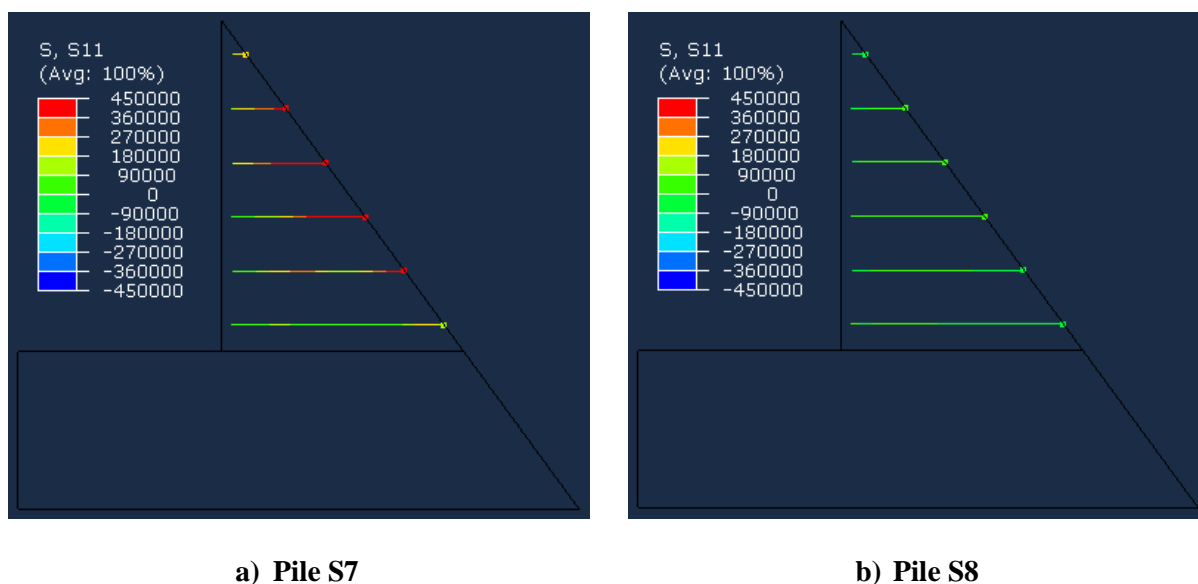
### 5.1.3 Comparaison de la sollicitation des étriers entre les piles S7 et S8

Lors des essais expérimentaux, il a été possible de constater que les étriers de la pile S7 ont été beaucoup plus sollicités que ceux de la pile S8. Cette observation a été tirée de l'analyse des

résultats obtenus par les jauges installées sur certains étriers des piles S7 et S8. Le tout est présenté en détail aux Sections 3.9.6.2 et 3.9.6.3 aux Figure 3.48 et Figure 3.52.

Lors des analyses par éléments finis, les mêmes conclusions ont pu être tirées. En effet, la comparaison entre les Figure 4.21 et Figure 4.28 permet de constater à quel point les étriers de la pile S7 sont plus sollicités que ceux de la pile S8.

À la lumière de ces observations, il a été jugé pertinent de faire ressortir les efforts repris par les étriers de la pile S7 le long du plan de fissuration principal à un niveau de chargement près de la rupture obtenue lors des analyses numériques sur ABAQUS. La Figure 5.1 a) illustre donc l'état de contraintes des étriers de la pile S7 à  $\Delta \approx 19$  mm et  $F \approx 1\,300$  kN. Ces efforts ont ensuite été comparés à ceux repris par les étriers de la pile S8 le long du même plan de fissuration lorsque  $F \approx 1\,300$  kN. L'état de contraintes des étriers de la pile S8 à  $\Delta \approx 10.6$  mm et  $F \approx 1\,300$  kN est donc présenté à la Figure 5.1 b).



**Figure 5.1 : Efforts repris par les étriers le long du plan de fissuration principal lorsque la force appliquée est de 1 300 kN**

En observant les résultats présentés à la Figure 5.1, il est possible de constater que les étriers sont beaucoup plus sollicités dans la pile S7. Pour quantifier cette sollicitation, les contraintes reprises par les étriers le long du plan de fissuration présenté à la Figure 5.1 ont été converties en forces. La somme de ces forces est mise en évidence au Tableau 5.5.

**Tableau 5.5 : Somme des forces reprises par les étriers ( $V_s$ ) à un chargement  $F \approx 1\,300$  kN**

	<b>Pile S7</b>	<b>Pile S8</b>
$V_s$	390.0 kN	9.4 kN

La première chose qui ressort à la lecture du Tableau 5.5 est que les étriers de la pile S8 ne reprennent à peu près aucune force. Cela s'explique principalement par le fait qu'à un chargement de  $F \approx 1\,300$  kN, le BFUP reprend encore pratiquement tout l'effort tranchant car il n'est pratiquement pas fissuré. L'examen de la Figure 4.28 permet d'ailleurs de constater que même à un niveau de chargement avancé ( $\Delta = 85.3$  mm ;  $F = 1\,452.4$  kN), les étriers compris dans le BFUP sont très peu sollicités. La deuxième chose qui attire l'attention au Tableau 5.5 est que la force de 390.0 kN reprise par les étriers de la pile S7 est très proche des valeurs de  $V_s$  prédites par les normes CAN/CSA A23.3-14 et S6-14 (voir les Figure A . 1 à Figure A . 4 en Annexe). Bref, à la lumière de ces résultats, il est possible de conclure que le BFUP a un impact considérable sur la résistance à l'effort tranchant de la pile en béton.

## 5.2 Longueur de la rotule plastique $L_p$ de la pile S8

Des notions de base concernant les rotules plastiques ont été présentées à la Section 2.4.2. Dans le cadre de ce projet de recherche, la longueur de la rotule plastique ( $L_p$ ) est définie comme étant la longueur sur laquelle les armatures longitudinales plastifient. La section qui suit tentera donc de déterminer la longueur  $L_p$  qui s'est formées dans la pile S8. Pour ce faire, les données expérimentales et numériques seront analysées et comparées aux différentes théories présentées à la Section 2.4.2. Comme introduction à ces démarches, une schématisation de  $L_p$  est illustrée à la Figure 5.2. Sur cette Figure, il est possible de constater que  $L_p$  est partagée entre la semelle ( $L_{ps}$ ) et la colonne ( $L_{pc}$ ).



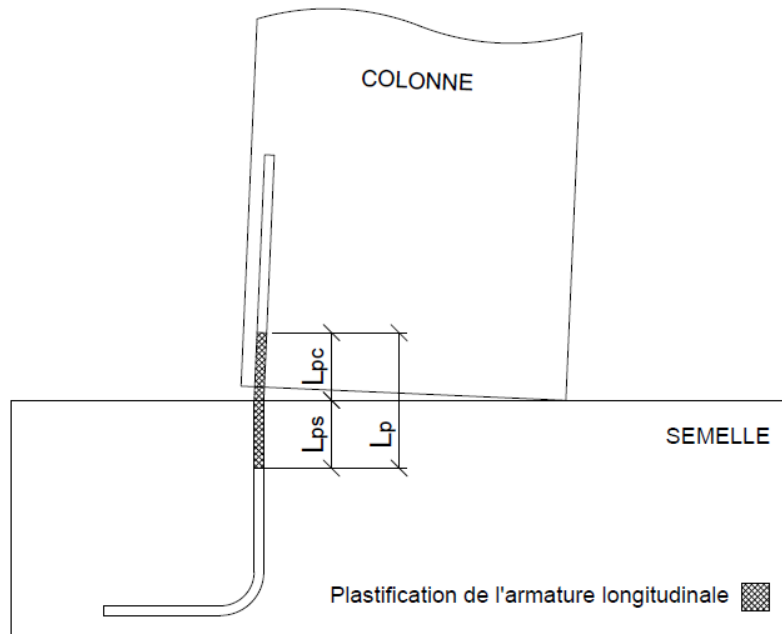


Figure 5.2 : Définition des paramètres servant au calcul de  $L_p$  (adapté de Garneau (2015))

### 5.2.1 Longueur $L_p$ expérimentale de la pile S8 selon Dagenais (2014)

Lors d'un essai expérimental parfait, l'instrumentation mise en place sur la pile permet de calculer directement la longueur  $L_p$ . Or, cette instrumentation s'endommage presque toujours au cours de l'essai, ce qui rend le calcul de la longueur  $L_p$  plus complexe. L'essai sur la pile S8 n'a pas fait exception à cette règle, si bien que les données expérimentales nécessaires au calcul de la longueur  $L_p$  n'ont pu être obtenues directement de l'instrumentation en raison de son endommagement lors de l'essai. Pour pallier à cette problématique, Dagenais (2014) propose une méthode qui mélange les résultats expérimentaux et les résultats numériques pour déterminer la longueur  $L_p$  développée lors d'un essai expérimental. Cette méthodologie a donc été appliquée au cas de la pile S8 pour calculer la longueur  $L_p$  et le tout est présenté dans la Sous-Section qui suit.

Le calcul de  $L_p$  proposé par Dagenais (2014) repose essentiellement sur l'équation suivante (Priestley et al. (2007)), qui relie  $L_p$  à différents paramètres présentés à la Figure 5.3 :

$$\frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{M_u}{M_y} + 3 \cdot \left( \frac{\phi_u}{\phi_y} - 1 \right) \cdot \frac{L_p}{L} \quad \text{Eq. 5.1}$$

où  $\Delta_u$  : Déplacement maximal atteint lors de l'essai, obtenu de l'équation Eq. 5.2

$\Delta_y$  : Déplacement théorique à la plastification selon l'hypothèse élasto-plastique

