

Titre: Réhabilitation sismique des piles-murs de pont rectangulaires par chemisage en béton fibré à ultra-haute performance
Title: Rehabilitation seismic of rectangular pile walls by ultra-high performance fiber-reinforced concrete

Auteur: Jean-François Garneau
Author:

Date: 2015

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Garneau, J.-F. (2015). Réhabilitation sismique des piles-murs de pont rectangulaires par chemisage en béton fibré à ultra-haute performance [Master's thesis, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.
Citation: <https://publications.polymtl.ca/1715/>

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

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/1715/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Bruno Massicotte
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

RÉHABILITATION SISMIQUE DES PILES-MURS DE PONT RECTANGULAIRES PAR
CHEMISAGE EN BÉTON FIBRÉ À ULTRA-HAUTE PERFORMANCE

JEAN-FRANÇOIS GARNEAU

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)

AVRIL 2015

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

RÉHABILITATION SISMIQUE DES PILES-MURS DE PONT RECTANGULAIRES PAR
CHEMISAGE EN BÉTON FIBRÉ À ULTRA-HAUTE PERFORMANCE

présenté par : GARNEAU Jean-François

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

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

M. BEN FTIMA Mahdi, Ph. D., président

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

M. BASTIEN David, M.Sc.A., membre

REMERCIEMENTS

Ce projet de recherche n'aurait pu être mené à terme sans l'apport de personnes formidables :

- M. Bruno Massicotte, mon directeur de recherche, pour l'opportunité de maîtrise qu'il m'a offert, pour ses valeureux conseils, pour son support moral et financier et pour la bonne humeur qu'il a maintenu envers moi tout au long de mon parcours.
- Marc-André Dagenais pour l'expertise qu'il a développée lors de son projet de recherche antérieur au mien et qu'il a bien voulu partager avec moi tout au long de ma maîtrise.
- M. Martin Leclerc pour ses conseils judicieux tant au laboratoire qu'à l'informatique et pour ces qualités de personne et d'ingénieur sur lesquelles je baserai mon début de carrière.
- M. David Conciatori pour m'avoir aidé à la compréhension et à l'utilisation du logiciel ABAQUS/EPM3D
- Tout le personnel au laboratoire des structures dont M. Patrice Bélanger, M. Cédric Androuët, M. David Ek et M. Romain Sigier pour leur contribution au programme expérimental.
- Tous les professeurs de Polytechnique, dont M. Pierre Léger et M. Robert Tremblay, pour les connaissances inestimables qu'ils m'ont transmises lors de ma maîtrise.
- Tous les personnes que j'ai côtoyées et qui, souvent par des gestes anodins, ont contribué grandement à la poursuite de mon projet et à mon succès.

RÉSUMÉ

L'amélioration continue des connaissances sur la sismicité et la réponse dynamique des structures au cours des dernières années a révélé la présence de certaines lacunes dans la fabrication des plus vieilles constructions. En effet, les plus récentes exigences de conception incluent des nouveaux détails absents auparavant qui permettent d'assurer un comportement ductile. Par conséquent, les structures existantes qui sont déficientes au niveau sismique doivent être mises à niveau par une réhabilitation ou carrément remplacées. Le second choix s'avère, dans plusieurs cas, inutilement trop coûteux. Le développement de méthodes de réhabilitation est donc nécessaire pour améliorer le comportement de ces structures de façon économique. Parmi les défauts les plus courants, il y a la présence de joints de chevauchement dans la zone de formation de la rotule plastique et le manque de confinement du noyau de béton (manque d'armature transversale, absence de crochets sismiques à 135 degrés, barres longitudinales non retenues contre le flambement, etc.). Plusieurs méthodes ont été proposées pour régler ces problèmes, mais aucune ne s'applique efficacement à des piles de pont fortement rectangulaires. Une méthode de réhabilitation récemment développée à l'École Polytechnique de Montréal permet la réhabilitation sismique des piles de ponts de tous types en utilisant un nouveau matériau, le Béton Fibré à Ultra-haute Performance (BFUP).

Le présent projet de recherche vise à poursuivre le développement de cette méthode de réhabilitation. Il se divise en deux phases distinctes: expérimentale et analytique. La première a permis d'enrichir la base de données expérimentales afin de vérifier l'applicabilité de la méthode sur des piles chargées selon leur axe fort ayant un ratio hauteur sur largeur (H/D) de 2.23 soit un ratio beaucoup plus faible que tous les autres essais déjà effectués à ce jour à Polytechnique. Ainsi, deux spécimens de piles à grandeur réelle de $0.6m \times 1.2m \times 3.4m$ ont été fabriqués avec des variantes au niveau de l'armature transversale. Le principal défaut de la première pile était la présence d'un joint de chevauchement à la base sur une hauteur de 24 d_b . Pour la deuxième pile, en plus du joint de chevauchement à la base, s'ajoutait une diminution de la quantité de l'armature transversale et l'absence de crochets sismiques à 135 degrés. Les deux piles ont été renforcées avec la même quantité de BFUP. Les essais cycliques quasi-statiques au laboratoire ont été concluants pour les deux piles. En effet, les piles renforcées ont atteint des niveaux de ductilité qui surpassaient

les nouvelles exigences sismiques. L'endommagement s'est concentré à la plastification des barres ancrées à la semelle et l'endommagement du béton est demeuré minime jusqu'à la rupture des spécimens. La dégradation de la rigidité latérale s'est fait de façon constante sans signes de perte d'ancrage au niveau du joint de chevauchement. La deuxième phase du projet a permis de reproduire le comportement des piles numériquement avec EPM3D, un logiciel développé à Polytechnique qui permet de faire des analyses non linéaires sur des structures en béton armé en trois dimensions. En plus des deux piles du présent projet de recherche, cinq autres piles de projets antérieurs du même programme de recherche ont été modélisées. Ces piles ont été soumises à une poussée statique non linéaire selon leur axe faible ou leur axe fort. Toutes les analyses ont été fidèles aux observations des essais au laboratoire et les poussées statiques ont permis de bien reproduire l'enveloppe des courbes charge-déplacement des essais quasi-statique. La calibration de modèles par éléments finis avec EPM3D permettra éventuellement de concevoir des réhabilitations de piles sans avoir recours à des essais au laboratoire.

ABSTRACT

The continual improvement of knowledge about seismicity and the dynamic response of structures in recent years has revealed some shortcomings in the oldest structures. Indeed, the latest design requirements include new details absent earlier that ensure ductile behaviour. Therefore, the existing structures that are deficient at the seismic level must be upgraded by rehabilitation or be replaced. The second choice is in many cases unnecessarily expensive. The development of rehabilitation methods is needed to improve the behaviour of these structures economically. Among the most common defects, there is the presence of lap joint in the region of the plastic hinge and the lack of containment of the concrete core (lack of transverse reinforcement, no seismic hooks, longitudinal bars not supported against buckling, etc.). Several methods have been proposed to solve these problems, but none apply efficiently to highly rectangular bridge piers. A method recently developed at École Polytechnique of Montréal allows the seismic rehabilitation of bridges piers using a new concrete material, the Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC).

This research project aimed to continue the development of this method of rehabilitation. It is divided into two distinct phases: experimental and analytical. The first enriched the experimental data and allowed checking the applicability of the method on bridge piers loaded by their strong axis and having a width to height ratio (H/D) of 2.23, a much lower ratio than all other tests already carried out to date at Polytechnique. Thus, two full-scale specimens of dimensions $0.6m \times 1.2m \times 3.4m$ were made with variations of the transverse reinforcement. The main defect of the first specimen was the presence of an overlapping joint at the base to a height of $24 d_b$. For the second specimen, in addition to the overlapping joint there was a decrease in the amount of the transverse reinforcement and absence of seismic hooks. Both piers were strengthened with the same amount of UHPFRC. The cyclic quasi-static tests in the laboratory were conclusive for both piers. Indeed, the enhanced ductility of the piers reached levels that surpassed seismic requirements. The damage has been concentrated in the yielding of the anchored bars in the footing whereas the damage of pier concrete has been minimal until the specimen rupture. Degradation of the lateral stiffness was done consistently without loss of anchorage at the overlapping joint. The second phase of the project allowed reproducing the behaviour of tested piers using constitutive model EPM3D, a

software developed at Polytechnique which allows for nonlinear finite element analysis of reinforced concrete structures in three dimensions. Besides the two piers of this research project, five piers tested previously in the same research program were modeled. These piers were subjected to static pushover in their weak or strong axis. All analyzes reproduced the observations of laboratory tests and static push successfully reproduce the envelope of load-displacement curves of quasi-static tests. Calibration of finite element models with EPM3D will eventually allow designing rehabilitation of bridge piers without needing laboratory tests.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS	III
RÉSUMÉ.....	IV
ABSTRACT	VI
TABLE DES MATIÈRES	VIII
LISTE DES TABLEAUX.....	XIV
LISTE DES FIGURES	XVI
LISTE DES ABRÉVIATIONS ET DES SYMBOLES	XXV
LISTE DES ANNEXES	XXIX
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Généralités.....	1
1.2 Problématique.....	1
1.3 Objectifs et portée du projet de recherche.....	3
1.4 Méthodologie	3
1.5 Organisation du mémoire	4
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE	5
2.1 Portée de la revue de littérature	5
2.2 Types de rupture et séismes majeurs.....	5
2.2.1 Types de rupture.....	5
2.2.2 Séismes majeurs	13
2.2.2.1 San Fernando (1971)	14
2.2.2.2 Loma Prieta (1989).....	14
2.2.2.3 Northridge (1994).....	15
2.2.2.4 Hyogo-Ken Nanbu (Kobe) (1995)	16

2.3	Philosophies de conception	16
2.4	Méthodes d'analyse sismique.....	19
2.4.1	Analyses spectrales	20
2.4.1.1	Méthode da la charge uniforme (CU)	20
2.4.1.2	Méthode unimodale (MU).....	21
2.4.1.3	Méthode multimodale (MM).....	22
2.4.2	Analyses temporelles.....	22
2.4.2.1	Méthode du diagramme d'évolution (MDLIN ou MDNLIN)	22
2.4.2.2	Procédure de calibration	23
2.4.3	Poussée statique non linéaire (PSNLIN)	29
2.4.4	Méthode de conception par spectre de capacité (CSM)	34
2.5	Méthodes de réhabilitation	37
2.5.1	Chemisage en acier.....	38
2.5.2	Chemisage en polymères renforcés de fibres	39
2.5.3	Surépaisseur en béton	39
2.5.4	Renforcement avec du béton renforcé de fibres	40
2.6	Bétons fibrés à ultra-haute performance	44
2.6.1	Formulation	44
2.6.2	Propriétés mécaniques.....	44
2.7	Essais quasi-statiques	47
2.7.1	Protocoles formels	47
2.7.2	Protocoles adoptés par des chercheurs	48
2.7.3	Comparaisons numériques des protocoles	52
2.7.3.1	Nombre de cycle de préchargement	52

2.7.3.2	Nombre total de cycle après le préchargement pour compléter un cycle à une ductilité de $10\Delta y$	53
2.7.3.3	Nombre de cycles primaires jusqu'à une ductilité de $10\Delta y$	53
2.7.3.4	Taux d'augmentation de l'amplitude du déplacement	54
CHAPITRE 3 ESSAIS SUR PILES		56
3.1	Portée des essais	56
3.2	Fabrication des spécimens.....	56
3.2.1	Conception et fabrication générale.....	56
3.2.2	Fabrication.....	62
3.2.2.1	Semelle	62
3.2.2.2	Pile.....	63
3.2.2.3	Renforcement	65
3.2.2.4	Transport	68
3.3	Matériaux	69
3.3.1	Béton ordinaire	69
3.3.2	BFUP	70
3.3.3	Acier	73
3.4	Instrumentation.....	74
3.5	Montage expérimental.....	78
3.6	Protocole de chargement	80
3.7	Résultats et analyses.....	81
3.7.1	Endommagement.....	81
3.7.2	Courbes charge-déplacement	86
3.7.3	Dissipation d'énergie.....	88
3.7.4	Courbure.....	89

3.7.5	Dégénération de la rigidité	94
3.7.6	Rapport d'amortissement équivalent.....	97
3.7.7	Déformation en cisaillement	101
3.7.8	Déformations des armatures.....	106
3.7.8.1	Pile S5	106
3.7.8.2	Pile S6	110
3.7.9	Inclinaison	114
3.7.10	Ouverture à l'interface	115
3.7.11	Ouverture horizontale à la base.....	117
3.7.12	Glissement pile/équerre.....	119
3.7.13	Déplacement latéral selon l'axe faible	121
3.8	Discussions générales.....	126
CHAPITRE 4 MODÉLISATIONS NUMÉRIQUES		127
4.1	Portée des modélisations	127
4.2	Présentation sommaire d'EPM3D.....	127
4.3	Modélisation de la pile S5 avec renforcement	129
4.3.1	Considérations de modélisation	129
4.3.2	Matériaux	132
4.3.2.1	Béton ordinaire	132
4.3.2.2	BFUP	133
4.3.2.3	Acier	135
4.3.3	Résultats	136
4.4	Modélisation de la pile S6 avec renforcement	139
4.4.1	Considérations de modélisation	139

4.4.2	Matériaux	140
4.4.2.1	Béton ordinaire	140
4.4.2.2	BFUP	141
4.4.2.3	Acier	142
4.4.3	Résultats	142
4.5	Modélisation des piles S5 et S6 sans renforcement	144
4.5.1	Modélisation 2D (RESPONSE 2000)	144
4.5.2	Modélisation 3D (EPM3D)	146
4.5.3	Résultats	146
4.6	Poussée statique selon l'axe faible des piles S5 et S6.....	150
4.7	Modélisation de la pile P2 (projet de Guillaume Boucher-Proulx).....	152
4.7.1	Description du spécimen	153
4.7.2	Présentation sommaire des résultats expérimentaux	154
4.7.3	Modélisation numérique.....	155
4.7.3.1	Considérations de modélisation	155
4.7.3.2	Matériaux	156
4.7.3.2.1	Béton ordinaire	156
4.7.3.2.2	BFUP	157
4.7.3.2.3	Acier	158
4.7.3.3	Résultats	159
4.8	Modélisation des piles S1 à S4 (projet de Marc-André Dagenais)	159
4.8.1	Description des spécimens	160
4.8.2	Présentation sommaire des résultats expérimentaux	161
4.8.3	Modélisation numérique.....	162