$M_u$  : Moment maximal atteint lors de l'essai

$M_y$  : Moment réel à la plastification des armatures

$\phi_u$  : Courbure ultime de la rotule plastique à  $M_u$

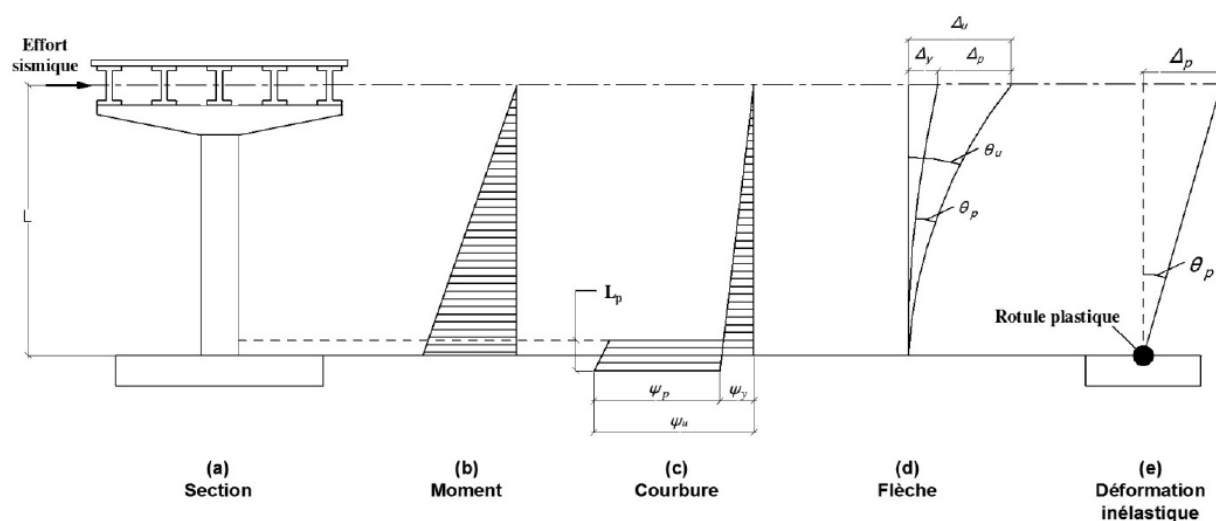
$\phi_y$  : Courbure élastique de la rotule plastique à  $M_y$

$L_p$  : Longueur totale de la rotule plastique ( $L_p = L_{ps} + L_{pc}$  (Figure 5.2))

$L$  : Longueur de la section jusqu'au point d'inflexion

$$\Delta_y = \frac{M_u}{M_y} \cdot \Delta_y' \quad \text{Eq. 5.2}$$

où  $\Delta_y'$  : Déplacement réel à la plastification des armatures



**Figure 5.3 : Schématisation de la rotule plastique d'une pile réhabilitée par un chemisage en BFUP (tiré de Dagenais (2014))**

Le calcul de la longueur  $L_p$  tel que présenté aux équations Eq. 5.1 et Eq. 5.2 commence par la formulation de l'hypothèse que le comportement expérimental de la pile S8 est élasto-plastique. Cette hypothèse conduit au comportement présenté à la Figure 5.4 et illustre la nuance entre  $\Delta_y$  et  $\Delta_y'$  des équations Eq. 5.1 et Eq. 5.2. De plus, les valeurs associées aux variables clés définies à la Figure 5.4 sont présentées au Tableau 5.6 pour les valeurs en moment positif et négatif.

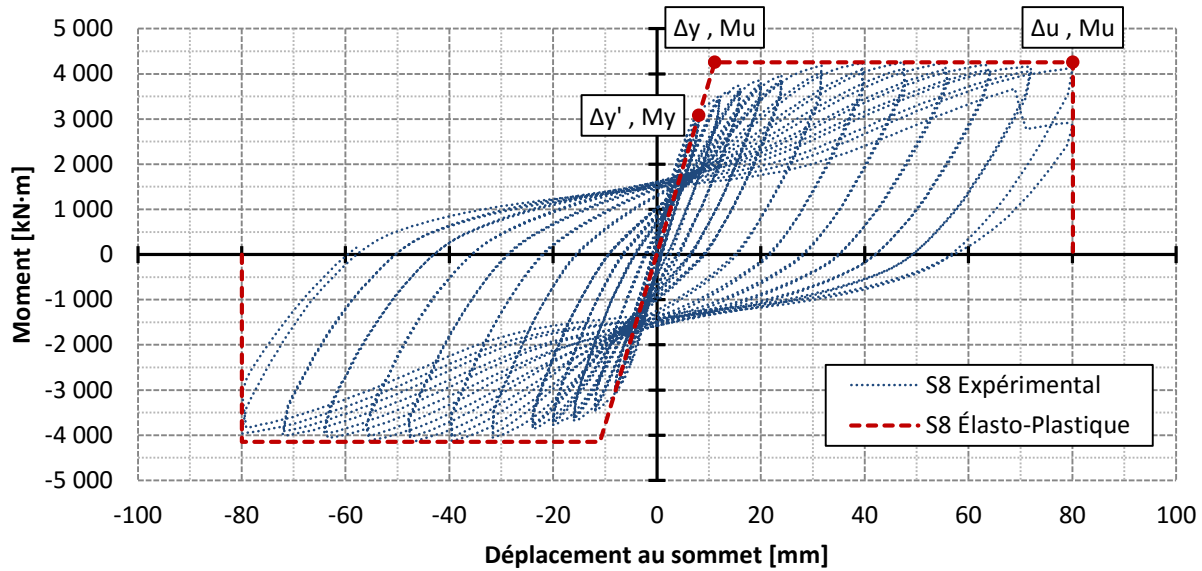


Figure 5.4 : Comportement élasto-plastique de la pile S8

Tableau 5.6 : Données expérimentales de la pile S8 nécessaires au calcul de  $L_p$

	$M_y$	$\Delta y'$	$M_u^+$	$\Delta u^+$	$M_u^-$	$\Delta u^-$
	[kN·m]	[mm]	[kN·m]	[mm]	[kN·m]	[mm]
<b>S8</b>	3 079	8.0	4 256	11.1	- 4 145	-11.0

Dans un second temps, la courbure de la rotule plastique à  $M_y$  ( $\phi_y$ ) se calcule selon les recommandations de la FHWA (2006). En considérant les valeurs de  $\varepsilon_y = 2\,257\ \mu\epsilon$  (Tableau 3.7) et de  $D = 1.0\text{m}$  (Figure 3.2), ce se traduit par :

$$\phi_y = \frac{2 \cdot \varepsilon_y}{D} = 0.004\,514\ 1/m \quad \text{Eq. 5.3}$$

où  $\varepsilon_y$  : Déformation à la plastification de l'acier d'armature

$D$  : Bras de levier entre le 1<sup>er</sup> rang d'armature en traction et la fibre extrême de béton comprimé

Dans un troisième temps, l'équation Eq. 5.1 a été réarrangée pour permettre le calcul de la rotation plastique  $\theta_p$  en considérant que la courbure ultime à  $M_u$  ( $\phi_u$ ) est égale à la somme de la courbure élastique à  $M_y$  ( $\phi_y$ ) et de la courbure plastique à  $M_u$  ( $\phi_p$ ), et que la courbure plastique à  $M_u$  ( $\phi_p$ ) est égale à la rotation plastique  $\theta_p$  sur la longueur  $L_p$  :

$$\phi_u = \phi_y + \phi_p = \phi_y + \frac{\theta_p}{L_p} \quad \text{Eq. 5.4}$$

où  $\phi_p$  : Courbure plastique de la rotule plastique à  $M_u$

$\theta_p$  : Rotation plastique associée à la courbure plastique

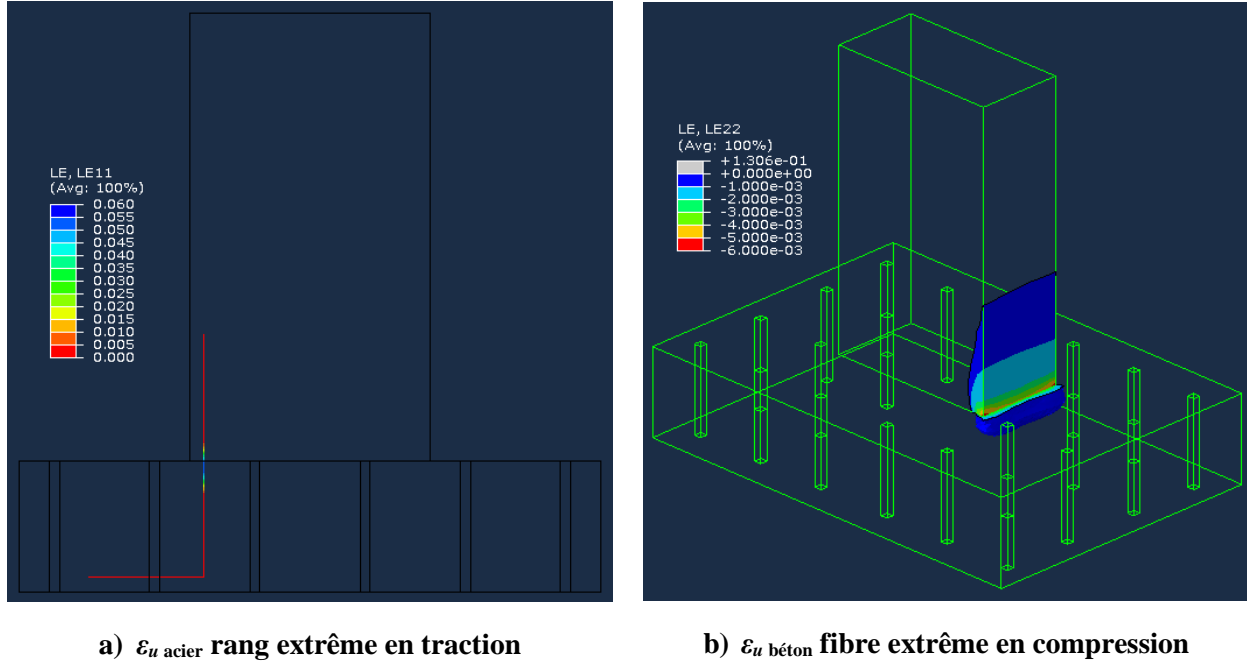
$$\theta_p = \frac{1}{3} \cdot \left( \frac{\Delta_u}{\Delta_y} - \frac{M_u}{M_y} \right) \cdot L \cdot \phi_y \quad \text{Eq. 5.5}$$

Dans un quatrième temps, la valeur de la courbure  $\phi_u$  a été obtenue grâce aux résultats des analyses numériques sur ABAQUS. En posant l'hypothèse que les sections planes restent planes (hypothèse de Bernoulli, zones B), la courbure  $\phi_u$  s'obtient par l'équation Eq. 5.6. Les valeurs de  $\varepsilon_{u \text{ acier}} = 0.059 \text{ 291 m/m}$  et de  $\varepsilon_{u \text{ béton}} = -0.004 \text{ 644 m/m}$  de l'équation Eq. 5.6 ont été obtenues des résultats des analyses numériques sur ABAQUS (Figure 5.5).

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{u \text{ acier}} - \varepsilon_{u \text{ béton}}}{D} \quad \text{Eq. 5.6}$$

où  $\varepsilon_{u \text{ acier}}$  : Déformation de l'armature à  $M_u$  (positive en traction)

$\varepsilon_{u \text{ béton}}$  : Déformation de la fibre extrême de béton à  $M_u$  (négative en compression)



**Figure 5.5 :  $\varepsilon_{u \text{ acier}}$  et  $\varepsilon_{u \text{ béton}}$  obtenues des résultats des analyses numériques sur ABAQUS**

Finalement, la longueur  $L_p$  a été obtenue grâce à l'équation Eq. 5.7 et les résultats sont présentés au Tableau 5.7.

$$\phi_p = \phi_u - \phi_y \quad \text{et} \quad L_p = \frac{\theta_p}{\phi_p} \quad \text{Eq. 5.7}$$

**Tableau 5.7 : Longueur de la rotule plastique  $L_p$  calculée selon Dagenais (2014)**

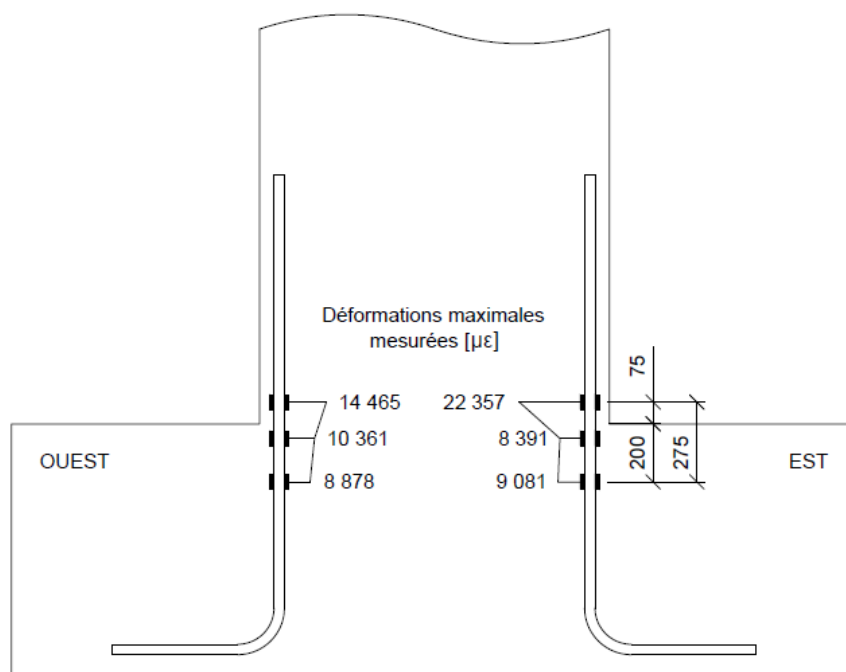
	$L_p^+$	$L_p^-$	$L_{p \text{ moy}}$
	[mm]	[mm]	[mm]
<b>S8</b>	394.2	400.4	397.3

Cette méthodologie présentée précédemment a mené Dagenais (2014) à proposer l'utilisation de l'équation Eq. 2.24 plutôt que Eq. 2.26. En considérant une valeur de  $f_y = 451 \text{ MPa}$ , obtenue des essais de caractérisation au Laboratoire (Tableau 3.5), la longueur  $L_p$  prédite par cette équation devrait être de 354.2 mm, ce qui est très près de la valeur de 397.3 mm présentée au Tableau 5.7.

$$\begin{aligned}
 L_p &= 0.022 \cdot f_y \cdot d_b & \text{Eq. 5.8} \\
 &= 0.022 \cdot 451 \text{ MPa} \cdot 35.7 \text{ mm} \\
 &= 354.2 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

### 5.2.2 Longueur $L_p$ obtenue de l'instrumentation lors de l'essai expérimental

Lors de l'essai expérimental sur la pile S8, les 4 barres longitudinales de coin ont chacune été instrumentées de 3 paires de jauges. Le tout est présenté en détail à la Figure 3.18 de la Section 3.7.1. À la Figure 5.6, les déformations maximales atteintes au cours de l'essai par les différentes paires de jauges Est et Ouest sont mises en évidence (voir également la Figure 3.50).

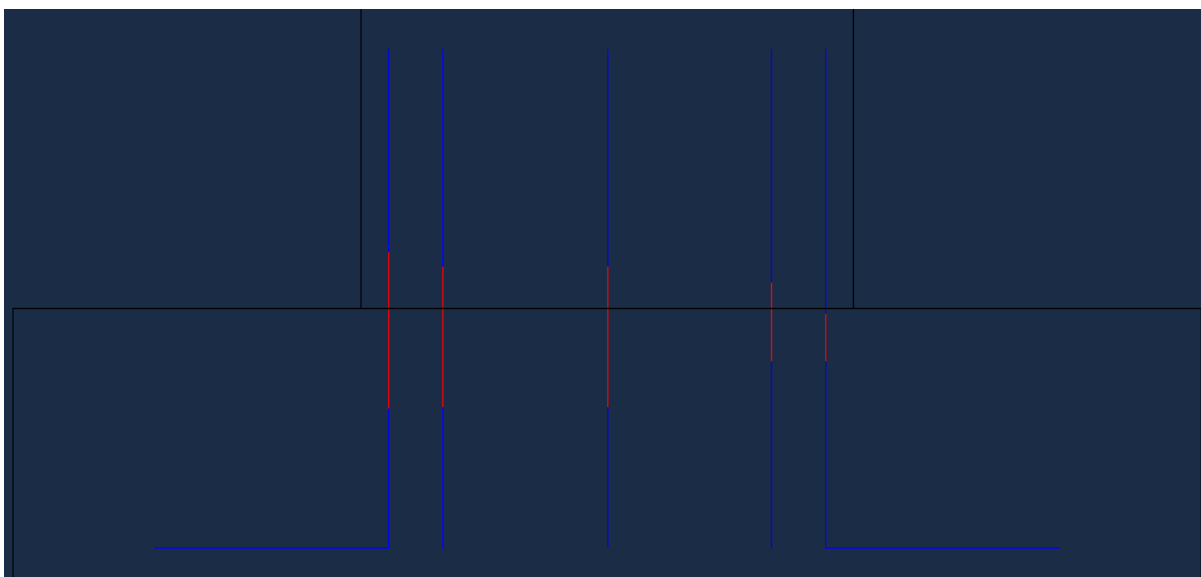


**Figure 5.6 : Déformations maximales mesurées par les paires de jauges Est et Ouest de la pile S8**

Sur la Figure 5.6, il est possible de constater que les jauges mesurent des déformations largement supérieures à la déformation initiant la plastification ( $2\,257\ \mu\epsilon$ ). Il est donc possible de conclure que la rotule plastique s'étend sur au moins 275 mm. La lecture de ces résultats ne permet cependant pas d'obtenir une meilleure estimation de la longueur  $L_p$ .

### 5.2.3 Longueur $L_p$ obtenue lors des analyses par éléments finis

Les résultats des analyses par éléments finis de la pile S8 présentés en détail à la Section 4.4.2 ont démontré que les armatures longitudinales plastifiaient sur une certaine longueur à l'interface semelle/colonne. Cette affirmation, initialement observée sur la Figure 4.28, a été mise en évidence à la Figure 5.7. Sur cette Figure, les sections d'armature rouges sont celles où la plastification a été atteinte.

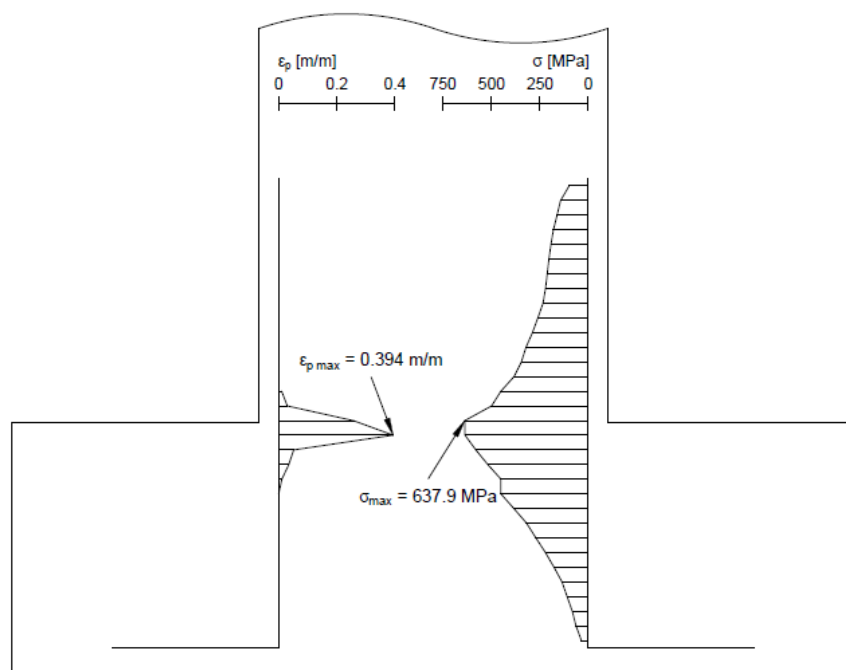


$L_{ps}$	$L_{pc}$	$L_p$
322.0 mm	183.2 mm	505.2 mm

**Figure 5.7 : Longueur de la rotule plastique ( $L_p$ ) de la pile S8 à l'interface semelle/colonne**

À la lumière des résultats présentés à la Figure 5.7, il est possible de conclure que la rotule plastique se situe majoritairement dans la semelle. En effet,  $L_{ps} = 1.76 L_{pc}$ . De plus, la longueur totale de la rotule plastique  $L_p$  est près des valeurs de 397.3 mm et de 462.8 mm présentées à la Section 5.2.1.

Les résultats présentés à la Figure 5.7 ne permettent toutefois pas d'apprécier l'ampleur des déformations plastiques des barres d'armature. Ces données ont donc été retravaillées pour mettre en évidence le niveau de déformations plastiques atteint à différentes hauteurs sur les armatures longitudinales. Le tout est présenté à la Figure 5.8.



**Figure 5.8 : Niveau de déformations plastiques et de contraintes à différentes hauteurs sur les armatures longitudinales de la pile S8**



## CHAPITRE 6 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

### 6.1 Rappel des objectifs

Ce projet de maîtrise est venu s'ajouter à plusieurs autres travaux de recherche qui avaient comme objectif ultime de mettre au point une méthode de réhabilitation sismique des piles de pont fortement rectangulaires par chemisage en BFUP. Les objectifs précis de ce projet étaient d'étudier l'influence du BFUP sur la résistance à l'effort tranchant et sur le comportement global des piles de pont, d'étudier le comportement structural d'une pile de référence non-renforcée avec un détail d'armature transversale critique sous chargement cyclique, d'étudier la formation de la rotule plastique à la base de la colonne de la pile réhabilitée, d'adapter le protocole expérimental au nouveau système de chargement multiaxial du Laboratoire et de réaliser des analyses par éléments finis reproduisant le comportement expérimental des piles sur Abaqus en utilisant le module *Explicit* et le modèle constitutif EPM3D.