4.8.3.1	Considérations de modélisation	162
4.8.3.2	Matériaux	165
4.8.3.2.1	Béton ordinaire et BFUP	165
4.8.3.2.2	Acier	166
4.8.3.3	Résultats	167
4.8.4	Évaluation de la longueur de la rotule plastique	169
4.8.4.1	Sommaire des études de Dagenais (2014).....	169
4.8.4.2	Longueurs des rotules plastiques avec les modèles numériques.....	171
4.8.4.3	Discussion	173
CHAPITRE 5	CONCLUSIONS	175
5.1	Rappel des objectifs	175
5.2	Essais sur piles	175
5.3	Modélisations numériques.....	176
5.4	Recommandations	178
RÉFÉRENCES	180	
ANNEXES.....	184	

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Procédure de calibration des spectres d'accélération synthétiques (étapes 3 à 5) ...	26
Tableau 2.2 : Procédure de calibration des spectres d'accélération synthétiques (étape 6).....	27
Tableau 2.3 : Essais de chargement cyclique sur spécimens de piles renforcées avec du béton fibré à Polytechnique	43
Tableau 3.1 : Propriétés cibles et formulation du BO35	69
Tableau 3.2 : Résistance en compression (f'_c), module d'élasticité (E_c) et coefficient de Poisson (ν) du BO35	70
Tableau 3.3 : Propriétés cibles et formulation du BFUP.....	71
Tableau 3.4 : Résistance en compression (f'_c), module d'élasticité (E_c) et coefficient de Poisson (ν) du BFUP	71
Tableau 3.5 : Propriétés mécaniques moyennes mesurées sur les barres 35M ancrées à la semelle	73
Tableau 3.6 : Rapports d'amortissement typiques pour différents types de structure et pour différents niveaux de contrainte (tirée de Carr (1994)).....	99
Tableau 3.7 : Résumé des déplacements horizontaux au haut de la pile S5 causant la plastification des différentes barres jaugées.....	109
Tableau 3.8 : Résumé des déplacements horizontaux au haut de la pile S5 causant la plastification des différentes barres jaugées.....	113
Tableau 4.1 : Types d'énergie enregistrés par ABAQUS	128
Tableau 4.2 : Résumé des principaux paramètres post-traitement pour l'analyse des résultats avec EPM3D	129
Tableau 4.3 : Propriétés mécaniques en compression des bétons ayant servi à la fabrication des piles S1 à S4	165
Tableau 4.4 : Longueurs des rotules plastiques calculées avec les données expérimentales (tiré de Dagenais (2014))	170

Tableau 4.5 : Longueurs des rotules plastiques calculées avec l'équation (4.4) (tiré de Dagenais (2014)).....	171
Tableau 4.6 : Longueurs des rotules plastiques obtenues avec les modèles EPM3D	172

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 : Rupture en cisaillement de piles avec peu d'armature de cisaillement suite au séisme de San Fernando en 1971 (tirée de J. Moehle, P. et Eberhard (2003))	6
Figure 2.2 : Rupture par perte d'ancrage des barres chevauchées dans la zone de rotule plastique suite au séisme de Loma Prieta en 1989 (tirée de M. J. N. Priestley et al. (1996))	8
Figure 2.3 : Rupture d'une pile possédant un joint de chevauchement lors du séisme de Hyogo-Ken Nambu de 1995 (tirée de J. Moehle, P. et Eberhard (2003)).....	9
Figure 2.4 : Rupture en flexion-cisaillement du pont à 18 travées du Hanshin Expressway suite au séisme de 1995 à Hyogo-Ken Nanbu (tirée de Scawthorn (2002)).....	10
Figure 2.5 : Mode de rupture des piles du pont de 18 travées du Hanshin Expressway (tirée de Kawashima et Unjoh (1997))	11
Figure 2.6 : Rupture d'une pile suite à la descente de la rotule plastique lors du séisme de Northridge de 1994 (tirée de J. Moehle, P. et Eberhard (2003))	12
Figure 2.7 : Résultats d'essais cycliques quasi-statiques en laboratoire sur des colonnes rectangulaires d'aspect $H/D=2$ présentant des comportements différents (tirée de M. J. N. Priestley et al. (1994))	13
Figure 2.8 : Ponts endommagés par le séisme de Loma Prieta près de la faille de San Andreas (tirée de J. Moehle, P. et Eberhard (2003)).....	15
Figure 2.9 : Évolution des normes et types d'analyse sismique (adaptée de Massicotte et al. (2014))	16
Figure 2.10 : Principe des déplacements égaux et des énergies égales.....	17
Figure 2.11 : Poussée statique non-linéaire sur une pile pour illustrer la conception basée sur la performance (CBP) (tirée de J. Moehle, P. (2004))	19
Figure 2.12 : Spectres de réponse synthétiques non calibrés	28
Figure 2.13 : Spectres de réponse synthétiques calibrés en fonction du spectre de dimensionnement du CNBC2010 pour un sol C de la région de Montréal pour la plage de périodes comprises entre 0.1 et 1 seconde	28

Figure 2.14 : Comparaison de différents types d'analyse (tirée de Mahamad et Lian (2014)).....	30
Figure 2.15 : Modèle linéaire avec une rotule élasto-plastique.....	31
Figure 2.16 : Modèle avec section discrétisée par des fibres	32
Figure 2.17 : Modèle par éléments finis avec plasticité distribuée	33
Figure 2.18 : Courbe de capacité d'une structure quelconque obtenue d'une poussée statique non-linéaire (tirée de Freeman (1998)).....	34
Figure 2.19 : Principes généraux de la conception par spectre de capacité (tirée de Freeman (1998))	37
Figure 2.20 : Renforcement de pile de pont par chemisage en acier (tirée de M. J. N. Priestley et al. (1996)).....	39
Figure 2.21 : Renforcement d'une pile de pont par surépaisseur en béton (tirée de M. J. N. Priestley et al. (1996))	40
Figure 2.22 : Comportement en traction du BFUP (adaptée de Naaman (2003)).....	46
Figure 2.23 : Macrofissure dominante à la rupture (point C) suite à un essai de traction axiale sur échantillon en forme d'os.....	46
Figure 2.24 : Calcul du déplacement de la première plastification (tirée de M. J. N. Priestley et al. (1994)).....	49
Figure 2.25 : Différents protocoles de chargement pour des essais cycliques quasi-statiques	50
Figure 2.26 : Comparaison numérique entre les différents protocoles	54
Figure 2.27 : Comparaison du taux d'augmentation de l'amplitude des différents protocoles	55
Figure 3.1 : Détails de fabrication de la pile S5	59
Figure 3.2 : Détails de fabrication de la pile S5	60
Figure 3.3 : Détails de fabrication de la pile S6	61
Figure 3.4 : Détails de fabrication de la pile S6 (étriers 10M refermés en U et tiges filetées)	62
Figure 3.5 : Coulée de la semelle	63
Figure 3.6 : Pile avant la mise en place du coffrage	64

Figure 3.7 : Zone non-martelée (à gauche) vs zone martelée (à droite) – Spécimen S5.....	65
Figure 3.8 : Orientation préférentielle des fibres du BFUP lors d'un renforcement de joint de chevauchement (tirée de Massicotte, Dagenais, et al. (2014)).....	66
Figure 3.9 : Ouvertures refermables à la mi-hauteur du coffrage permettant de débuter la coulée du BFUP.....	67
Figure 3.10 : Ouverture au haut du coffrage permettant de terminer la coulée du BFUP	67
Figure 3.11 : Basculement de la pile	68
Figure 3.12 : Données brutes des essais en traction directe sur des spécimens en BFUP en forme d'os	72
Figure 3.13 : Déformation d'un échantillon usiné d'une barre 35M ancrée à la semelle lors d'un essai en traction axiale.....	74
Figure 3.14 : Instrumentation (cinq potentiomètres à corde) permettant de mesurer les déplacements horizontaux au haut des piles	75
Figure 3.15 : Instrumentation (11 potentiomètres linéaires) permettant de mesurer les déformations en cisaillement sur la face est	76
Figure 3.16 : Instrumentation (18 potentiomètres linéaires) permettant de mesurer les déformations en flexion sur les faces sud et nord	76
Figure 3.17 : Instrumentation (deux potentiomètres linéaires et deux LVDT) permettant de mesurer les déformations horizontales à la base de la pile	77
Figure 3.18 : Instrumentation permettant de mesurer l'inclinaison de la pile (un inclinomètre), son soulèvement et son glissement au niveau de la semelle (deux LVDT) et le glissement pile/équerre (deux LVDT).....	77
Figure 3.19 : Jauge de déformation (16) collées sur les barres en coin ancrées à la semelle	78
Figure 3.20 : Vue isométrique du montage utilisé au laboratoire des structures (nord vers la droite)	79
Figure 3.21 : Pièces permettant le transfert de la charge horizontale	80
Figure 3.22 : Protocole de chargement employé pour les deux piles.....	81

Figure 3.23 : Fissures de retrait sur la face ouest de la pile S6	82
Figure 3.24 : Évolution de l'endommagement à la face nord de la pile S5	83
Figure 3.25 : État de l'endommagement à la rupture ($\mu=9$) à la face nord de la pile S5 : a) couvert de béton enlevé manuellement et béton de la semelle délaminé (hachures rouges); b) barre longitudinale sectionnée	84
Figure 3.26 : État de l'endommagement à la rupture ($\mu=9$) à la face sud de la pile S5 : a) couvert de béton enlevé manuellement et béton de la semelle délaminé (hachures rouges); b) barre longitudinale sectionnée	84
Figure 3.27 : Évolution de l'endommagement à la face nord de la pile S6	85
Figure 3.28 : Comportement cyclique de la pile S5	87
Figure 3.29 : Comportement cyclique de la pile S6	87
Figure 3.30 : Énergie dissipée par cycle	88
Figure 3.31 : Énergie dissipée cumulée	89
Figure 3.32 : Courbure calculée à partir des données captées par la première paire de potentiomètres linéaires à partir de la semelle pour la pile S5 avant qu'ils ne soient déconnectés à $\mu=7$ (déplacement horizontal positif vers le nord)	90
Figure 3.33 : Courbure calculée à partir des données captées par la première paire de potentiomètres linéaires à partir de la semelle pour la pile S6 avant qu'ils ne soient déconnectés à $\mu=7$ (déplacement horizontal positif vers le nord)	90
Figure 3.34 : Courbures calculées à partir des données captées par les paires de potentiomètres linéaires ($i=2$ à 9) de la pile S5 (déplacement horizontal positif vers le nord)	91
Figure 3.35 : Courbures calculées à partir des données captées par les paires de potentiomètres linéaires ($i=2$ à 9) de la pile S6 (déplacement horizontal positif vers le nord)	91
Figure 3.36 : Distribution de la courbure pour la pile S5	93
Figure 3.37 : Distribution de la courbure pour la pile S6	94
Figure 3.38 : Définition des paramètres permettant le calcul de la rigidité effective à chaque cycle (adaptée de Osorio et al. (2014))	96

Figure 3.39 : Dégradation de la rigidité des piles S5 et S6 selon le niveau de ductilité en déplacement.....	97
Figure 3.40 : Définition des paramètres de l'équation (3.6 pour le calcul du rapport d'amortissement équivalent (adaptée de M. J. N. Priestley et al. (1996))	98
Figure 3.41 : Comparaison entre l'évolution du rapport d'amortissement effectif obtenus expérimentalement et analytiquement pour les piles S5 et S6	101
Figure 3.42 : Distorsion et déplacement dus à la déformation de cisaillement.....	103
Figure 3.43 : Déformation de cisaillement calculée pour la partie inférieure et la partie supérieure de la zone instrumentée de la pile S5	104
Figure 3.44 : Déformation en cisaillement calculée pour la partie inférieure et la partie supérieure de la zone instrumentée de la pile S6	104
Figure 3.45 : Comparaison entre le déplacement total et le déplacement induit par la déformation en cisaillement au haut des piles	105
Figure 3.46 : Déformations de la barre #1 de la pile S5.....	107
Figure 3.47 : Déformations de la barre #2 de la pile S5.....	107
Figure 3.48 : Déformations de la barre #3 de la pile S5.....	108
Figure 3.49 : Déformations de la barre #4 de la pile S5.....	108
Figure 3.50 : Déformations de la barre #1 de la pile S6.....	111
Figure 3.51 : Déformations de la barre #2 de la pile S6.....	111
Figure 3.52 : Déformations de la barre #3 de la pile S6.....	112
Figure 3.53 : Déformations de la barre #4 de la pile S6.....	112
Figure 3.54 : Inclinaison de la pile S5 (positive lorsque le chargement est vers le sud)	114
Figure 3.55 : Inclinaison de la pile S6 (positive lorsque le chargement est vers le sud)	115
Figure 3.56 : Ouverture verticale à l'interface semelle-pile pour le spécimen S5	116
Figure 3.57 : Ouverture verticale à l'interface semelle-pile pour le spécimen S6	116
Figure 3.58 : Déformation horizontale totale des faces sud et nord à la base de la pile S5	117

Figure 3.59 : Déformation horizontale totale des faces est et ouest à la base de la pile S5	118
Figure 3.60 : Déformation horizontale totale des faces sud et nord à la base de la pile S6	118
Figure 3.61 : Déformation horizontale totale des faces est et ouest à la base de la pile S6	119
Figure 3.62 : Système auxiliaire de butées assurant le transfert de la charge horizontale	120
Figure 3.63 : Glissement pile/équerre pour la pile S5 (positif vers le nord)	120
Figure 3.64 : Glissement pile/équerre pour la pile S6 (positif vers le nord)	121
Figure 3.65 : Système de retenue latéral – fixation à la pile à l'extrémité ouest	122
Figure 3.66 : Système de retenue latérale – fixation à l'extrémité est	122
Figure 3.67 : Effet de balançoire (exagéré) vu du haut engendré par les bras stabilisateurs	123
Figure 3.68 : Déplacement latéral selon l'axe faible pour la pile S5 (positif vers l'ouest).....	124
Figure 3.69 : Déplacement latéral selon l'axe faible pour la pile S6 (positif vers l'ouest).....	124
Figure 3.70 : Retenue latérale des bras stabilisateurs sur la pile S5.....	125
Figure 3.71 : Retenue latérale des bras stabilisateurs sur la pile S6.....	125
Figure 4.1 : Armature de la pile S5 modélisée par des éléments de treillis	130
Figure 4.2 : Conditions de retenue, chargement horizontal selon l'axe fort et matériaux adoptés	131
Figure 4.3 : Maillage en éléments solides 3D	132
Figure 4.4 : Courbes de comportement du béton de la pile S5	133
Figure 4.5 : Courbe de comportement en compression du BFUP de la pile S5	134
Figure 4.6 : Courbes de comportement en traction du BFUP de la pile S5 obtenues en essai de traction axiale (courbes rouges) et courbes adoptées pour les modélisations par éléments finis (courbes noires)	134
Figure 4.7 : Courbe de comportement de l'acier des barres 35M ancrées à la semelle de la pile S5 obtenue en essai de traction axiale (courbe rouge) et courbe adoptée pour les modélisations par éléments finis (courbe noire).....	135