Pour atteindre ces objectifs, le projet de recherche a été divisé en deux phases distinctes : une phase expérimentale et une phase numérique. Dans un premier temps, deux piles de pont ont été conçues, construites et testées au Laboratoire. La pile S7 se voulait la pile de référence non-renforcée. Elle était donc entièrement composée de béton ordinaire, avait un détail d'armature transversale critique et ne comportait pas de joint de chevauchement. La pile S8 servait quant à elle à mettre en valeur l'apport du BFUP sur la résistance à l'effort tranchant et sur le comportement global de la pile. Elle était donc composée d'un cœur en béton ordinaire confiné par un chemisage en BFUP et avait le même détail d'armature transversale que la pile S7. Pour accentuer l'influence du BFUP, les armatures longitudinales de la pile S8 étaient chevauchées sur une longueur de  $24 \cdot d_b$  (840 mm) au-dessus de la semelle. En parallèle, des analyses par éléments finis ont été effectuées sur Abaqus/*Explicit* avec EPM3D.

### 6.2 Conclusions du projet de recherche

Les principales conclusions de ce projet de recherche ont été divisées en 4 grands thèmes : les modes de rupture des piles S7 et S8, l'apport du BFUP à la résistance à l'effort tranchant, la formation de la rotule plastique et l'impact de la réparation en BFUP sur la performance sur du joint de chevauchement.

### 6.2.1 Les modes de rupture des piles S7 et S8

Conclusions tirées des essais expérimentaux :

- Lors de l'essai sur la pile S7, les étriers ont plastifié, des fissures de cisaillement sont apparues, se sont propagées et se sont ouvertes, le béton à l'interface semelle/colonne a éclaté en compression, les armatures longitudinales ont plastifié à la toute fin de l'essai et la pile a présenté une faible ductilité. Ces observations ont mené à la conclusion que la rupture de la pile S7 fait intervenir le cisaillement et l'éclatement du béton en compression. Il est pertinent de mentionner que si la pile S7 avait en plus eu des armatures longitudinales chevauchées à la base de la colonne, la performance de la pile S7 aurait été encore moins bonne.
- Lors de l'essai sur la pile S8, l'endommagement global de la réparation en BFUP (fissuration, éclatement, etc.) n'était pas très important. Une rotule plastique s'est développée à l'interface semelle/colonne, soit en partie dans la semelle et en partie dans la colonne, donnant ainsi lieu à une ductilité en déplacement très importante. La ruine de la pile S8 est survenue suite à la rupture en traction de certaines armatures longitudinales de coin. Ces observations ont mené à la conclusion que la rupture de la pile S8 est survenue en flexion.
- Les déplacements maximaux atteints lors des essais expérimentaux étaient de  $\Delta_{max\ S7} = 40.0\text{ mm}$  et de  $\Delta_{max\ S8} = 80.1\text{ mm}$ .
- Au cours des essais, la pile S7 a dissipé 356.1 kN·m et la pile S8 a dissipé 1 830.1 kN·m.

Conclusions tirées des analyses numériques :

- L'analyse numérique de la pile S7 a révélé que l'endommagement ayant causé la rupture est composé de la plastification des étriers, de la plastification des armatures longitudinales ainsi que de l'écrasement généralisé du béton en compression. Ces observations sont venues corroborer l'essai expérimental et ont permis de conclure que le mode de rupture de la pile S7 fait intervenir le cisaillement et l'éclatement du béton en compression et est de nature fragile.
- L'analyse numérique de la pile S8 a révélé que l'endommagement ayant causé la rupture est composé de la plastification des armatures longitudinales, de la progression de la rotule plastique dans la semelle et dans la colonne et finalement de la rupture des armatures longitudinales de coin. Encore une fois, ces observations sont venues corroborer l'essai expérimental et ont permis de conclure que le mode de rupture de la pile S8 est ductile en flexion.

La principale conclusion à tirer de ce projet de recherche est que les modes de rupture des piles S7 et S8 sont complètement différents. À la lumière des essais expérimentaux et des essais numériques réalisés, il est possible d'affirmer que le BFUP a permis à une pile au mode de rupture fragile en cisaillement/compression (pile S7) de développer un mode de rupture ductile en flexion capable de dissiper une quantité significative d'énergie (pile S8). Ce changement drastique de comportement permet donc d'appliquer la philosophie de dimensionnement ductile à la pile S7 réhabilitée avec du BFUP.

### 6.2.2 L'apport du BFUP à la résistance à l'effort tranchant $V_r$

Conclusions tirées des essais expérimentaux :

- Les forces maximales atteintes lors des essais expérimentaux étaient de  $F_{max\ S7} = 1\ 295.7$  kN et de  $F_{max\ S8} = 1\ 592.3$  kN, ce qui représente un gain de 296.7 kN. Or, comme le cisaillement n'intervient pas dans le mode de rupture de la pile S8, l'apport réel du BFUP à  $V_r$  est supérieur au gain de 296.7 kN observé lors des essais expérimentaux.
- Les déformations en cisaillement mesurées sur la pile S7 varient entre  $\pm 0.01$  m/m tandis que celles mesurées sur la pile S8 varient entre  $\pm 0.0015$  m/m. Il est donc possible de conclure que la rigidité de la pile S8 est considérablement plus grande que celle de la pile S7.
- Les déformations mesurées dans les étriers de la pile S7 atteignent près de 20 000  $\mu\epsilon$ , tandis que celles mesurées dans les étriers de la pile S8 atteignent moins de 3 000  $\mu\epsilon$ . Cette différence de sollicitation entre les étriers de la pile S7 et ceux de la pile S8 s'explique par la présence du BFUP et le rôle que ce matériau joue dans le mécanisme de reprise de l'effort tranchant.

Conclusions tirées des analyses numériques :

- Les forces maximales atteintes lors des essais expérimentaux étaient de  $F_{max\ S7} = 1\ 371.6$  kN et de  $F_{max\ S8} = 1\ 649.7$  kN, ce qui représente un gain de 278.1 kN. Or, comme lors de l'essai expérimental, le mode de rupture numérique de la pile S8 ne fait pas intervenir le cisaillement. L'augmentation de la résistance  $V_r$  procurée par le BFUP est donc supérieure à 278.1 kN.
- Les étriers de la pile S8 sont considérablement moins sollicités que ceux de la pile S7. Cela témoigne donc de l'importance du rôle du BFUP dans le mécanisme de résistance à l'effort tranchant.

Une autre conclusion importante à tirer de ce projet de recherche est que le BFUP joue un rôle très important dans le mécanisme de résistance à l'effort tranchant. Cette affirmation est soutenue par le gain de résistance observé entre les piles S7 et S8 et par la différence de sollicitation entre les étriers des deux piles.

### 6.2.3 Formation de la rotule plastique à la base de la pile S8

Conclusions tirées des essais expérimentaux :

- La rotule plastique s'est propagée de part et d'autre de l'interface semelle/colonne.
- La longueur de la rotule plastique de la pile S8 est de  $L_p = 397.3$  mm, ce qui correspond relativement bien à la prédiction de 354.2 mm de l'équation Eq. 2.24.
- Des déformations inélastiques importantes ont été mesurées dans les armatures longitudinales à une hauteur de 75 mm dans la colonne et une profondeur de 200 mm dans la semelle.
- La pile S8 a dissipé une quantité important d'énergie (1 830.1 kN·m) avant l'atteinte de la rupture des barres longitudinales en traction.
- Deux barres longitudinales de coin (une côté Est, l'autre côté Ouest) ont cédé en traction dans la colonne, au-dessus de l'interface semelle/colonne.

Conclusions tirées des analyses numériques :

- La rotule plastique s'est aussi propagée de part et d'autre de l'interface semelle/colonne.
- La rotule plastique s'est développée sur une longueur de 505.2 mm, soit 183.2 mm dans la colonne et 322.0 mm dans la semelle.
- Les déformations inélastiques les plus importantes ont été mesurées dans le premier élément d'armature situé complètement dans la semelle, au-dessous de l'interface semelle/colonne.

Les conclusions énumérées ci-dessus jumelées à celles tirées à la Section 6.2.1 permettent de dire qu'une rotule plastique s'est bel et bien formée à l'interface semelle/colonne de la pile S8. C'est donc dire que la réparation en BFUP permet la formation d'une rotule plastique dans une pile qui n'avait initialement pas les capacités de développer des déformations inélastiques importantes.

### 6.2.4 Impact de la réparation en BFUP sur la performance du joint de chevauchement de la pile S8

Conclusions tirées des essais expérimentaux :

- L'essai expérimental sur la pile S8 a démontré que la rigidité de la pile ne s'est pas dégradée de manière soudaine. De plus, lors de cet essai, des barres longitudinales de coin ont cédé en traction. Ces observations permettent d'affirmer que l'intégrité du joint de chevauchement a été préservée tout au long de l'essai et qu'il n'y a donc pas eu de glissement entre les barres longitudinales.

Conclusions tirées des analyses numériques :

- Les analyses numériques ne permettent pas d'évaluer le glissement des barres longitudinales dans le joint de chevauchement en raison des hypothèses de modélisation utilisées.

### 6.3 Recommandations relatives à la méthode de réhabilitation

Les recommandations qui suivent englobent et ajoutent aux travaux effectués par Vachon (2004), Boucher-Proulx (2008), Dagenais (2014) et Garneau (2015). Elles portent sur l'application de la méthode de réhabilitation sismique des piles de pont rectangulaires par chemisage en BFUP.

- S'il y a présence d'un joint de chevauchement dans une zone susceptible à la formation d'une rotule plastique, les armatures longitudinales doivent être chevauchées sur une longueur d'au moins 24 fois leur diamètre ( $24 \cdot d_b$ ) pour que la méthode de réhabilitation sismique par chemisage en BFUP soit efficace.
- Le béton ordinaire recouvrant les armatures longitudinales doit être retiré jusqu'à une profondeur équivalente à une fois le diamètre des barres longitudinales ( $1 \cdot d_b$ ). Ce béton doit être retiré sur au moins la longueur du joint de chevauchement. Si la colonne a besoin d'un apport de résistance  $V_r$ , la réparation peut être prolongée au-dessus du joint de chevauchement.
- Il est recommandé d'effectuer la réhabilitation sur les 4 faces de la colonne.
- Il n'est pas nécessaire de venir ajouter des étriers pour augmenter la résistance  $V_r$  de la colonne. Or, comme la colonne est dégarnie et qu'il est relativement facile et peu coûteux de le faire, le choix final d'ajouter ou non des étriers revient au propriétaire de l'ouvrage.
- Finalement, un BFUP aux propriétés mécaniques semblables au *UP-F3 POLY* commercialisé par Matériaux King doit être mis en place en privilégiant un écoulement gravitaire sans chute. Une orientation aléatoire des fibres convient à la méthode de réhabilitation.

## 6.4 Poursuite de la recherche

La réalisation de ce projet de recherche a soulevé des questionnements qui mériteraient d'être étudiés plus en profondeur. De plus, certaines limitations ont été posées quant aux conclusions qui ont pu être tirées des travaux réalisés. Il serait donc pertinent d'approfondir les sujets de recherche suivants :

- Un projet de recherche pourrait être lancé pour déterminer exclusivement l'apport d'un chemisage en BFUP sur la résistance à l'effort tranchant d'une pile en béton armé. Dans le cadre de ce projet, il a été possible d'établir que le BFUP procurait à la colonne une résistance accrue à  $V_r$ . Or, le fait que la rupture de la pile S8 soit survenue en flexion fait en sorte que le plein apport du BFUP à  $V_r$  n'a pu être observé, d'où la pertinence de travaux approfondis sur la question.
- Des travaux de recherche portant sur la création de la rotule plastique pourraient être lancés pour déterminer la longueur totale de la rotule plastique ainsi que sa répartition entre la colonne et la semelle. Quasiment aucun projet de recherche ne porte sur la pénétration de la rotule plastique dans la semelle de piles fortement rectangulaires. Les résultats de tels travaux permettraient donc de mieux comprendre les phénomènes à survenir dans la semelle et de déterminer si la capacité de la semelle est suffisante suite à la réparation. De plus, les résultats pourraient servir à la calibration de modèles numériques ainsi qu'à vérifier la justesse des équations disponibles dans la littérature.
- Du point de vue numérique, des analyses poussées modélisant les armatures du joint de chevauchement par des éléments solides pourraient être effectuées. Cela permettrait d'étudier numériquement le comportement réel du joint de chevauchement. De plus, le modèle constitutif EPM3D devrait être retravaillé pour mieux modéliser le comportement du BFUP en compression.
- La pile S7, endommagée suite à l'essai cyclique réalisé au Laboratoire, pourrait être réhabilitée à l'aide d'un chemisage en BFUP pour étudier l'applicabilité de la méthode de réparation sur une pile préalablement endommagée.

## BIBLIOGRAPHIE

- ABAQUS. (2005). *ABAQUS/Explicit: Advanced Topics*. Providence, RI: SIMULIA, Dassault Systèmes.
- AFGC. (2013). *Bétons fibrés à ultra-hautes performances - Recommandations*. Paris, France: Association Française de Génie Civil.
- Aubrée, N. (2014). *Caractérisation du comportement post-pic en compression du béton armé et non armé, et l'extension au béton renforcé de fibres*. École Polytechnique de Montréal, Montréal.
- Bae, S. J., & Bayrak, O. (2008). Plastic Hinge Length of Reinforced Concrete Columns. *ACI Structural Journal*, 105(3), 290-300.
- Ben Ftima, M. (2013). *Utilisation de la méthode des éléments finis non-linéaires pour la conception des structures en béton armé : application aux structures massives*. (Dissertation/Thesis), École polytechnique de Montréal.
- Bentz, E. C., & Collins, M. P. (2006). Development of the 2004 Canadian Standards Association (CSA) A23.3 shear provisions for reinforced concrete. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 33(5), 521-534.
- Bentz, E. C., Vecchio, F. J., & Collins, M. P. (2006). Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements. *Structural Journal*, 103(4), 614-624.
- Biskinis, D. E., Roupakias, G. K., & Fardis, M. N. (2004). Degradation of Shear Strength of Reinforced Concrete Members with Inelastic Cyclic Displacements. *ACI Structural Journal*, 101(6), 773-783.
- Boucher-Proulx, G. (2008). *Réhabilitation sismique des piliers de ponts rectangulaires à l'aide de chemises en BRF et en BFUP: Guillaume Boucher-Proulx*. (Dissertation/Thesis), École polytechnique de Montréal.
- Bouzaïene, A. (1995). *Caractérisation et modélisation du comportement non linéaire d'éléments en béton armé et non armé sous sollicitations multiaxiales*. École Polytechnique de Montréal, Montréal.

- Breña, S. F., & Schlick, B. M. (2007). Hysteretic Behavior of Bridge Columns with FRP-Jacketed Lap Splices Designed for Moderate Ductility Enhancement. *Journal of Composites for Construction*, 11(6), 565-574.
- Charron, J.-P. (2016). *Bétons de fibres courants vers les bétons de fibres ultra-performants*. École Polytechnique de Montréal, Montréal.
- Charron, J.-P., & Desmettre, C. (2013). Intérêt de l'utilisation des bétons renforcés de fibres pour la construction d'ouvrages d'art durables. *Rapport de Recherche SR13-01*.
- Craig, R. R. (2011). *Mechanics of Materials* (3rd ed.). Hoboken, NJ: Wiley.
- Dagenais, M.-A. (2014). *Réhabilitation sismiques des joints de chevauchement de piles de ponts par chemisage en béton fibré à ultra-haute performance*. École Polytechnique de Montréal, Montréal.
- Delsol, S. (2012). *Évaluation du coefficient d'orientation dans les bétons renforcés de fibres métalliques*. École Polytechnique de Montréal, Montréal.
- ElGawady, M., Endeshaw, M., McLean, D., & Sack, R. (2010). Retrofitting of Rectangular Columns with Deficient Lap Splices. *Journal of Composites for Construction*, 14(1), 22-35.
- FHWA. (2006). *Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures : Part 1 – Bridges*. Retrieved from
- Garneau, J.-F. (2015). *Réhabilitation sismiques des piles-murs de pont rectangulaires par chemisage en béton fibré à ultra-haute performance*. École Polytechnique de Montréal, Montréal.
- Kowalsky, M. J., & Priestley, M. J. N. (2000). Improved Analytical Model for Shear Strength of Circular Reinforced Concrete Columns in Seismic Regions. *ACI Structural Journal*, 97(3), 388-396.
- Lagier, F. (2015). *Étude du comportement de chevauchements d'armatures en traction directe dans du béton fibré ultra-performant*. École Polytechnique de Montréal, Montréal.



- Lagier, F., Massicotte, B., & Charron, J. (2016). 3D Nonlinear Finite-Element Modeling of Lap Splices in UHPFRC. *Journal of Structural Engineering*.
- Mander, J. B., Panthaki, F. D., & Kasalanati, A. (1994). Low-Cycle Fatigue Behavior of Reinforcing Steel. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 6(4), 453-468.
- Naaman, A. E., & Reinhardt, H. W. (2006). Proposed Classification of HPFRC Composites Based on their Tensile Response. *Materials and Structures*, 39(5), 547-555.
- Osorio, L. I., Paultre, P., Eid, R., & Proulx, J. (2014). Seismic Behavior of Synthetic Fiber-Reinforced Circular Columns. *ACI Structural Journal*, 111(1), 189-200.
- Park, H.-G., Yu, E.-J., & Choi, K.-K. (2012). Shear-Strength Degradation Model for RC Columns Subjected to Cyclic Loading. *Engineering Structures*, 34, 187-197.
- Paultre, P. (2005). *Dynamique des structures: application aux ouvrages de génie civil ; Patrick Paultre*. Paris: Hermes science.
- Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., & Kowalsky, M. J. (2007). *Displacement-based seismic design of structures*. Pavia, Italy: IUSS Press : Distributed by Fondazione EUCENTRE.
- Priestley, M. J. N., Seible, F., & Calvi, G. M. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*. New York: Wiley.
- Priestley, M. J. N., Verma, R., & Xiao, Y. (1994). Seismic Shear-Strength of Reinforced-Concrete Columns. *Journal of Structural Engineering-Asce*, 120(8), 2310-2327.
- Shin, M., Choi, Y.-Y., Kim, I.-H., & Lee, K. (2013). Effectiveness of low-cost fiber-reinforced cement composites in hollow columns under cyclic loading. *Construction and Building Materials*, 47, 623-635.
- Vachon, D. (2004). *Renforcement sismique de piles de ponts rectangulaires avec béton renforcé de fibres: Dominic Vachon*. (Dissertation/Thesis), École polytechnique de Montréal.
- Vecchio, J. F., & Collins, P. M. (1986). The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. *Journal Proceedings*, 83(2), 13.

## ANNEXES

### ANNEXE A – CALCUL DE $V_u$ ET $M_u$ DES PILES S7 ET S8

#### $V_u$ de la pile S7 selon la méthode simplifiée de la norme CAN/CSA A23.3-14

$$V_c = \phi_c \cdot \lambda \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d_v$$

- où  $\phi_c = 1$  → À l'ultime pour comparaison avec résultats expérimentaux  
 $\lambda = 1$  → Béton à densité normale  
 $\beta = 0.18$  → Valeur prescrite par la méthode simplifiée de la norme CAN/CSA A23.3-14 à l'article [11.3.6.3]  
 $f'_c = 45 \text{ Mpa}$  → Résistance en compression moyenne des échantillons de béton  
 $b_w = 0.6 \text{ m}$  → Largeur de la colonne  
 $d_v = 1.08 \text{ m}$  →  $d_v = 0.9 \cdot d = 0.9 \cdot 1.2 \text{ m} = 1.08 \text{ m}$

donc

$$V_c = 782.4 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{\phi_s \cdot A_v \cdot f_y \cdot d_v}{s \cdot \tan \theta}$$