Figure 4.8 : Chute du béton lors de la fabrication des piles	137
Figure 4.9 : Enveloppe charge-déplacement obtenue par la poussée statique avec EPM3D	138
Figure 4.10 : Évolution des contraintes axiales dans les barres d'armature ancrées à la semelle (S11) [kN/m ²]	139
Figure 4.11 : Armature de la pile S6 modélisée par des éléments de treillis	139
Figure 4.12 : Courbes de comportement du béton de la pile S6	140
Figure 4.13 : Courbe de comportement en compression du BFUP du renforcement de la pile S6	141
Figure 4.14 : Courbes de comportement en traction du BFUP de la pile S6 obtenues en essai de traction axiale (courbes rouges) et courbes adoptées pour les modélisations par éléments finis (courbes noires)	141
Figure 4.15 : Courbe de comportement de l'acier des barres 35M ancrées à la semelle de la pile S6 obtenue en essai de traction axiale (courbe rouge) et courbe adoptée pour les modélisations par éléments finis (courbe noire).....	142
Figure 4.16 : Enveloppe charge-déplacement obtenue par la poussée statique 3D	143
Figure 4.17 : Évolution des contraintes axiales dans les barres d'armature ancrées à la semelle (S11) [kN/m ²]	144
Figure 4.18 : Comparaison entre les courbes de comportement adoptées par les deux logiciels	146
Figure 4.19 : Patron de fissuration à la rupture de la pile S6 sans renforcement [mm]	147
Figure 4.20 : Patron de fissuration (SDV28) à la rupture de la pile S6 sans renforcement [m] ..	147
Figure 4.21 : Résultats des poussées statiques sur les modèles de piles non-renforcées	148
Figure 4.22 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et les analyses numériques de la pile S5 avec et sans renforcement	149
Figure 4.23 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et les analyses numériques de la pile S6 avec et sans renforcement	150
Figure 4.24 : Enveloppes des poussées statiques selon les deux axes de la pile S5	151

Figure 4.25 : Enveloppes des poussées statiques selon les deux axes de la pile S6	151
Figure 4.26 : Déformée et état des contraintes verticales dans le béton à la rupture de la pile S6 lorsque soumise à un chargement selon son axe faible [kN/m ²]	152
Figure 4.27 : Détails de fabrication du spécimen P2 (tirée de Boucher-Proulx (2008)).....	153
Figure 4.28 : Courbes charge-déplacement obtenues suite aux essais cycliques quasi-statiques sur les spécimens P1 et P2	154
Figure 4.29 : Armature de la pile P2 modélisée par des éléments de treillis	155
Figure 4.30 : Conditions de retenue, chargement horizontal selon l'axe faible et matériaux adoptés	156
Figure 4.31 : Courbes de comportement du béton de la pile P2	157
Figure 4.32 : Courbe de comportement en compression du BFUP de la pile P2	158
Figure 4.33 : Courbe de comportement de l'acier des barres 25M ancrées à la semelle de la pile P2 adoptée pour les modélisations par éléments finis	158
Figure 4.34 : Enveloppe charge-déplacement obtenue par la poussée statique 3D sur la pile P2	159
Figure 4.35 : Détails de fabrication des spécimens S1 à S4 (tirée de (Massicotte, Dagenais, et al. (2014))).....	160
Figure 4.36 : Courbes charge-déplacement obtenues des essais quasi-statiques au laboratoire sur les spécimens S1 à S4.....	161
Figure 4.37 : Conditions de retenue et chargement horizontal selon l'axe faible	162
Figure 4.38 : Armature des piles S1 à S4 modélisée par des éléments finis de type treillis	163
Figure 4.39 : Maillage et matériaux adoptés pour les piles S1 à S4	164
Figure 4.40 : Courbes de comportement de l'acier adoptées pour les modélisations par éléments finis de l'armature des piles S1 à S4	166
Figure 4.41 : Enveloppe charge-déplacement obtenue par la poussée statique 3D sur le modèle de la pile S1	167

Figure 4.42 : Enveloppe charge-déplacement obtenue par la poussée statique 3D sur le modèle de la pile S2.....	168
Figure 4.43 : Enveloppe charge-déplacement obtenue par la poussée statique 3D sur le modèle de la pile S3.....	168
Figure 4.44 : Enveloppe charge-déplacement obtenue par la poussée statique 3D sur le modèle de la pile S4.....	169
Figure 4.45 : Définition des paramètres pour déterminer la longueur de la rotule plastique avec les modèles EPM3D	172
Figure 4.46 : Longueurs des rotules plastiques (L_p) selon le diamètre des barres d'ancrage à la semelle.....	173

LISTE DES ABRÉVIATIONS ET DES SYMBOLES

Liste des abréviations :

BO35	Béton ordinaire à 35 MPa de résistance en compression
BFUP	Béton fibré à ultra-haute performance
CBF	Conception basée sur la force
CBP	Conception basée sur la performance
CNBC	Code national du bâtiment du Canada
CQC	Combinaison quadratique complète
CU	Méthode de la charge uniforme
EPM3D	Logiciel : Endommagement progressif multiaxial tridimensionnelle
MU	Méthode unimodale
MM	Méthode multimodale
MDLIN	Méthode linéaire des diagrammes d'évolution
MDNLIN	Méthode non linéaire des diagrammes d'évolution
PSNLIN	Poussée statique non linéaire

Liste des symboles latins :

A_h	Aire de la section de béton
C	Matrice de coefficients d'amortissement
C_{sm}	Spectre de conception de la norme S6-06
d_b	Diamètre d'une barre d'armature
E_s	Module élastique de l'acier
E_c	Module élastique du béton
f_c	Résistance en compression du béton
f_y	Limite élastique de l'acier
f_u	Résistance ultime de l'acier
g	Constante de gravité
h_i	Distance verticale représentée par une paire i de potentiomètres
I_e	Coefficient d'importance
K	Matrice de rigidité
k	Rigidité
k_{eff}	Rigidité effective à un niveau de ductilité donné
k_o	Rigidité initiale tangente ou à la première plastification
l_i	Distance horizontale entre deux potentiomètres d'une même paire i
L	Longueur
l_p	Longueur de pénétration de la rotule plastique dans la semelle des piles
M	Matrice de masses
$m(x)$	Masse par unité de longueur
N	Nombre total de nœuds
$P_{eff}(t)$	Matrice de forces sismiques effectives
PF	Facteur de participation modal

P_o	Charge uniformément répartie (méthode CU et MU)
r	Vecteur de distribution spatial
R	Facteur de réduction de l'effort sismique
$S(T)$	Accélération spectrale de conception
S_a	Spectre d'accélération
S_d	Spectre de déplacement
T	Période de vibration
$u(t), \dot{u}(t), \ddot{u}(t)$	Déplacement, vitesse et accélération en fonction du temps
$\ddot{u}_g(t)$	Accélération du sol en fonction du temps
V	Cisaillement à la base
V_e	Charge élastique
V_{if}	Charge théorique de la capacité en flexion
$V_s(x)$	Déformée transversale du tablier lorsque sollicité par la charge p_o
V_y	Charge théorique de première plastification
W	Poids du tablier
x_o	Distance initiale horizontale entre 2 points de fixation des capteurs
y_o	Distance initiale verticale entre 2 points de fixation des capteurs

Liste des symboles grecs :

α	Masse modale participante
$\xi_{\text{éq}}$	Rapport d'amortissement équivalent
Δ_e	Déplacement maximal de la structure élastique
Δ_{girder}	Déplacement au niveau du tablier
Δ_y	Déplacement à la 1 ^{ère} plastification
Δ_u	Déplacement à l'ultime
μ	Niveau ou ratio de ductilité
γ	Distorsion en cisaillement
ϕ_i	Courbure calculée par la paire de potentiomètres i, amplitude du mode de vibration fondamental au nœud i
Φ_{girder}	Amplitude du mode de vibration fondamental au niveau du tablier

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE I : Autres résultats des essais au laboratoire.....	184
ANNEXE II : Plans pour construction.....	186
ANNEXE III : Rapports d'avancement de la construction des piles.....	196
ANNEXE IV : Mélanges de béton.....	230
ANNEXE V : Procédure de rotation des piles.....	232
ANNEXE VI : Conception et plans des équerres.....	236

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Généralités

Les piles des ponts construits avant les années 1980 ont pratiquement toutes été conçues avec l'absence de considérations sismiques. En effet, les connaissances de l'époque faisaient en sorte que l'amplitude des séismes et leurs effets sur les structures étaient mal compris, ce qui se reflétait par des exigences des codes de conception que l'on sait aujourd'hui inadéquates. Aussi, les ingénieurs n'étaient pas non plus dotés d'outils d'analyse et de conception permettant de prendre en compte ces phénomènes. Aujourd'hui, en plus d'avoir de l'information en temps réel (U.S. Geological Survey, 2014) et des cartographies détaillées de l'aléa sismique, il est bien reconnu que les piles doivent être en mesure de dissiper une grande quantité d'énergie lors de séismes majeurs pour éviter des ruptures soudaines (M. J. N. Priestley, Seible, & Calvi, 1996). Cette dissipation d'énergie s'opère souvent sous forme d'endommagement cumulatif en flexion sous forme de rotules plastiques qui se retrouvent à la base ou au sommet des piles selon le système structural. Il s'agit d'une zone où l'endommagement est concentré et contrôlé via les déformations inélastiques prédéterminées par des détails de conception et facilement réparable après un sinistre (Lian, Mark, Wai-Fah, & Shigeki, 2005). Ces détails incluent, entre autre, des armatures transversales resserrées avec crochets sismiques repliés à 135 degrés afin d'assurer un confinement adéquat du béton et pour prévenir le flambement des armatures longitudinales et un chevauchement des barres d'armature longitudinales de la pile et de la semelle hors de la zone de rotule plastique (Association Canadienne de Normalisation, 2006). Ces deux principales dispositions visent à assurer le bon comportement de la structure lors d'un séisme.

1.2 Problématique

Le problème avec les vieilles constructions en béton armé est que la rotule ne peut pas se former adéquatement à cause de défauts dans la conception des armatures: joints de chevauchement dans la zone de rotule plastique, armature transversale insuffisante pour assurer le confinement ou la résistance à l'effort tranchant, absence de crochets sismiques, barres d'armature longitudinales non

retenues contre le flambement dû à l'espacement trop élevé des armatures transversales, etc. Ces défauts, issus d'un manque de connaissances scientifiques, tant pour la conception ductile que pour la séismicité, affectent un grand nombre d'ouvrages construits avant 1980. Les ouvrages conçus sans considérations sismique sont fortement répandus sur le réseau routier puisqu'actuellement, au Québec, plus de 80% des ponts ont été construits avant 1980 (Ministère des Transports du Québec, 2013). Cette situation n'est pas unique au Québec et se retrouve partout dans le monde où les conditions sismiques exigent l'utilisation de règles de conception adaptées à cette situation.

Les ponts construits à l'époque étaient conçus principalement pour résister aux charges de gravité seulement. Plusieurs types de rupture ont été observés lors de séismes majeurs tels que ceux de Loma Prieta (1989), de Northridge (1994) et de Hyogo-Ken Nanbu (1995). La plupart de ces types de rupture avait comme caractéristique un comportement hautement fragile. Le besoin de développer une stratégie pour amener ces ponts à rencontrer les exigences sismiques actuelles se faisait donc de plus en plus sentir. L'option de reconstruction du pont en entier n'est envisageable que lorsque l'état global du pont et le budget disponible le permettent. D'importantes répercussions sur la circulation et sur les zones à proximité des ouvrages seraient alors à prévoir. L'option de remplacement complet des piles pourrait s'avérer difficilement réalisable sans techniques complexes et coûteuses de retenue temporaire du tablier et d'excavation. La réhabilitation s'avère donc un choix idéal dans le cas des ponts dont le principal défaut se situe au niveau de la résistance sismique. Plusieurs techniques de réhabilitation ont été proposées au courant des dernières années, mais aucune d'entre elles ne s'avère réellement efficace dans le cas des piles fortement rectangulaire ($b/h \geq 2$). La technique de réhabilitation développée à Polytechnique utilise les propriétés mécaniques du béton fibré ultra-performant (BFUP) comme matériau de réparation. Ce béton est beaucoup plus performant mécaniquement que le béton ordinaire, pour sa résistance en compression ($\geq 120 \text{ MPa}$), mais surtout pour sa résistance et exceptionnelle ductilité en traction rendus possibles grâce à sa matrice cimentaire plus compacte et à son dosage en fibres d'acier qui empêche l'ouverture et la propagation des fissures. Avec les matériaux bruts disponibles dans l'est du Canada, une formulation de BFUP stable et performante est atteignable (Braike, 2007).

1.3 Objectifs et portée du projet de recherche

Le projet vise à poursuivre le développement d'une méthode de réhabilitation sismique qui utilise les qualités du BFUP pour corriger des défauts de conception de l'armature des piles de ponts fortement rectangulaires. La méthode pourrait aussi facilement s'appliquer à tous types de colonne, puisque les piles rectangulaires sont les plus difficiles à réhabiliter. Le projet comporte trois objectifs spécifiques. Le premier objectif vise à valider expérimentalement l'efficacité de la technique de renforcement pour des piles rectangulaires chargées selon leur axe fort et possédant un faible ratio hauteur-largeur, deux aspects qui n'ont pas été étudiés lors de projets expérimentaux antérieurs. Le deuxième objectif est de vérifier expérimentalement l'effet d'une mauvaise configuration des barres d'armature transversales sur l'efficacité du renforcement en BFUP. Enfin le troisième objectif vise à reproduire numériquement le comportement expérimental des piles renforcées à l'aide d'un logiciel d'éléments finis.

Les résultats expérimentaux de ce projet viendront s'ajouter à la base de données déjà existante à Polytechnique concernant le renforcement des piles de pont avec du BFUP. Les résultats numériques permettront de calibrer des modèles par éléments finis et, éventuellement, permettront de concevoir un renforcement sismique avec cette technique sans la nécessité d'avoir recours à des essais au laboratoire.

1.4 Méthodologie

La revue de littérature réalisée dans le cadre de ce projet de recherche portera sur des sujets variés concernant l'analyse et la conception parasismique et inclura les travaux faits ailleurs ainsi que ceux réalisés à Polytechnique spécifiquement sur le renforcement sismique des piles de ponts. Ensuite, la conception de deux piles rectangulaires comportant des défauts sismiques au niveau des barres d'armature sera entamée. La fabrication sera effectuée chez une entreprise de béton préfabriqué. Des essais cycliques quasi-statiques au laboratoire des structures permettront la validation de l'efficacité du renforcement avec le BFUP. Des analyses subséquentes par éléments finis avec le logiciel EPM3D permettront de reproduire le comportement des piles du présent projet et de d'autres de projets antérieurs.

1.5 Organisation du mémoire

Ce mémoire est constitué de cinq chapitres. Deux volets distincts y sont présentés, soit un expérimental et un numérique. En ordre, le chapitre 1 présente une introduction, le chapitre 2 dresse grossièrement l'état actuel des connaissances sur l'analyse, la conception et la réhabilitation sismique alors que le chapitre 3 résume les essais sur piles chargées selon leur axe fort au laboratoire. Le chapitre 4 présente les modélisations numériques et le chapitre 5 conclut le mémoire.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

2.1 Portée de la revue de littérature

Ce chapitre se veut une revue de littérature sur des sujets touchant l'analyse, la conception et la réhabilitation parasismique des structures. Celle-ci débute par une synthèse des différents modes de rupture des structures mal adaptées à un chargement latéral cyclique et des principaux séismes ayant activé la recherche dans ce domaine. Ensuite, la revue s'attarde à l'évolution des méthodes d'analyse dynamique des structures suite aux avancées des dernières décennies. Puis, un sommaire sur les méthodes de réhabilitation des piles de ponts est présenté. Finalement, la revue de littérature se conclue par une étude comparative de différents protocoles de chargement pour les essais cycliques quasi-statiques.

2.2 Types de rupture et séismes majeurs

Cette section présente un sommaire de certains types de rupture typiques de structures non adaptées aux efforts sismiques. Aussi quelques séismes majeurs ayant grandement influencé les pratiques parasismiques actuelles seront présentés.

2.2.1 Types de rupture

Plusieurs types de rupture peuvent survenir dans les piles de pont suite à un séisme majeur. La rupture d'une colonne peut être causée par une résistance insuffisante au cisaillement. Le plus souvent, et s'est surtout le cas pour les anciennes constructions, le manque d'armatures transversales est la principale cause d'une rupture en cisaillement des colonnes soumises à un séisme. Lorsque les étriers plastifient, les microfissures inclinées de surfaces s'ouvrent rapidement et la partie de la résistance au cisaillement apportée par l'engrainement des agrégats du béton en est amoindrie (Boucher-Proulx, 2008). Lorsque l'effort de cisaillement est suffisant pour mener à la rupture des étriers ou à la séparation d'étriers non refermés (en U par exemple) ou ne possédant

pas de crochets sismiques à 135 degrés, les barres longitudinales flambent et la désintégration du noyau de béton s'ensuit immédiatement (Figure 2.1). Ce type de rupture est caractérisé par un comportement fragile. Ceci se traduit par une courbe charge-déplacement présentant une rapide dégradation de la rigidité latérale (Figure 2.7 b)). La dissipation d'énergie (aire sous la courbe) est très faible comparativement à une pile possédant un bon comportement sismique (Figure 2.7 a)).



Figure 2.1 : Rupture en cisaillement de piles avec peu d'armature de cisaillement suite au séisme de San Fernando en 1971 (tirée de J. Moehle, P. et Eberhard (2003))

Outre le manque d'armature transversale, un autre problème majeur et courant des anciennes constructions est le chevauchement des barres dans la zone de la formation de la rotule plastique. Ceci conduit souvent à des ruptures par perte d'ancrage et par glissement des barres chevauchées. Il est reconnu que le transfert d'effort de traction d'une barre à l'autre dans un chevauchement doit inévitablement transiter par le béton. Lors d'une sollicitation latérale de la pile, la trop faible longueur de chevauchement adoptée à l'époque engendre des efforts importants par unité de longueur dans le béton. Pour un tel niveau d'effort, ni l'adhérence chimique entre le béton et l'armature ni le frottement de surface des barres ne suffisent pour empêcher un glissement. C'est

donc la résistance mécanique des crénelures qui empêche les barres de glisser à ce stade. Cette butée crée cependant une pression radiale autour des barres qui induit des forces en traction suffisamment élevées pour causer des fissures de fendage parallèles aux barres. Lorsque ces fissures commencent à s'ouvrir, les barres se désolidarisent du béton et il n'y a plus de transfert d'effort de traction entre les barres chevauchées. Pour éviter une telle rupture, la solution préconisée par les codes modernes est de créer un bon confinement apporté par la pression exercée sur le béton par des étriers en nombre suffisant et d'assurer la présence d'un bon enrobage de béton, et ce, sur une longueur suffisante. Malheureusement pour les vieilles constructions, souvent trop peu d'étriers sont présents et l'enrobage de béton est souvent trop mince. Ceci conduit à l'élargissement des fissures de fendage, à l'éclatement du béton d'enrobage et au glissement des barres chevauchées (Figure 2.2 et Figure 2.3). Selon la configuration géométrique du joint de chevauchement et les paramètres mécaniques des matériaux, ce type de rupture est caractérisé par un comportement fragile ou à ductilité limitée. Ceci se traduit par une courbe charge-déplacement présentant une rapide dégradation de la rigidité latérale (Figure 2.7 b)) ou par une courbe présentant une ductilité limitée (Figure 2.7 c)). La dissipation d'énergie est faible comparativement à une structure avec un comportement adéquat.



Figure 2.2 : Rupture par perte d'ancrage des barres chevauchées dans la zone de rotule plastique suite au séisme de Loma Prieta en 1989 (tirée de M. J. N. Priestley et al. (1996))



Figure 2.3 : Rupture d'une pile possédant un joint de chevauchement lors du séisme de Hyogo-Ken Nambu de 1995 (tirée de J. Moehle, P. et Eberhard (2003)).

D'autres types de rupture peuvent survenir pour des piles mal conçues. Ainsi, des ruptures en flexion-cisaillement peuvent survenir lorsque le taux d'armature longitudinale est réduit trop rapidement hors de la zone de rotule plastique. C'est le cas des piles du pont de 18 travées du Hanshin Expressway (Figure 2.4). Les conclusions d'une étude (Kawashima & Unjoh, 1997) révèlent les étapes ayant mené à la rupture des piles (Figure 2.5). D'abord, des fissures de flexion sont apparues à l'endroit où le tiers des barres longitudinales était interrompu. Ces fissures ont considérablement réduit les propriétés effectives de la section la rendant ainsi plus vulnérable aux efforts de cisaillement. Les fissures de flexion ont évolué en fissures de cisaillement. L'endommagement progressif de la section a causé un mouvement oscillatoire important et les effets P-Δ sont devenus assez importants pour causer la rupture des étriers et des barres longitudinales. Ce type de rupture est caractérisé par une courbe charge-déplacement présentant une ductilité limitée (Figure 2.7 c)).

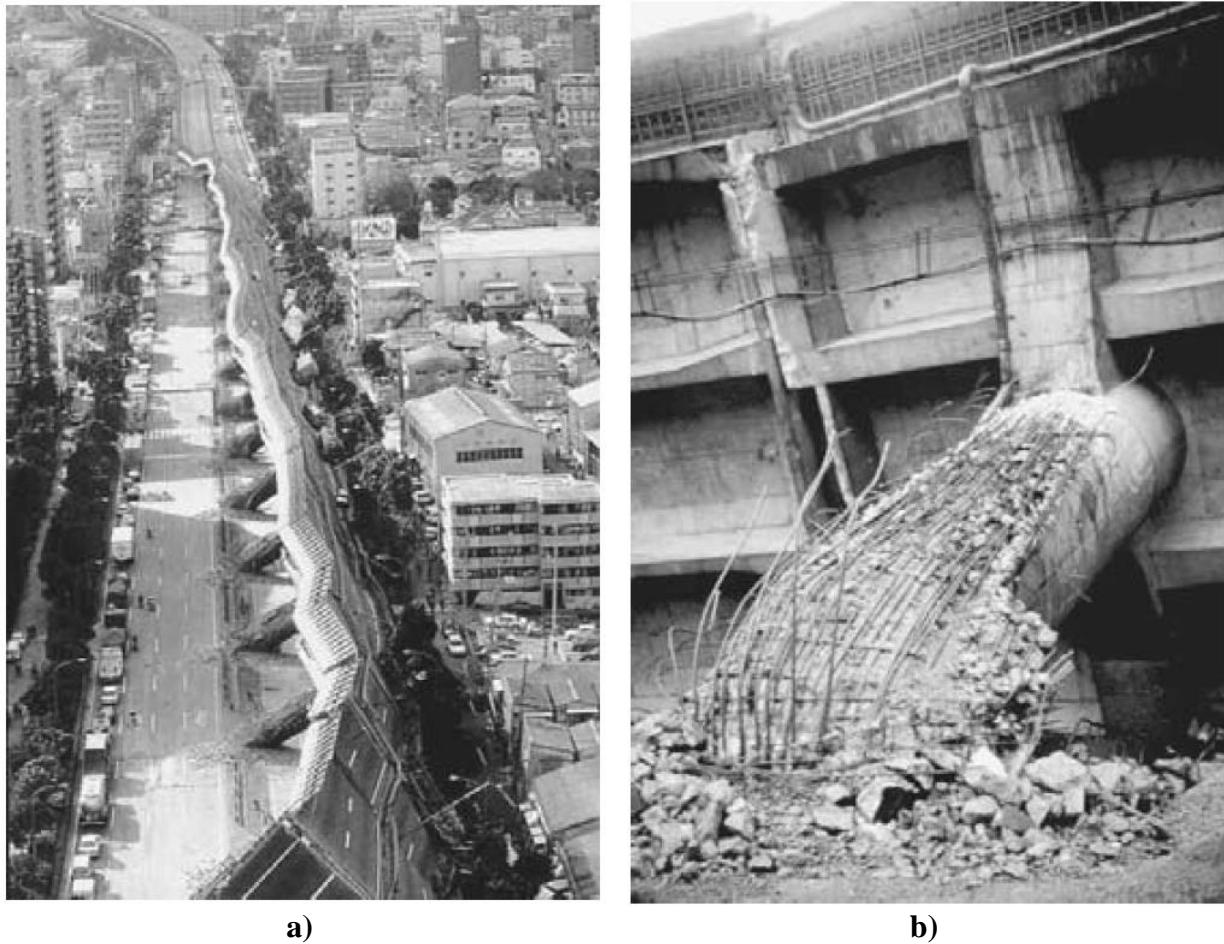


Figure 2.4 : Rupture en flexion-cisaillement du pont à 18 travées du Hanshin Expressway suite au séisme de 1995 à Hyogo-Ken Nanbu (tirée de Scawthorn (2002))