- où  $\phi_s = 1$  → À l'ultime pour comparaison avec résultats expérimentaux  
 $A_v = 0.0002 \text{ m}^2$  → Aire de l'armature transversale sur une coupe  
 $f_y = 414 \text{ Mpa}$  →  $f_y$  moyen des essais de caractérisation des étriers  
 $s = 0.3 \text{ m}$  → Espacement des étriers de la colonne  
 $\theta = 35^\circ$  → Valeur prescrite par la méthode simplifiée de la norme CAN/CSA A23.3-14 à l'article [11.3.6.3]

donc

$$V_s = 425.7 \text{ kN}$$

$$V_u = 782.4 \text{ kN} + 425.7 \text{ kN}$$

$$V_u = 1\,208.1 \text{ kN}$$

**Figure A . 1 :  $V_u$  de S7 selon la méthode simplifiée de la norme CAN/CSA A23.3-14**

**$V_u$  de la pile S7 selon la méthode générale de la norme CAN/CSA A23.3-14**

$$\varepsilon_x = \frac{M_f/d_v + V_f + 0.5 \cdot N_f}{2 \cdot E_s \cdot A_s}$$

- où  $M_f = 1\,920.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$  →  $M_f \text{ à } d_v : M_f = (2.675 \text{ m} - 1.08 \text{ m}) \cdot V_f$   
 $V_f = 1\,074.5 \text{ kN}$  → Obtenu par itération pour avoir  $V_f \leq V_r$   
 $N_f = -1\,500 \text{ kN}$  → Charge axiale appliquée à la colonne  
 $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$  →  $E_s$  de l'acier  
 $A_s = 0.009 \text{ m}^2$  → 4 lits d'armature en traction :  $9 \cdot 0.001 \text{ m}^2$

donc

$$\varepsilon_x = 0.000620 \text{ m/m}$$

$$s_{ze} = \frac{35 \cdot s_z}{15 + a_g}$$

- où  $s_z = 0.4 \text{ m}$  → Plus grande distance entre 2 lits d'armatures longitudinales  
 $a_g = 10 \text{ mm}$  → Diamètre nominal des gros granulats

donc

$$s_{ze} = 0.560 \text{ m}$$

$$\beta = \frac{0.40}{(1 + 1500 \cdot \varepsilon_x)} \cdot \frac{1300}{(1000 + s_{ze})}$$

$$\beta = 0.173$$

$$\theta = 29 + 7000 \cdot \varepsilon_x$$

$$\theta = 33.3^\circ$$

$$V_c = 750.8 \text{ kN}$$

$$V_s = 453.1 \text{ kN}$$

$$V_u = 1\,203.9 \text{ kN}$$

**Figure A . 2 :  $V_u$  de S7 selon la méthode générale de la norme CAN/CSA A23.3-14**

**$V_u$  de la pile S7 selon la méthode simplifiée de la norme CAN/CSA S6-14**

$$V_c = 2.5 \cdot \beta \cdot \phi_c \cdot f_{cr} \cdot b_v \cdot d_v$$

- où  $\phi_c = 1$  → À l'ultime pour comparaison avec résultats expérimentaux  
 $\beta = 0.18$  → Valeur prescrite par la méthode simplifiée de la norme CAN/CSA S6-14 à l'article [8.9.3.6]  
 $f_{cr} = 2.68 \text{ MPa}$  →  $f_{cr} = 0.4 \cdot \sqrt{f'_c} = 2.68 \text{ MPa}$   
 $b_v = 0.6 \text{ m}$  → Largeur de la colonne  
 $d_v = 1.08 \text{ m}$  →  $d_v = 0.9 \cdot d = 0.9 \cdot 1.2 \text{ m} = 1.08 \text{ m}$

**donc**

$$V_c = 782.4 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{\phi_s \cdot A_v \cdot f_y \cdot d_v \cdot \cot \theta}{s}$$

- où  $\phi_s = 1$  → À l'ultime pour comparaison avec résultats expérimentaux  
 $A_v = 0.0002 \text{ m}^2$  → Aire de l'armature transversale sur une coupe  
 $f_y = 414 \text{ MPa}$  →  $f_y$  moyen des essais de caractérisation des étriers  
 $s = 0.3 \text{ m}$  → Espacement des étriers de la colonne  
 $\theta = 42^\circ$  → Valeur prescrite par la méthode simplifiée de la norme CAN/CSA S6-14 à l'article [8.9.3.6]

**donc**

$$V_s = 331.1 \text{ kN}$$

$$V_u = 782.4 \text{ kN} + 331.1 \text{ kN}$$

$$V_u = 1\,113.5 \text{ kN}$$

**Figure A . 3 :  $V_u$  de S7 selon la méthode simplifiée de la norme CAN/CSA S6-14**

**$V_u$  de la pile S7 selon la méthode générale de la norme CAN/CSA S6-14**

$$\varepsilon_x = \frac{M_f/d_v + V_f + 0.5 \cdot N_f}{2 \cdot E_s \cdot A_s}$$

- où  $M_f = 1\,861.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$  →  $M_f \text{ à } d_v : M_f = (2.675 \text{ m} - 1.08 \text{ m}) \cdot V_f$   
 $V_f = 1\,167.1 \text{ kN}$  → Obtenu par itération pour avoir  $V_f \leq V_r$   
 $N_f = -1\,500 \text{ kN}$  → Charge axiale appliquée à la colonne  
 $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$  →  $E_s$  de l'acier  
 $A_s = 0.009 \text{ m}^2$  → 4 lits d'armature en traction :  $9 \cdot 0.001 \text{ m}^2$

donc

$$\varepsilon_x = 0.000595 \text{ m/m}$$

$$s_{ze} = \frac{35 \cdot s_z}{15 + a_g}$$

- où  $s_z = 0.4 \text{ m}$  → Plus grande distance entre 2 lits d'armatures longitudinales  
 $a_g = 10 \text{ mm}$  → Diamètre nominal des gros granulats

donc

$$s_{ze} = 0.560 \text{ m}$$

$$\beta = \frac{0.40}{(1 + 1500 \cdot \varepsilon_x)} \cdot \frac{1300}{(1000 + s_{ze})}$$

$$\beta = 0.176$$

$$\theta = (29 + 7000 \cdot \varepsilon_x) \cdot (0.88 + s_{ze}/2500)$$

$$\theta = 36.6^\circ$$

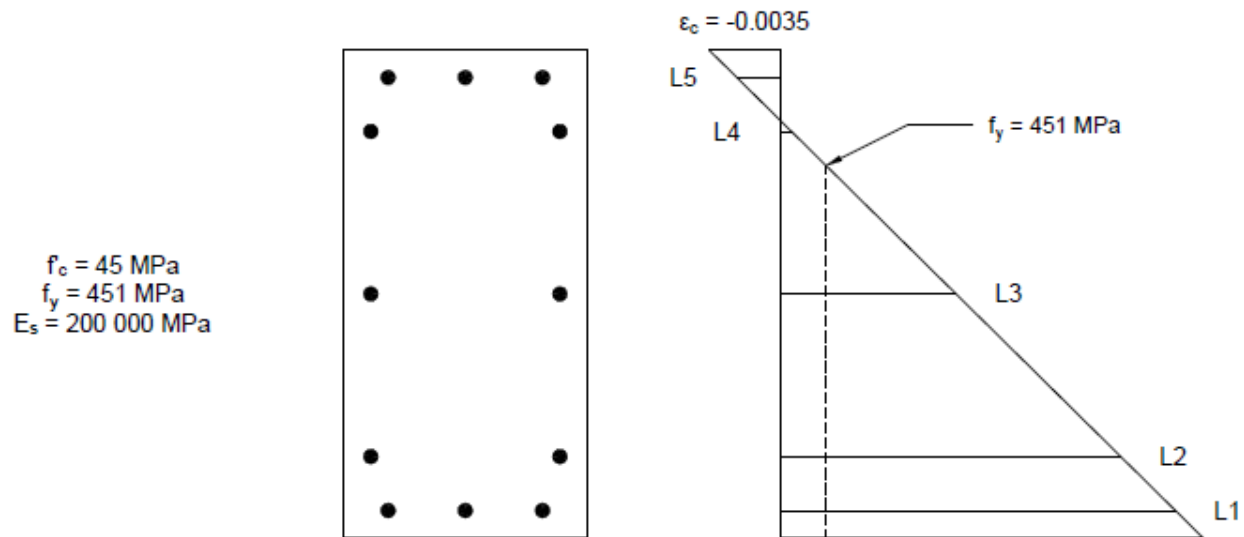
$$V_c = 765.9 \text{ kN}$$

$$V_s = 401.2 \text{ kN}$$

$$V_u = 1\,167.1 \text{ kN}$$

**Figure A . 4 :  $V_u$  de S7 selon la méthode générale de la norme CAN/CSA S6-14**

**$M_u$  de la pile S7 selon les normes CAN/CSA A23.3-14 et CAN/CSA S6-14**



**Efforts dans les armatures**

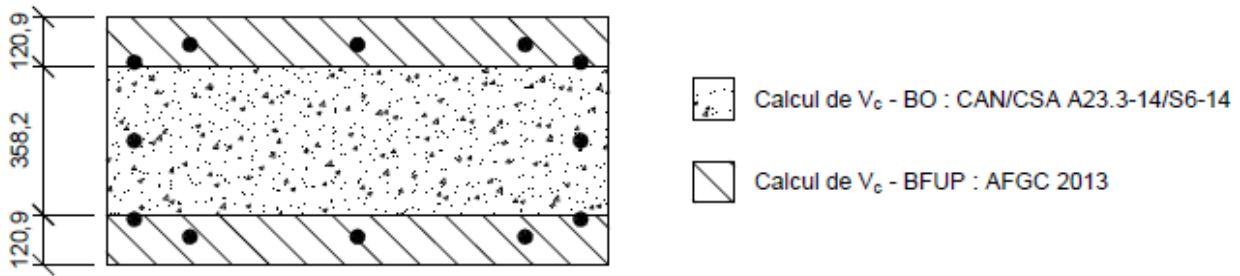
	<b>d</b> [mm]	<b>A</b> [mm <sup>2</sup> ]	<b>ε</b>	<b>σ</b> [kPa]	<b>F</b> [kN]	<b>M</b> [kN · m]
<b>L1</b>	1.133	0.003	0.0194	451 000	1 353.0	1 532.5
<b>L2</b>	1.000	0.002	0.0167	451 000	902.0	902.0
<b>L3</b>	0.600	0.002	0.0086	451 000	902.0	541.2
<b>L4</b>	0.200	0.002	0.0005	109 922	219.8	44.0
<b>L5</b>	0.067	0.003	-0.0021	-427 259	-1 281.8	-86.3
<b>Σ</b>					<b>2 095.1</b>	<b>2 933.3</b>

**Efforts dans le béton**

A.N.	0.172856	m	<b><math>M_u</math> et <math>V_u</math></b>		
a	0.115814	m			
F	-2 095.1	kN	$M_u$	2 812.0	kN · m
M	-121.3	kN · m	$V_u$ selon $M_u$	1 051.2	kN

**Figure A . 5 :  $M_u$  de S7 selon les normes CAN/CSA A23.3-14 et CAN/CSA S6-14**

**$V_u$  de la pile S8 selon l'AFGC et la CAN/CSA A23.3-14**



$$V_c = \phi_c \cdot \lambda \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d_v$$

- où  $\phi_c = 1$  → À l'ultime pour comparaison avec résultats expérimentaux  
 $\lambda = 1$  → Béton à densité normale  
 $\beta = 0.18$  → Valeur prescrite par la méthode simplifiée de la norme CAN/CSA A23.3-14 à l'article [11.3.6.3]  
 $f'_c = 45 \text{ MPa}$  → Résistance en compression moyenne des échantillons de béton  
 $b_w = 0.3582 \text{ m}$  → Largeur de la portion en béton ordinaire de la colonne  
 $d_v = 1.08 \text{ m}$  →  $d_v = 0.9 \cdot d = 0.9 \cdot 1.2 \text{ m} = 1.08 \text{ m}$

donc

$$V_c = 467.1 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{\phi_s \cdot A_v \cdot f_y \cdot d_v}{s \cdot \tan \theta}$$