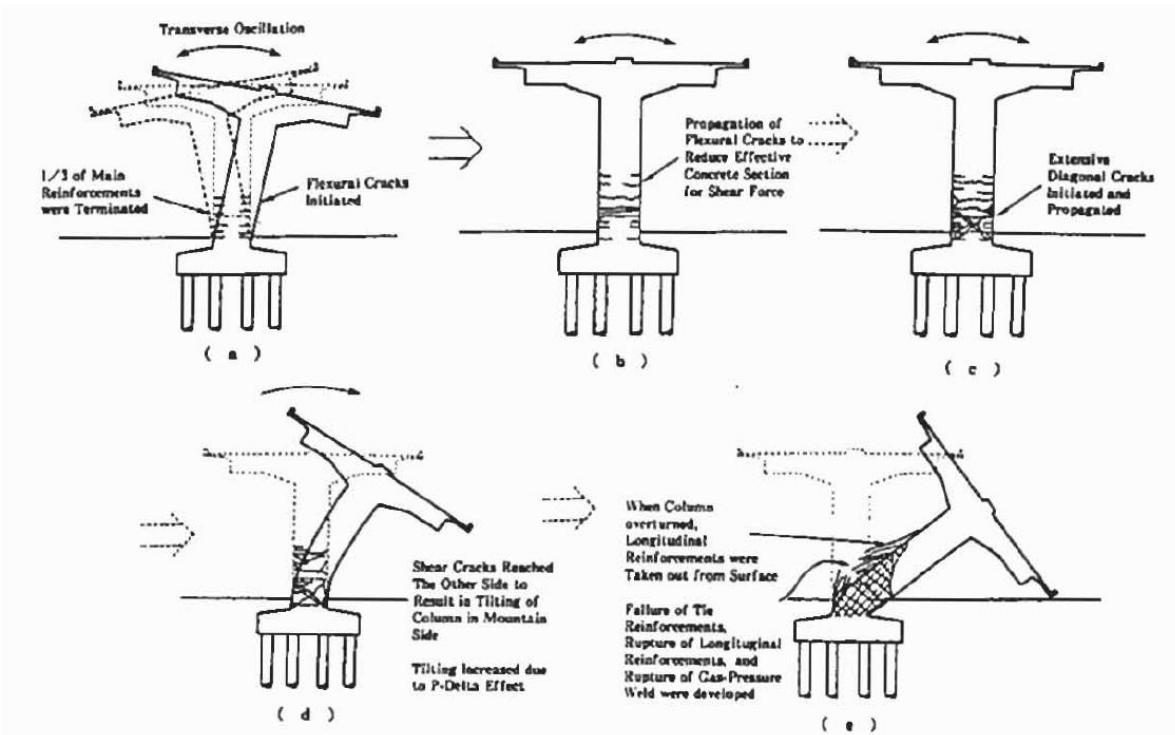
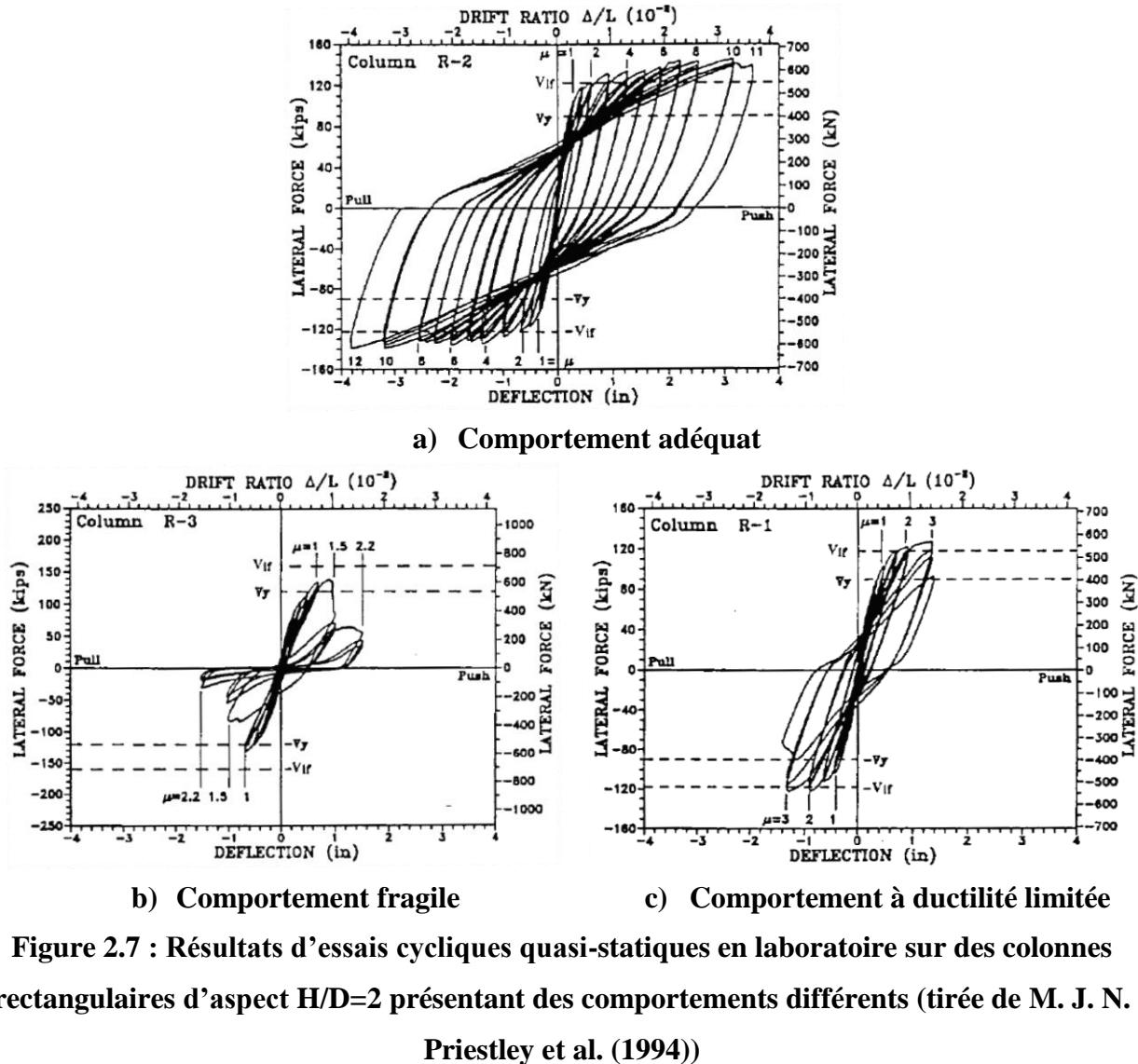


Figure 2.5 : Mode de rupture des piles du pont de 18 travées du Hanshin Expressway (tirée de Kawashima et Unjoh (1997))

Des piles originellement bien conçues peuvent devenir vulnérables suite à des travaux de renforcement ou d'améliorations architecturales. C'est surtout le cas lorsque la rotule plastique se déplace vers une section de la pile non conçue pour être en mesure de soutenir sa formation. La rotule peut se déplacer, par exemple, suite à l'augmentation de l'inertie d'une partie de la pile. C'est le cas de la pile de la Figure 2.6 qui a été soumise à des travaux d'ajout d'une surépaisseur de béton en forme de prisme triangulaire pour des raisons esthétiques. L'inertie ajoutée a empêché la rotule de se former à l'endroit initialement prévu et l'absence de cette considération lors de la conception du renforcement a causé la descente de la rotule vers une zone où, visiblement, le confinement du noyau de béton était inadéquat. Une rupture fragile du pont s'en est suivie.



Figure 2.6 : Rupture d'une pile suite à la descente de la rotule plastique lors du séisme de Northridge de 1994 (tirée de J. Moehle, P. et Eberhard (2003))



2.2.2 Séismes majeurs

Cette section présente sommairement des séismes majeurs ayant eu lieu dans des zones fortement sismiques et fortement peuplées. Leur avènement relativement récent a procuré beaucoup d'informations tant au niveau géologique qu'au niveau du comportement des structures. La description des séismes est inspirée de l'ouvrage de Scawthorn (2002).

2.2.2.1 San Fernando (1971)

Ce séisme de magnitude 6.6 sur l'échelle de Richter a causé la mort de 65 personnes et en a blessé plus de 2000 autres. Les dommages matériels se sont élevés à plus d'un demi-milliard de dollars (Filiatrault, Tremblay, & Christopoulos, 2013). Suite à ce séisme, la recherche sismique s'est doublément activée et les normes sont devenues de plus en plus sévères concernant les forces horizontales de conception. La Figure 2.1 montre une rupture fragile en cisaillement causée par le séisme de San Fernando visiblement à cause du manque d'armature transversale.

2.2.2.2 Loma Prieta (1989)

Ce séisme de magnitude 7.1 a causé la mort de 62 personnes, un nombre considéré faible pour un séisme d'une telle amplitude dans une zone fortement peuplée des États-Unis. Les blessés se chiffraient à plus de 3700. Les dommages matériels ont été estimés à 5.6 milliards de dollars. Le séisme de Loma Prieta a permis de souligner l'importance du type de sol dans la réponse d'une structure à un mouvement du sol. En effet, la majorité des dommages importants engendrés par ce séisme ont été repérés sur des structures construites sur un sol mou argileux, ce qui est particulièrement vrai dans la baie de San Francisco (Figure 2.8). Ce type de sol a amplifié les secousses de moyenne intensité du socle rocheux de l'épicentre vers une intensité élevée à la surface du sol. Plusieurs types de rupture sont survenus suite à ce séisme dont des ruptures fragiles par perte d'ancrage des barres chevauchées à la base des piles (Figure 2.2). Sur cette image, il est observable que l'éclatement du couvert de béton a provoqué une perte d'adhérence entre les barres chevauchées.

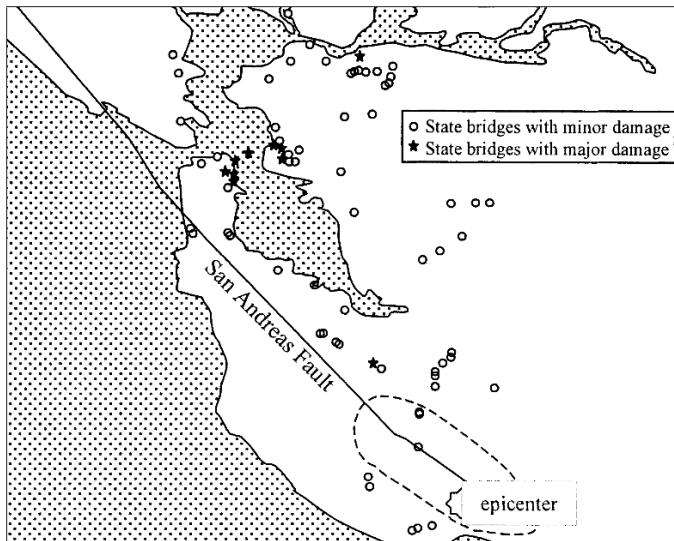


Figure 2.8 : Ponts endommagés par le séisme de Loma Prieta près de la faille de San Andreas (tirée de J. Moehle, P. et Eberhard (2003))

2.2.2.3 Northridge (1994)

D'une magnitude de 6.7, ce séisme a frappé la région densément peuplée de la vallée de San Fernando aux États-Unis. Il a touché pratiquement la même région, au même moment de l'année et à la même heure de la journée que le séisme de 1971. Des milliers de secousses de magnitude 4 à 5 ont eu lieu dans les semaines suivant le séisme, endommageant davantage les quelques 12 500 structures déjà lourdement affectées. Des accélérations maximales de l'ordre de 1.0 g ont été enregistrées à plusieurs endroits. Le décompte des morts a atteint 57 et les blessés graves se chiffraient à plus de 1500. Les pertes économiques se sont chiffrées à plus de 44 milliards de dollars, un des séismes les plus coûteux de l'histoire. Les dommages causés par ce séisme, combinés à ceux du séisme de Loma Prieta cinq ans plus tôt, ont encouragé le financement massif des recherches sur les techniques de réhabilitation sismique des structures en Californie. La Figure 2.6 montre la rupture d'une pile lors de ce séisme.

2.2.2.4 Hyogo-Ken Nanbu (Kobe) (1995)

Ce séisme de magnitude 6.9 ayant frappé le Japon a causé la mort de 6427 personnes, en a blessé 36 896 autres et a forcé l'évacuation de plus de 310 000 sinistrés. Plus de 100 000 bâtiments ont été détruits et 80 000 autres ont été lourdement endommagés. Plusieurs superstructures ont été sévèrement endommagées dont les ponts de la Hanshin Expressway. Plusieurs types de rupture y ont été identifiés dont des ruptures en flexion-cisaillement (Figure 2.4). Des ruptures fragiles par fendage à cause de la présence d'un joint de chevauchement ont également été détectées lors de ce séisme (Figure 2.3).

2.3 Philosophies de conception

Les dommages causés par les séismes des dernières décennies ont encouragé le développement de techniques d'analyse sismique et de conception parasismique qui autrefois étaient limitées voire inexistantes. Il n'est donc pas surprenant de noter que les philosophies de conception ont évolué au cours des dernières années (Figure 2.9).

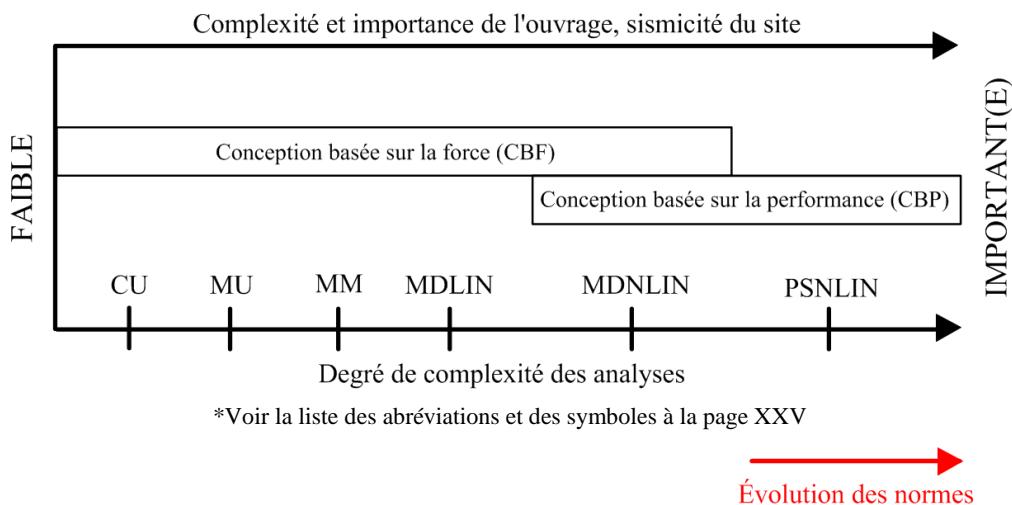


Figure 2.9 : Évolution des normes et types d'analyse sismique (adaptée de Massicotte et al. (2014))

Les plus anciennes méthodes, quoiqu'encore les plus largement employées, sont basées sur le principe de capacité aussi appelé la conception basée sur la force (CBF). Ici, les éléments non-ductiles d'une structure sont protégés et doivent demeurer dans le domaine élastique alors que ceux ductiles sont détaillés adéquatement pour offrir un comportement inélastique. Pour ces éléments ductiles, les forces de cisaillement élastique V_e sont réduites par un facteur R égal au ratio de ductilité μ selon le principe des déplacements égaux (Figure 2.10). Il est reconnu que pour des structures avec une période de vibration inférieure à 0.5 seconde, ce principe ne s'applique pas vraiment et laisse plutôt place au principe des énergies égales. Le facteur R n'est alors plus directement égal au ratio de ductilité μ , mais il demeure fonction de celui-ci. Pour simplifier les règles de conception, la majorité des codes adoptent le principe des déplacements égaux pour toutes les structures. Ce facteur $R=\mu$ vient donc réduire les charges pour la conception en autant que la structure soit capable, par ses détails de conception, de soutenir un niveau de ductilité en déplacement μ aux endroits voulus.

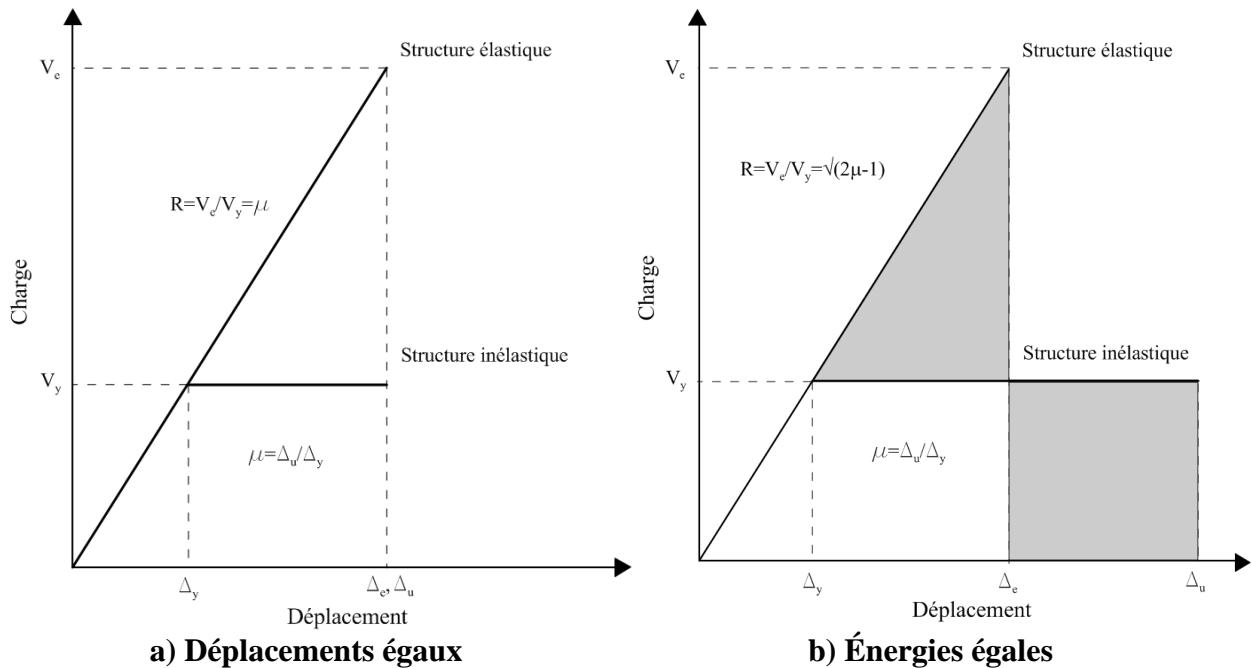


Figure 2.10 : Principe des déplacements égaux et des énergies égales

Suite à plusieurs observations montrant que le comportement et le niveau d'endommagement des structures sont plutôt dictés par la capacité de déformation inélastique de leurs éléments ductiles et

non par le niveau de force sismique sollicitant la structure, plusieurs lacunes ont été identifiées à la CBF (M. J. Priestley, Mervyn, & GianMichele, 2014). Il a été conclu que l'analyse et la conception des structures devraient être basées sur la demande en déformations inélastiques d'un séisme au lieu des efforts linéaires induits par des forces sismiques réduites par le facteur approximatif R de la CBF. Pour pallier à ces lacunes, le développement de la conception basée sur la performance (CBP) a été entamé au début des années 1990. Récemment implémentée dans l'édition 2014 de la norme S6, cette approche de conception devra prochainement être adoptée par les concepteurs pour certaines structures importantes. Les principales étapes du processus de la CBP se résument comme suit (Massicotte et al. 2014):

- Identification de l'aléa sismique correspondant à la localité de la structure étudiée et des niveaux d'excitation pour différentes probabilités de dépassement (ex : 10%, 5% ou 2% en 50 ans);
- Modélisation et analyse structurale de l'ouvrage pour les niveaux d'excitation (ex : poussée statique non-linéaire, Figure 2.11);
- Détermination de l'endommagement de la structure selon le niveau d'excitation. La performance de la structure peut ensuite être établie (complètement opérationnelle, partiellement opérationnelle, dommages réparables, rupture, etc.);
- Détermination des coûts directs et indirects reliés à l'endommagement de la structure.

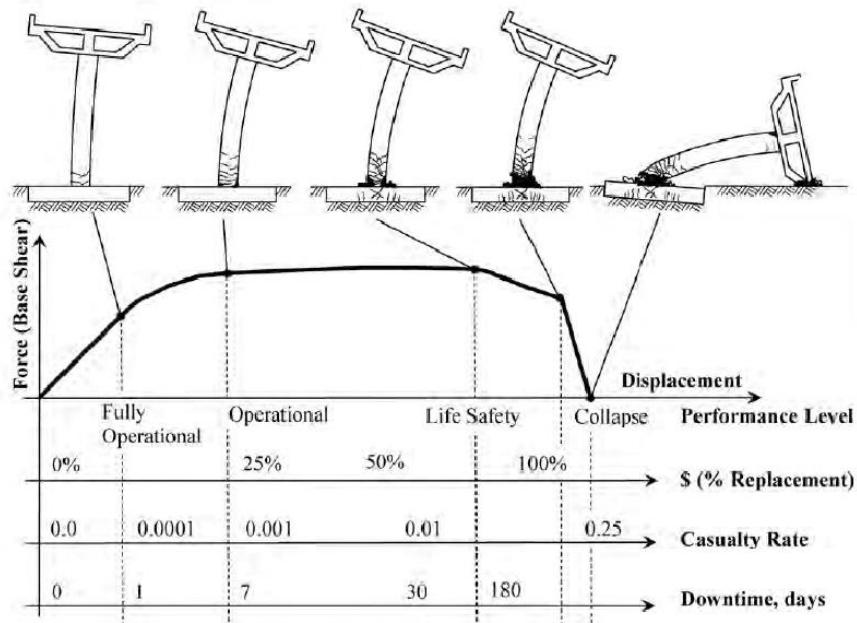


Figure 2.11 : Poussée statique non-linéaire sur une pile pour illustrer la conception basée sur la performance (CBP) (tirée de J. Moehle, P. (2004))

L'utilisation de la CBP nécessitera un niveau plus élevé d'interaction entre les donneurs d'ouvrage et les consultants que ce à quoi la pratique actuelle est habituée, surtout en ce qui a trait à la fixation des critères de performance. Les consultants se devront de bien maîtriser les analyses dynamiques non linéaires afin de quantifier l'endommagement des structures et ensuite juger si leur performance rencontre les exigences préalablement établies.

2.4 Méthodes d'analyse sismique

Les analyses sismiques actuellement utilisées pour les ponts se divisent en trois grandes catégories : les analyses spectrales, les analyses temporelles et les poussées statiques. L'emploi spécifique d'une de ces catégories d'analyses dépend de bien des facteurs dont la complexité et l'importance de la structure, le niveau d'activité sismique du site, le type de sol, le type d'approche de conception adopté par les codes en application (basée sur la force, basée sur la performance), etc. Globalement, les analyses temporelles offrent une plus grande précision que les analyses spectrales, mais

nécessitent une plus grande attention de la part des analystes. La section suivante présentera quelques méthodes d'analyse adoptées par certains codes.

2.4.1 Analyses spectrales

Il n'est souvent pas nécessaire de connaître toute la réponse de la structure analysée dans le temps. La réponse maximale est davantage utile pour procéder à la conception, à l'évaluation ou à la réhabilitation. Les méthodes spectrales se basent sur la réponse maximale d'un système équivalent à un degré de liberté. Parmi elles, les plus avancées font la combinaison de la réponse maximale des principaux modes de vibration de la structure. Ces analyses ne sont valables qu'en supposant un comportement linéaire élastique des matériaux. Des propriétés effectives sont alors souvent adoptées pour inclure des effets non linéaires approximatifs dans le calcul. Il s'agit d'analyses de type CBF.

2.4.1.1 Méthode da la charge uniforme (CU)

Cette méthode est la plus simple d'application et est réservée aux ponts les plus simples. Les efforts aux piles et aux culées ainsi que la déformée du tablier sont obtenus en appliquant une charge sismique uniformément distribuée le long du tablier égale à $p_e = C_{sm} W/L$. Le coefficient C_{sm} est déterminé à partir de la période fondamentale de la structure dans la direction d'intérêt ($T = 2\pi\sqrt{K/m}$). Dans l'édition 2014 de la norme S6, ce coefficient laisse place à $S(T)I_e$, où $S(T)$ est l'accélération spectrale de conception et I_e est un coefficient d'importance. Pour la direction longitudinale, la période est calculée en considérant la masse totale du tablier et la sommation des rigidités des piles qui résistent au mouvement. Dans la direction transversale, il faut déterminer la rigidité totale K en imposant une charge unitaire uniforme p_o à l'ouvrage et en observant la déformée maximale $V_{s,max}$. La rigidité totale dans cette direction s'obtient de la relation $K = p_o L/V_{s,max}$.

2.4.1.2 Méthode unimodale (MU)

Pour cette méthode, une analyse modale n'est pas nécessaire parce que le seul mode utile est le 1^{er} et qu'il est déterminé de façon approximative. En effet, il est supposé égal à la déformée résultante d'une charge unitaire uniformément distribuée p_o . La période fondamentale est obtenue à l'aide du principe de Rayleigh, qui veut que l'énergie de déformation totale maximale emmagasinée est égale à l'énergie cinétique totale maximale que possède la structure lorsqu'elle oscille dans son mode de vibration. L'énergie de déformation est égale au travail fait par la charge p_o . Les relations suivantes en découlent :

$$\frac{1}{2} \int_0^L p_0 V_s(x) dx = \frac{1}{2} \int_0^L m(x) \omega^2 V_s^2(x) dx \rightarrow \omega^2 = \frac{\int_0^L p_0 V_s(x) dx}{\int_0^L m(x) V_s^2(x) dx} = \frac{p_0 \alpha}{\gamma/g} \quad (2.1)$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{p_0 g \alpha}} \quad (2.2)$$

$$\alpha = \int_0^L V_s(x) dx \quad (2.3)$$

$$\gamma = \int_0^L W(x) V_s^2(x) dx \quad (2.4)$$

Les efforts aux piles et aux culées ainsi que la déformée du tablier sont obtenus en appliquant une charge sismique distribuée p_e le long du tablier et peut se calculer comme suit :

$$p_e(x) = m(x) V_s(x) \frac{\int_0^L m(x) V_s(x) dx}{\int_0^L m(x) V_s^2(x) dx} C_{sm} g = W(x) V_s(x) \frac{\beta}{\gamma} C_{sm} \quad (2.5)$$

$$= \frac{\beta C_{sm}}{\gamma} W(x) V_s(x) \quad (2.6)$$

$$\beta = \int_0^L W(x) V_s(x) dx$$

Pour l'édition 2014 du code des ponts, C_{sm} est remplacé par $S(T)I_e$ dans les équations précédentes.

2.4.1.3 Méthode multimodale (MM)

Cette méthode est une analyse spectrale qui emploie la combinaison des réponses des différents modes de vibration de la structure. Une analyse modale de la structure doit donc être effectuée pour connaître les paramètres dynamiques de la structure (périodes et modes de vibration, masse modale effective, facteur de participation modale). Au moins 90% de la masse doit participer à la réponse (Carr, 1994). Selon la norme S6, la méthode de combinaison employée doit être la combinaison quadratique complète (CQC) (Wilson, Der Kiureghian, & Bayo, 1981) ou la somme des valeurs absolues si la différence entre les périodes est moins de 10%. D'autres méthodes de combinaison existent tel la somme des valeurs absolues et la double sommation (Rosenblueth & Elorduy, 1969). Dans son édition 2006, la norme S6 utilise le spectre C_{sm} alors que dans sa nouvelle édition 2014, elle introduit l'accélération spectrale de conception $S(T)$ qui est beaucoup plus à jour et correspond aux conditions géologiques du site. En effet, le spectre C_{sm} se base sur des études datant d'un certain temps alors que le spectre $S(T)$ fait suite à de nombreuses études faites au courant des dernières décennies.

2.4.2 Analyses temporelles

2.4.2.1 Méthode du diagramme d'évolution (MDLIN ou MDNLIN)

Cette méthode consiste à soumettre le modèle de la structure à plusieurs enregistrements sismiques et à procéder à l'intégration temporelle de l'équation dynamique du mouvement :

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = P_{eff}(t) = -Mr\ddot{u}_g(t) \quad (2.7)$$

où M est la matrice de masse, C est la matrice d'amortissement, K est la matrice de rigidité, $u(t)$ est le déplacement en fonction du temps, $\dot{u}(t)$ est la vitesse en fonction du temps, $\ddot{u}(t)$ est l'accélération en fonction du temps, $P_{eff}(t)$ est la matrice de force sismique effective, r est un vecteur de la distribution spatiale et $\ddot{u}_g(t)$ est l'accélération du sol en fonction du temps.

Les méthodes de résolution de cette équation peuvent-être l'intégration exacte par segments linéaires, la méthode des différences centrées, les méthodes de Newmark, la méthode de Wilson-θ, les méthodes de collocation ou la méthode HHT-α. Les logiciels commerciaux permettent normalement d'appliquer l'une ou l'autre de ces méthodes.

L'excitation n'est donc plus fréquentielle, mais bien temporelle et toute la réponse de la structure dans le temps est calculée. Cependant, puisqu'il est assez rare de posséder des enregistrements sismiques directement du site à l'étude, l'amplitude des enregistrements quelconques sélectionnés doit être calibrée de telle sorte qu'ils soient compatibles avec le spectre de conception du code. Pour la calibration, une analyse modale doit être effectuée pour connaître les paramètres dynamiques de la structure (périodes et modes de vibration, masse modale effective, facteur de participation modale). La méthode du diagramme d'évolution peut inclure des propriétés linéaires (MDLIN) ou non linéaires (MDNLIN). Dans le cas linéaire, l'analyse est de type CBF, alors qu'il peut s'agir d'analyse de type CBF ou CBP dans le cas non linéaire (Figure 2.9). La section 2.4.3 contient des renseignements concernant la modélisation non linéaire des structures qui s'appliquent aussi pour la MDNLIN.

2.4.2.2 Procédure de calibration

Il est plutôt difficile d'obtenir des enregistrements sismiques réels représentatifs du site à l'étude pour une majorité de localités. En effet, les données historiques disponibles sont souvent peu nombreuses ou incomplètes. Il faut alors avoir recours à une banque de séismes synthétiques générés par des spécialistes. Ces enregistrements tels quels ne sont souvent pas représentatifs en termes d'amplitude pour la localité voulue et il faut être en mesure de les calibrer. On présente ici une procédure sommaire et un exemple qui présente la calibration des enregistrements sismiques synthétiques (Atkinson et al., 2012; G. M. Atkinson, 2009) :

Étape 1: Il faut définir le spectre de conception du site à l'étude à l'aide du code en vigueur.

Pour les besoins de l'exemple, le spectre du CNBC 2010 correspondant à un sol de type C dans la région de Montréal a été utilisé (Figure 2.12 et Figure 2.13).

Étape 2: Il faut choisir une plage de période pour laquelle la calibration sera effectuée. La limite supérieure de cette plage devrait être prise égale ou supérieure à deux fois la première période de vibration de la structure. La limite inférieure devrait être choisie pour inclure toutes les périodes de vibrations permettant d'atteindre une masse participante de 90%, mais pas moins de 0,2 fois la première période de vibration. Cependant, il faut s'assurer d'avoir un minimum de 20 valeurs de SA_{acc} disponibles à l'intérieur de la plage définie. Pour les besoins de l'exemple, les périodes comprises entre 0,1 et 1 seconde formeront cette plage. La calibration peut aussi viser l'ensemble du spectre.