- où  $\phi_s = 1$  → À l'ultime pour comparaison avec résultats expérimentaux  
 $A_v = 0.0002 \text{ m}^2$  → Aire de l'armature transversale sur une coupe  
 $f_y = 414 \text{ MPa}$  →  $f_y$  moyen des essais de caractérisation des étriers  
 $s = 0.3 \text{ m}$  → Espacement des étriers de la colonne  
 $\theta = 35^\circ$  → Valeur prescrite par la méthode simplifiée de la norme CAN/CSA A23.3-14 à l'article [11.3.6.3]

donc

$$V_s = 425.7 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,f} = \frac{A_{fv} \cdot \sigma_{Rd,f}}{\tan \theta}$$

$$A_{fv} = 2 \cdot b_w \cdot d_v = 0.261 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{Rd,f} = \frac{1}{K \cdot \gamma_{cf}} \cdot \frac{1}{\varepsilon_{lim} - \varepsilon_{el}} \cdot \int_{\varepsilon_{el}}^{\varepsilon_{lim}} \sigma_f(\varepsilon) d\varepsilon$$

$$= 7.12 \text{ MPa}$$

- où**  $b_w = 0.120 \text{ m}$  → Largeur de la portion en BFUP de la colonne  
 $d_v = 1.08 \text{ m}$  →  $d_v = 0.9 \cdot d = 0.9 \cdot 1.2 \text{ m} = 1.08 \text{ m}$   
 $K = 1.25$  → Coefficient d'orientation des fibres ( $K_{Global} = 1.25$ )  
 $\gamma_{cf} = 1$  → À l'ultime pour comparaison avec résultats expérimentaux  
 $\theta = 35^\circ$  → Valeur prescrite par la méthode simplifiée de la norme CAN/CSA A23.3-14 à l'article [11.3.6.3]

**donc**

$$V_{Rd,f} = 2\,656.1 \text{ kN}$$

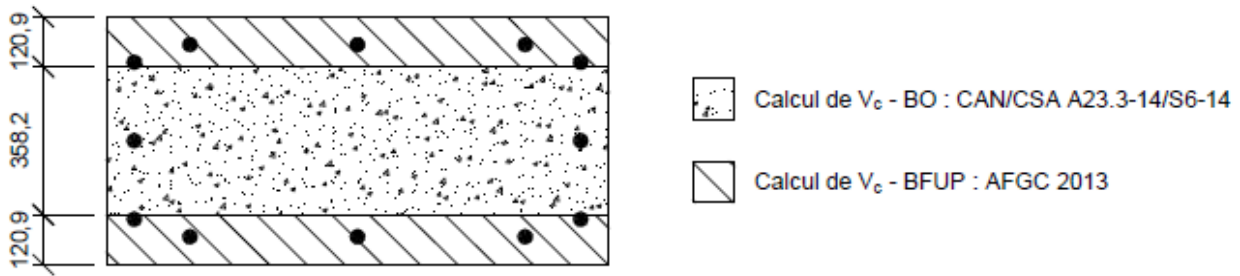
$$V_u = 467.1 \text{ kN} + 425.7 \text{ kN} + 2\,656.1 \text{ kN}$$

$$V_u = 3\,548.9 \text{ kN}$$

**Figure A . 6 :  $V_u$  de S8 selon l'AFGC et la CAN/CSA A23.3-14**



**$V_u$  de la pile S8 selon l'AFGC et la CAN/CSA S6-14**



$$V_c = 2.5 \cdot \beta \cdot \phi_c \cdot f_{cr} \cdot b_v \cdot d_v$$

où  $\phi_c = 1$  → À l'ultime pour comparaison avec résultats expérimentaux

$\beta = 0.18$  → Valeur prescrite par la méthode simplifiée de la norme CAN/CSA S6-14 à l'article [8.9.3.6]

$f_{cr} = 2.68 \text{ MPa}$  →  $f_{cr} = 0.4 \cdot \sqrt{f'_c} = 2.68 \text{ MPa}$

$b_v = 0.3582 \text{ m}$  → Largeur de la colonne

$d_v = 1.08 \text{ m}$  →  $d_v = 0.9 \cdot d = 0.9 \cdot 1.2 \text{ m} = 1.08 \text{ m}$

donc

$$V_c = 782.4 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{\phi_s \cdot A_v \cdot f_y \cdot d_v}{s \cdot \tan \theta}$$

où  $\phi_s = 1$  → À l'ultime pour comparaison avec résultats expérimentaux

$A_v = 0.0002 \text{ m}^2$  → Aire de l'armature transversale sur une coupe

$f_y = 414 \text{ MPa}$  →  $f_y$  moyen des essais de caractérisation des étriers

$s = 0.3 \text{ m}$  → Espacement des étriers de la colonne

$\theta = 42^\circ$  → Valeur prescrite par la méthode simplifiée de la norme CAN/CSA S6-14 à l'article [8.9.3.6]

donc

$$V_s = 331.1 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,f} = \frac{A_{fv} \cdot \sigma_{Rd,f}}{\tan \theta}$$

$$A_{fv} = 2 \cdot b_w \cdot d_v = 0.261 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{Rd,f} = \frac{1}{K \cdot \gamma_{cf}} \cdot \frac{1}{\varepsilon_{lim} - \varepsilon_{el}} \cdot \int_{\varepsilon_{el}}^{\varepsilon_{lim}} \sigma_f(\varepsilon) d\varepsilon$$

$$= 7.12 \text{ MPa}$$

- où**
- $b_w = 0.120 \text{ m}$  → Largeur de la portion en BFUP de la colonne
  - $d_v = 1.08 \text{ m}$  →  $d_v = 0.9 \cdot d = 0.9 \cdot 1.2 \text{ m} = 1.08 \text{ m}$
  - $K = 1.25$  → Coefficient d'orientation des fibres ( $K_{Global} = 1.25$ )
  - $\gamma_{cf} = 1$  → À l'ultime pour comparaison avec résultats expérimentaux
  - $\theta = 42^\circ$  → Valeur prescrite par la méthode simplifiée de la norme CAN/CSA S6-14 à l'article [8.9.3.6]

**donc**

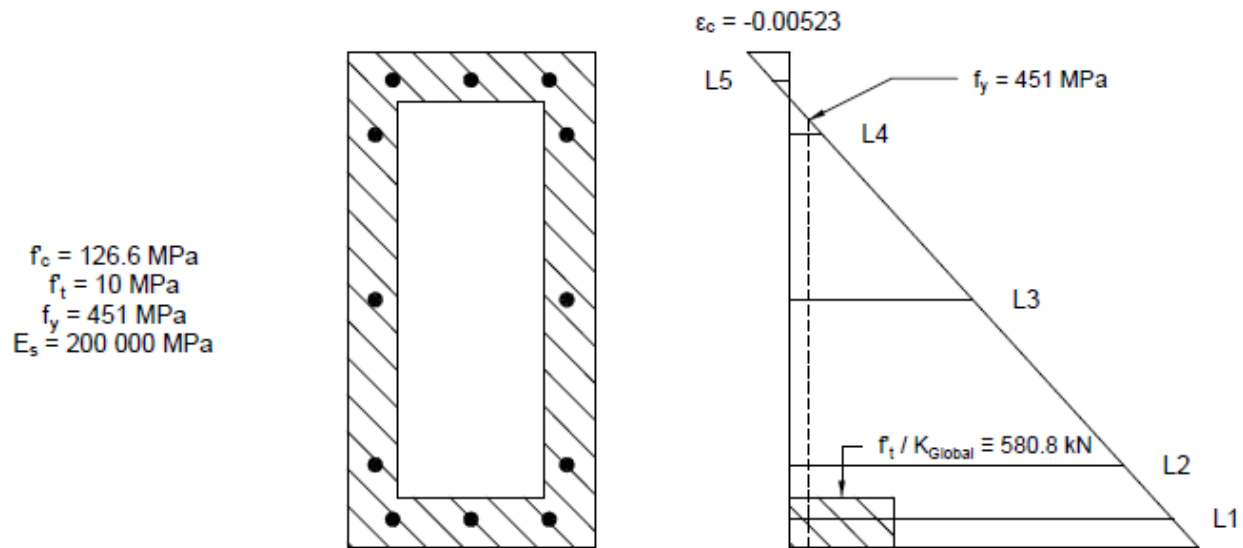
$$V_{Rd,f} = 2\,065.5 \text{ kN}$$

$$V_u = 467.1 \text{ kN} + 331.1 \text{ kN} + 2\,065.5 \text{ kN}$$

$$V_u = 2\,863.7 \text{ kN}$$

**Figure A . 7 :  $V_u$  de S8 selon l'AFGC et la CAN/CSA S6-14**

**$M_u$  de la pile S8 selon les normes CAN/CSA A23.3-14 et CAN/CSA S6-14**



**Efforts dans les armatures**

	d [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	ε	σ [kPa]	F [kN]	M [kN · m]
<b>L1</b>	1.133	0.003	0.0465	556 436	1 669.3	1 890.7
<b>L2</b>	1.000	0.002	0.0404	538 929	1 077.9	1 077.9
<b>L3</b>	0.600	0.002	0.0221	486 138	972.3	583.4
<b>L4</b>	0.200	0.002	0.0039	451 000	902.0	180.4
<b>L5</b>	0.067	0.003	-0.0022	-431 350	-1 294.0	-87.2
<b>Σ</b>					<b>3 327.4</b>	<b>3 645.2</b>

**Efforts dans le béton**

A.N.	0.114615	m	<b><math>M_u</math> et <math>V_u</math></b>	
a	0.076792	m		
F <sub>Compression</sub>	-3 908.2	kN	$M_u$	4 157.0 kN · m
$M_c$	-150.1	kN · m	$V_u$ selon $M_u$	1 554.0 kN
F <sub>Traction</sub>	580.8	kN		
$M_T$	661.8	kN · m		

**Figure A . 8 :  $M_u$  de S8 selon les normes CAN/CSA A23.3-14 et CAN/CSA S6-14**

## ANNEXE B – PROGRAMMES EXPÉRIMENTAUX ANTÉRIEURS

Dagenais (2014)