Étape 3: À l'aide des données des enregistrements synthétique disponibles pour le Canada (www.seismotoolbox.ca), il faut calculer le rapport SA_{code}/SA_{acc} pour chaque période comprise à l'intérieur de la plage d'intérêt et pour chaque enregistrement disponible (Tableau 2.1).

Étape 4: La moyenne et l'écart type des rapports obtenus à l'étape 3 doivent être calculés (Tableau 2.1).

Étape 5: Il faut, à cette étape, sélectionner des enregistrements possédant l'écart type le plus faible, mais possédant une moyenne du rapport SA_{code}/SA_{acc} entre 0,5 et 2. Si la calibration vise l'ensemble du spectre, un minimum de 11 enregistrements est nécessaire, alors que cinq suffisent pour une plage de périodes définie (Tableau 2.1).

Étape 6: Il faut multiplier les accélérations spectrales brutes par la moyenne des enregistrements sélectionnés (présentées au Tableau 2.1) pour obtenir les accélérations spectrales calibrées (Tableau 2.2).

Étape 7: À cette étape, on doit s'assurer que la moyenne des spectres calibrés ne soit jamais inférieure à 10% du spectre de conception à toutes les périodes de la plage d'intérêt.

Étape 8: Les accélérogrammes correspondant à chacun de ces spectres sont calibrés de la même façon. Ainsi, une fois que le modèle (avec matériaux linéaires ou non) de la structure est fait dans un logiciel, ces accélérogrammes calibrés sont entrés comme sollicitations et la réponse est calculée dans le temps entre faisant la résolution de l'équation de mouvement.

Étape 9: Dans l'analyse des résultats, aucun accélérogramme ne doit produire une réponse unacceptable au niveau dynamique sauf si d'autres considérations prouvent que cette réponse divergente n'est pas représentative d'une mauvaise performance de la structure. Dans ce cas, un maximum d'un accélérogramme peut être mis de côté. Finalement, chaque paramètre structural comme les efforts dans les membrures doit être pris égal à la moyenne des trois accélérogrammes produisant les effets les plus critiques.

Tableau 2.1 : Procédure de calibration des spectres d'accélération synthétiques (étapes 3 à 5)

Période (s)	SA _{code} /SA _{acc}				
	Acc. 1	Acc. 4	Acc. 15	Acc. 18	Acc. 31
1,00	0,464	0,518	0,547	0,853	0,947
0,93	0,454	0,585	0,566	0,841	0,819
0,87	0,443	0,732	0,611	0,800	0,738
0,81	0,434	0,871	0,661	0,706	0,691
0,76	0,425	0,861	0,677	0,643	0,666
0,71	0,408	0,812	0,545	0,613	0,663
0,66	0,383	0,629	0,406	0,603	0,710
0,61	0,377	0,457	0,349	0,598	0,690
0,57	0,390	0,401	0,346	0,580	0,659
0,53	0,407	0,372	0,428	0,601	0,633
0,50	0,422	0,399	0,498	0,651	0,624
0,46	0,461	0,541	0,545	0,662	0,692
0,43	0,490	0,747	0,601	0,529	0,783
0,40	0,529	0,720	0,667	0,418	0,859
0,38	0,597	0,586	0,666	0,371	0,906
0,35	0,703	0,520	0,661	0,369	0,983
0,33	0,751	0,516	0,633	0,416	1,007
0,31	0,738	0,568	0,592	0,443	0,913
0,28	0,673	0,639	0,548	0,403	0,889
0,27	0,658	0,559	0,506	0,395	0,879
0,25	0,799	0,418	0,465	0,437	0,825
0,23	0,731	0,383	0,431	0,454	0,758
0,22	0,582	0,481	0,407	0,474	0,776
0,20	0,570	0,706	0,389	0,555	0,872
0,19	0,502	0,566	0,369	0,546	0,894
0,17	0,439	0,465	0,363	0,604	0,966
0,16	0,402	0,546	0,369	0,762	0,983
0,15	0,405	0,494	0,390	0,556	1,082
0,14	0,427	0,479	0,430	0,576	1,039
0,13	0,388	0,491	0,494	0,713	0,926
0,12	0,416	0,491	0,561	0,734	0,835
0,11	0,566	0,442	0,541	0,581	0,676
0,11	0,479	0,330	0,494	0,537	0,556
0,10	0,458	0,289	0,551	0,519	0,708
moyenne=	0,511	0,547	0,509	0,575	0,813
écart-type=	0,123	0,143	0,103	0,131	0,134

Tableau 2.2 : Procédure de calibration des spectres d'accélération synthétiques (étape 6)

Période (s)	SA _{acc} (cm/s ²)									
	Acc. 1		Acc. 4		Acc. 15		Acc. 18		Acc. 31	
	Brutes	Calibrées	Brutes	Calibrées	Brutes	Calibrées	Brutes	Calibrées	Brutes	Calibrées
1,00	296	151	265	145	251	128	161	93	145	118
0,93	352	180	273	149	282	144	190	109	195	159
0,87	408	208	247	135	296	151	226	130	245	199
0,81	462	236	230	126	303	154	284	163	290	236
0,76	514	263	254	139	323	164	340	195	328	267
0,71	577	295	290	159	432	220	384	221	355	289
0,66	657	336	400	219	619	315	417	240	354	288
0,61	706	361	582	319	762	388	445	256	386	314
0,57	719	367	699	383	809	412	483	278	425	346
0,53	720	368	788	431	684	348	487	280	463	376
0,50	726	371	769	421	616	314	471	271	491	399
0,46	744	380	634	347	629	320	518	298	495	403
0,43	769	393	504	276	626	319	712	409	481	391
0,40	772	394	567	310	612	312	975	560	475	386
0,38	733	374	747	409	657	334	1180	678	483	393
0,35	661	338	894	489	703	358	1260	724	473	385
0,33	653	334	951	521	774	394	1180	678	487	396
0,31	697	356	906	496	869	442	1160	667	563	458
0,28	797	407	839	459	978	498	1330	764	603	490
0,27	846	432	997	546	1100	560	1410	810	634	516
0,25	721	368	1380	755	1240	631	1320	759	699	568
0,23	813	415	1550	848	1380	703	1310	753	784	637
0,22	1050	536	1270	695	1500	764	1290	741	788	641
0,20	1100	562	888	486	1610	820	1130	649	719	585
0,19	1250	639	1110	608	1700	866	1150	661	702	571
0,17	1430	731	1350	739	1730	881	1040	598	650	529
0,16	1560	797	1150	630	1700	866	824	474	639	520
0,15	1550	792	1270	695	1610	820	1130	649	580	472
0,14	1470	751	1310	717	1460	743	1090	626	604	491
0,13	1620	828	1280	701	1270	647	881	506	678	551
0,12	1510	771	1280	701	1120	570	855	491	752	611
0,11	1110	567	1420	777	1160	591	1080	621	929	755
0,11	1310	669	1900	1040	1270	647	1170	672	1130	919
0,10	1370	700	2170	1188	1140	580	1210	695	887	721

La Figure 2.12 montre les spectres synthétiques non calibrés et leur moyenne (trait noir avec marqueurs triangulaires) comparativement au spectre de conception du CNBC 2010 (trait orange avec marqueurs carrés). Les pointes d'accélération sont bien au-delà du spectre de conception de Montréal pour un sol de type C et il faut les calibrer à la baisse avec la procédure décrite précédemment pour ne pas surestimer les efforts sismiques. La Figure 2.13 montre les spectres d'accélération calibrés ainsi que leur moyenne au côté du spectre de dimensionnement du CNBC 2010. La correspondance entre ces deux traits est meilleure pour la plage de périodes de 0,1 à 1 seconde.

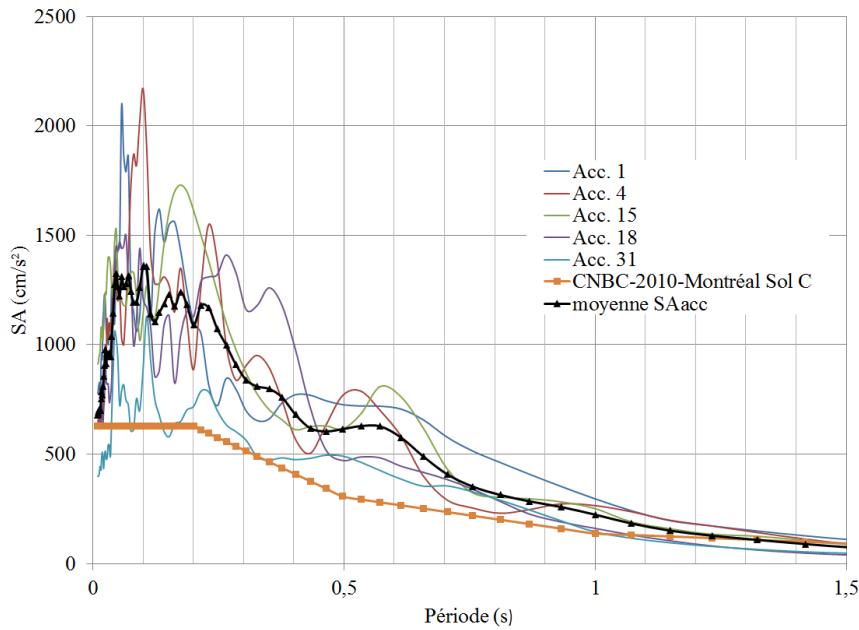


Figure 2.12 : Spectres de réponse synthétiques non calibrés

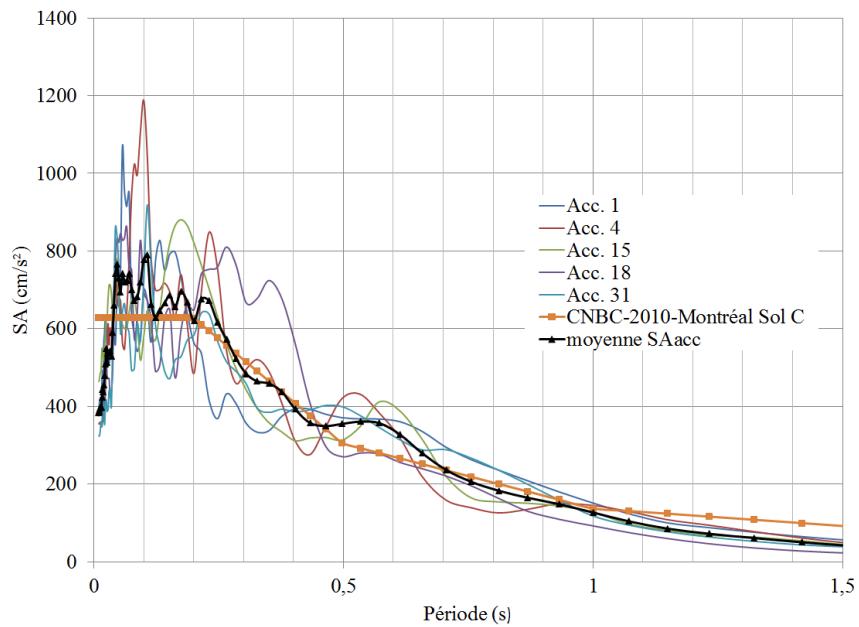


Figure 2.13 : Spectres de réponse synthétiques calibrés en fonction du spectre de dimensionnement du CNBC2010 pour un sol C de la région de Montréal pour la plage de périodes comprises entre 0.1 et 1 seconde

2.4.3 Poussée statique non linéaire (PSNLIN)

Avec le développement et l'implantation de la CBP dans de nombreux codes, les poussées statiques ont démontré leur grande utilité. Le but premier de telles analyses est de déterminer la capacité en déplacement de la structure modélisée. Cette capacité pourrait alors être comparée à la demande en déplacement obtenue d'une analyse dynamique quelconque. Ce principe de comparaison, qui est à la base de certaines méthodes dont celle du spectre de capacité (CSM), sera discuté à la prochaine section. La poussée statique inclut toutes les non linéarités jugées nécessaires pour l'analyse. Le plus souvent, ce sont les non linéarités géométriques (effet P- Δ , effet P- δ , défauts de rectitude, etc.) et les non linéarités des matériaux qui affectent le plus la réponse.

L'effet des non linéarités géométriques peut devenir important pour certains types de structure. En ce sens, la Figure 2.14 montre le résultat de différents types d'analyse effectués sur un cadre rigide. Les analyses de premier ordre sont basées sur l'équilibre dans l'état non déformé de la structure et adoptent les simplifications des petites déformations et des petits déplacements. Les analyses de deuxième ordre sont basées sur l'équilibre dans l'état déformé de la structure et adoptent les simplifications des petites déformations, mais de grands déplacements.

Alors que les non linéarités géométriques sont introduites directement dans les matrices de rigidité des membrures (Mahamad & Lian, 2014), celles des matériaux sont implémentées via la loi de comportement adoptée dans les logiciels. Plusieurs phénomènes peuvent être pris en compte tel l'effet du confinement du béton sur la résistance en compression, le comportement écrouissant de l'acier, la résistance en traction du BFUP, etc.