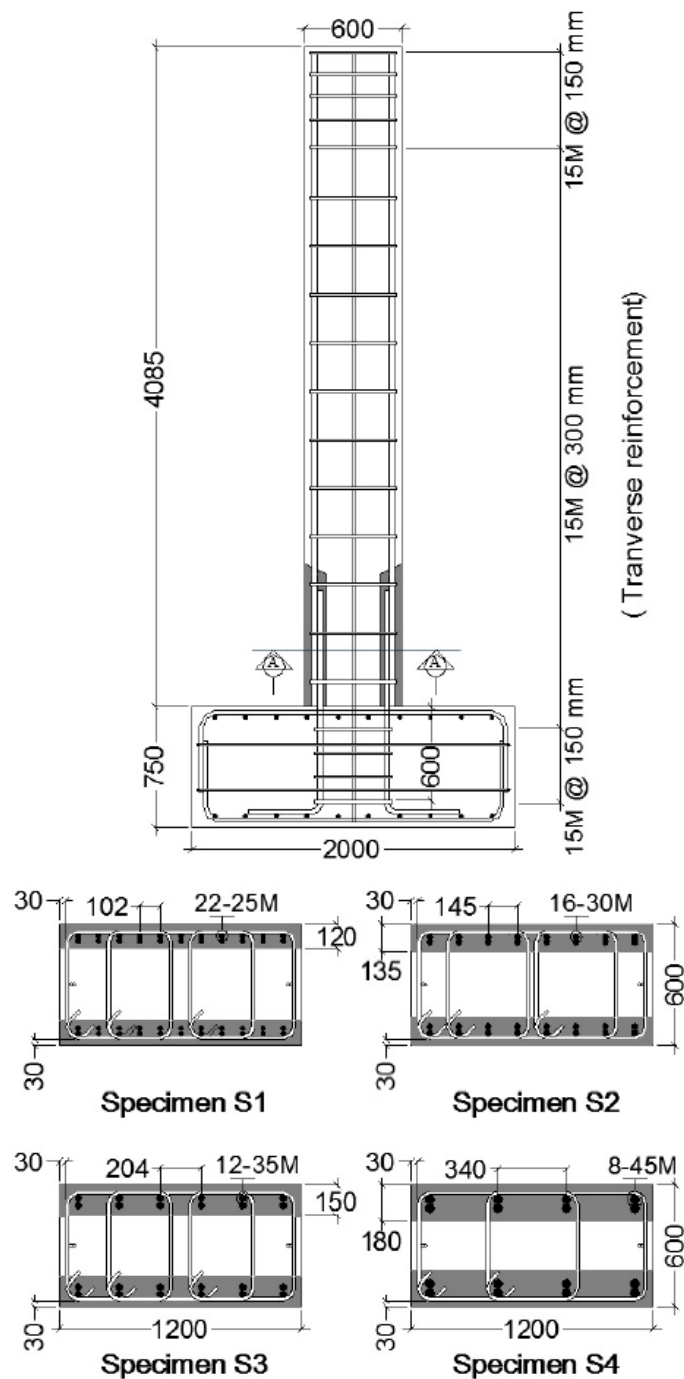


Figure B . 1 : Programme expérimental de Dagenais (2014) – S1 à S4

Garneau (2015)

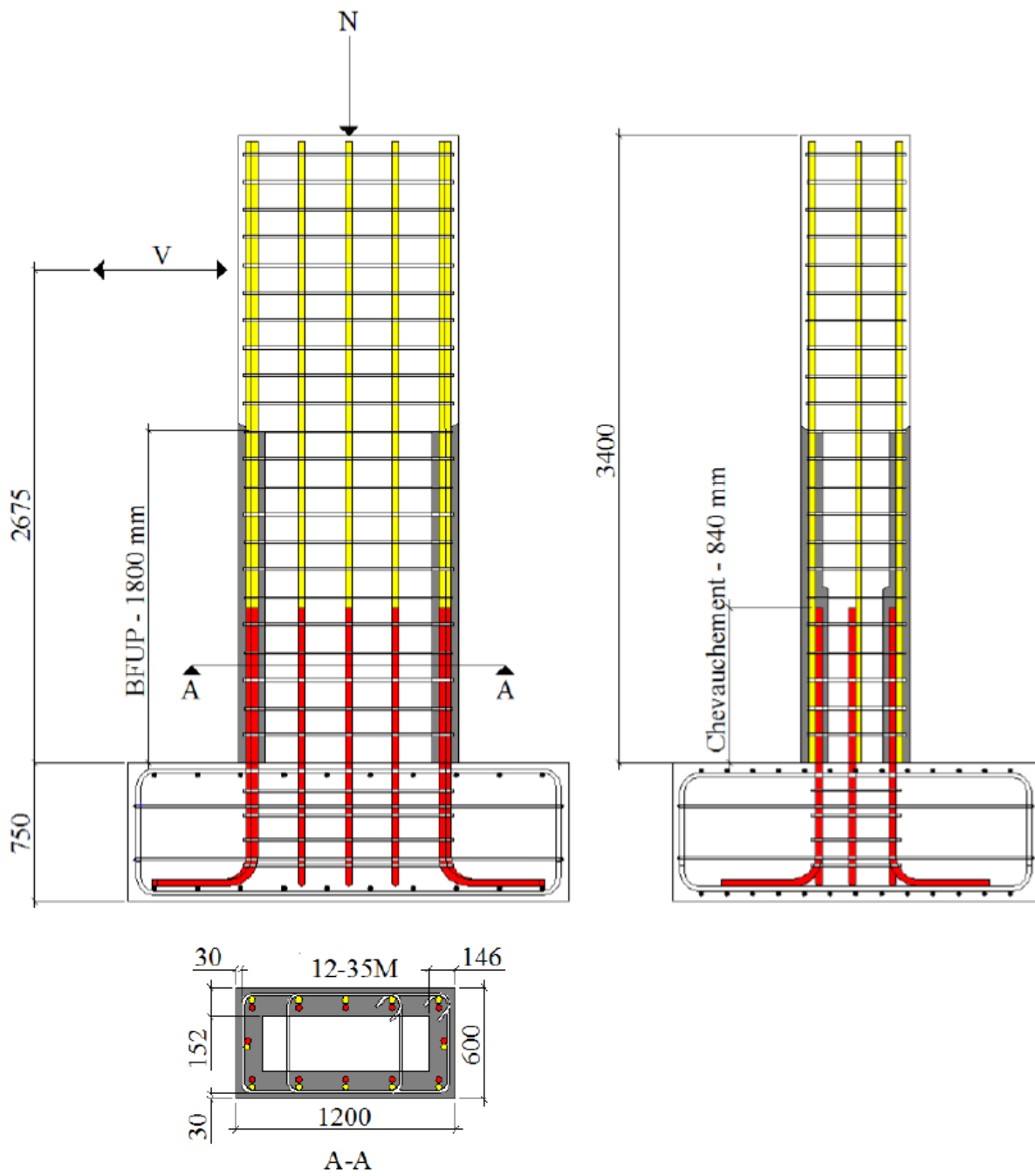


Figure B . 2 : Programme expérimental de Garneau (2015) – S5

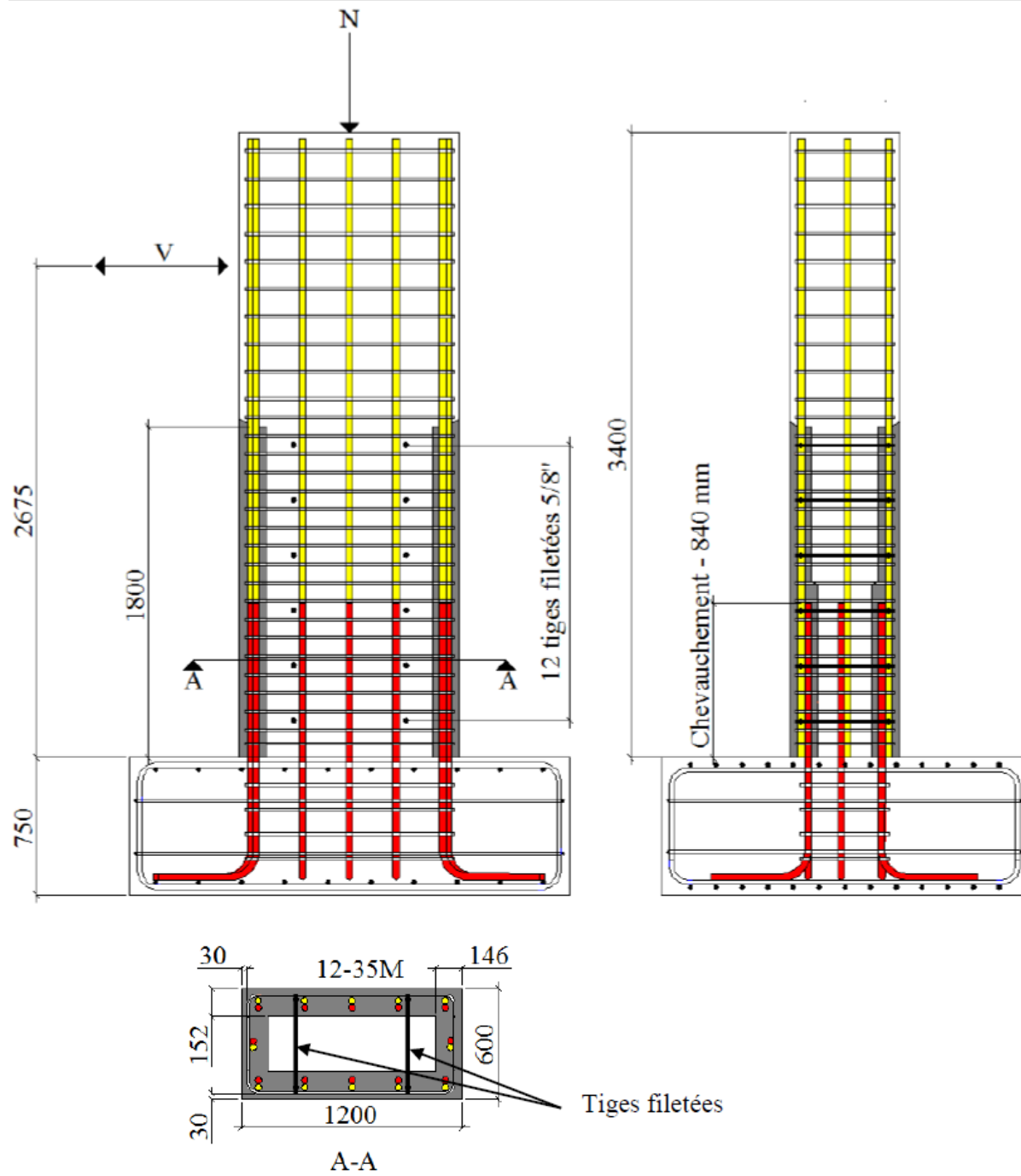


Figure B . 3 : Programme expérimental de Garneau (2015) – S6