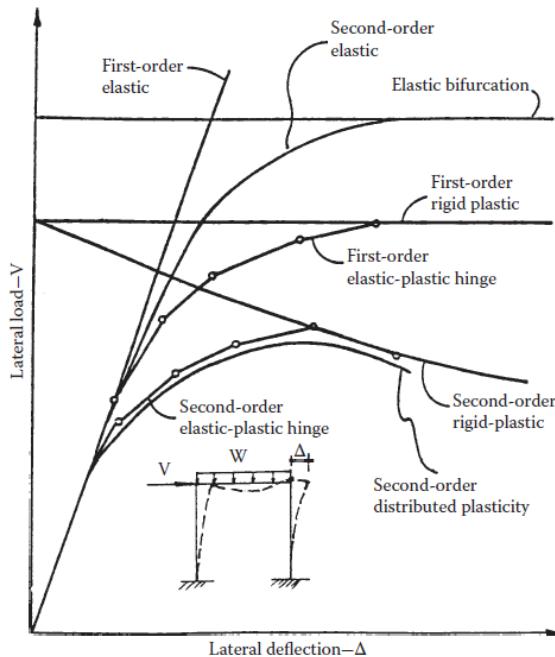
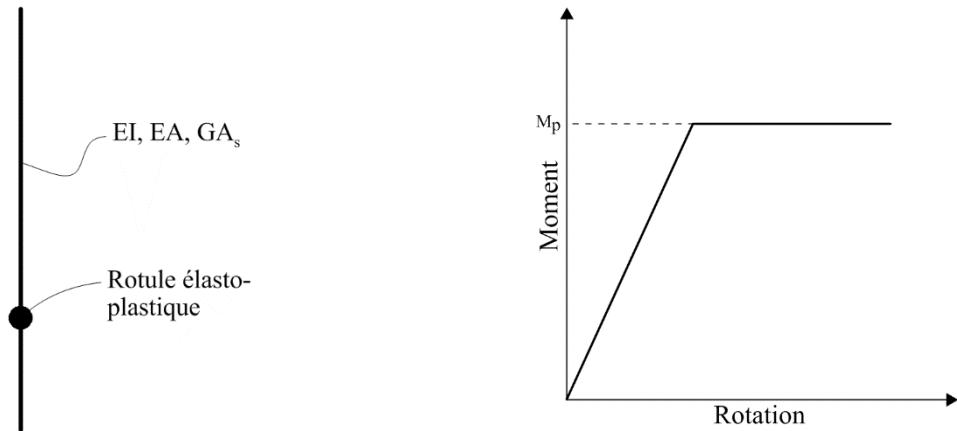


Figure 2.14 : Comparaison de différents types d'analyse (tirée de Mahamad et Lian (2014))

Pour bien représenter les structures non linéaires, quelques types de modèles peuvent être adoptés. Le premier, et le plus simple, est le modèle linéaire avec rotules élasto-plastiques (Figure 2.15). Ce modèle permet de concentrer toutes les non linéarités des matériaux à des endroits stratégiques appelés rotules élasto-plastiques de longueur nulle. Lorsque la capacité maximale de la section est atteinte, la rotule se forme. Elle permet une rotation libre, mais conserve une résistance correspondant à son moment plastique. C'est donc la loi de comportement moment-rotation qui permet de représenter le matériau non linéaire. La majorité des logiciels commerciaux actuels offrent la possibilité d'une telle modélisation. L'avantage clair de ce type de modèle est la vitesse de l'analyse. Le principal désavantage est que la distribution de la plasticité n'est pas bien représentée. L'analyse sera très sensible aux nombres de rotules et aux endroits où ces rotules seront implantées dans la structure. Comme la Figure 2.14 le montre, l'analyse avec ce type de modèle (elastic-plastic hinge) représente une limite supérieure et donne donc des résultats non conservateurs.



a) Modèle d'une pile avec des éléments de poutre linéaires avec une rotule élasto-plastique

b) Loi de comportement de la rotule élasto-plastique

Figure 2.15 : Modèle linéaire avec une rotule élasto-plastique

Un modèle plus complet inclut la distribution de la plasticité. Ce type de modèle permet de modéliser le comportement non linéaire spatial d'une structure, c'est-à-dire qu'au lieu de concentrer les effets des non linéarités à des rotules élasto-plastiques, le modèle permet de bien représenter la distribution de ces effets aux endroits où les non linéarités ont lieu.

Un premier type de modèle à plasticité distribuée représente la structure en une série d'éléments dont la section est discrétisés par des fibres. Plus le nombre de points d'intégration sera élevé, plus la distribution de la plasticité pourra être fidèlement représentée. C'est la loi de comportement contrainte-déformation qui permet de représenter le matériau non linéaire aux points d'intégration.

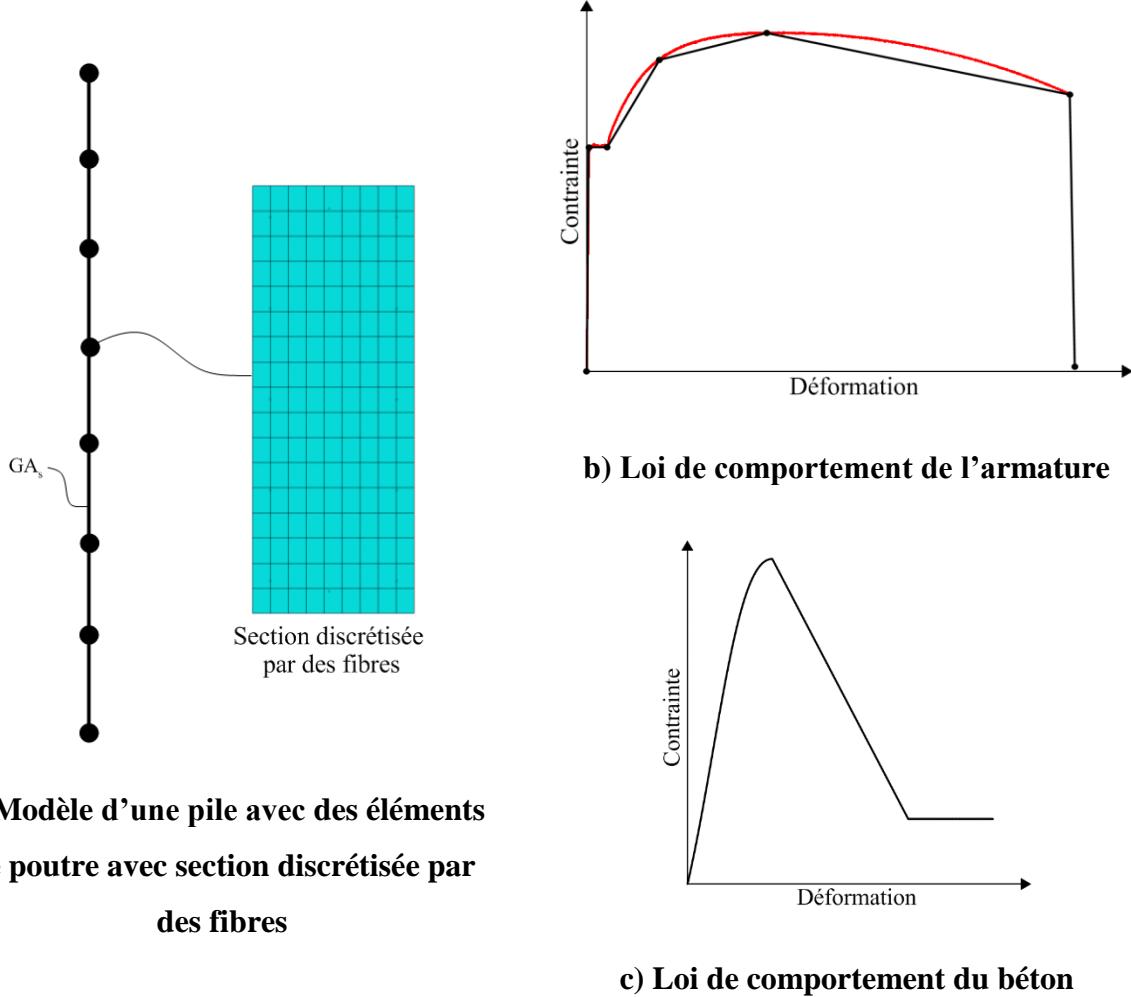


Figure 2.16 : Modèle avec section discrétisée par des fibres

Un deuxième type de modèle à plasticité distribuée utilise les éléments finis (Figure 2.17). La structure doit être subdivisée en suffisamment d'éléments pour assurer la convergence de la solution. C'est la loi de comportement contrainte-déformation qui permet de représenter le matériau non linéaire. Les logiciels par éléments finis commerciaux rendent de plus en plus accessible ce type de modélisation malgré qu'il demeure beaucoup plus lourd lors de l'analyse que les modèles avec rotules élasto-plastiques. Les résultats sont cependant beaucoup plus près de la réalité.

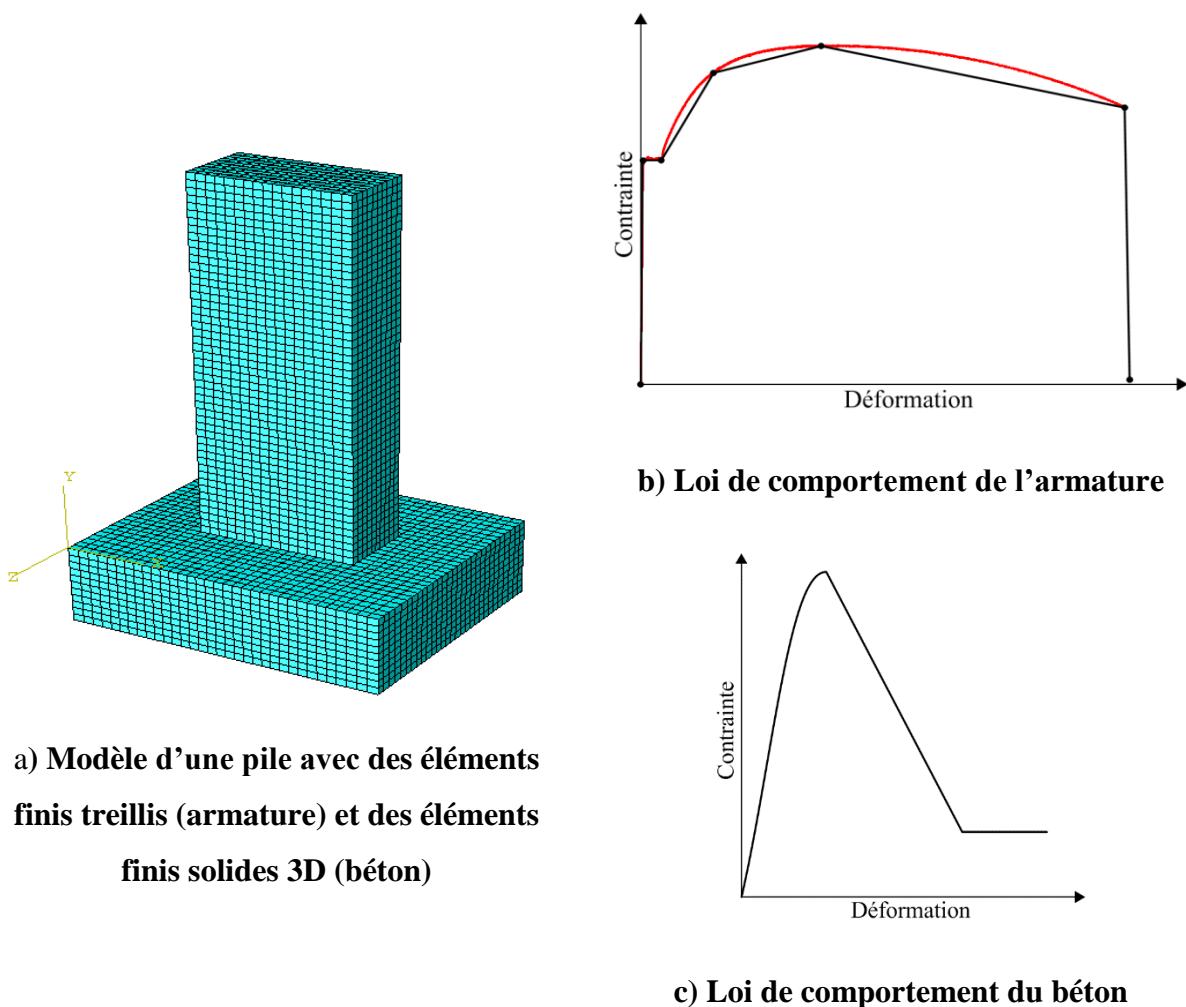


Figure 2.17 : Modèle par éléments finis avec plasticité distribuée

Une fois le type de modèle choisi, il faut choisir le type de poussée statique sollicitant le modèle. L'analyse peut être une poussée statique classique, une poussée statique adaptative (Aydinoglu, 2003) ou une poussée statique multimodale pour les structures possédant plusieurs modes participants (Chopra & Goel, 2002). Les logiciels commerciaux actuels peuvent offrir une ou l'ensemble des analyses nommées précédemment. La Figure 2.18 montre une courbe de capacité obtenue par une poussée statique non linéaire classique effectuée sur une structure quelconque.

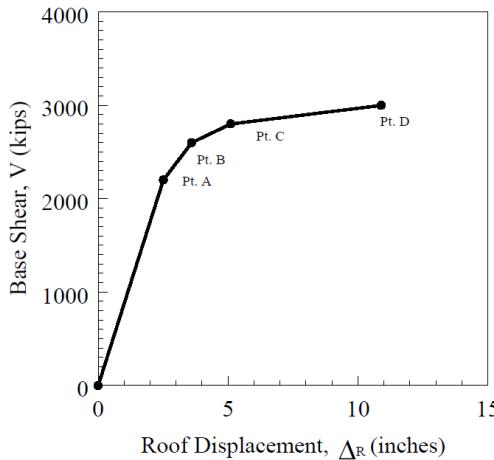


Figure 2.18 : Courbe de capacité d'une structure quelconque obtenue d'une poussée statique non-linéaire (tirée de Freeman (1998))

2.4.4 Méthode de conception par spectre de capacité (CSM)

Cette méthode est une procédure graphique qui implémente l'analyse de poussée statique non linéaire (PSNLIN). En effet, la courbe obtenue de la poussée statique est comparée, après quelques manipulations, aux spectres de dimensionnement ou de réponse inélastiques. Les manipulations consistent en la conversion du cisaillement à la base et du déplacement au sommet en accélération spectrale et en déplacement spectral respectivement. Cela permet d'obtenir le spectre de capacité. L'intersection entre le spectre de capacité et le spectre de dimensionnement ou de réponse permet d'approximer la réponse de la structure à une sollicitation sismique. Cette méthode a initialement été développée pour les bâtiments, mais des applications pour les ponts ont été effectuées dans de récentes études (Banerjee & Shinozuka, 2007; Shinozuka, Feng, Kim, & Kim, 2000). Voici un sommaire de la procédure à adopter (ATC-40, 1996; Freeman, 1998, 2004) :

Étape 1: Il faut effectuer une poussée statique sur le modèle inélastique de la structure (PSNLIN) pour obtenir une courbe de capacité (section 2.4.3). Même une courbe grossière peut donner une bonne approximation du comportement de la structure avec la CSM.

Étape 2: Les caractéristiques dynamiques de la structure doivent être déterminées par une analyse modale. En effet, pour procéder à la conversion d'un graphique charge-déplacement ($V-\Delta$) vers un graphique accélération spectrale-déplacement spectral (S_a-S_d), il faut connaître certaines propriétés dynamiques de la structure dont la période et le mode fondamental de vibration, la masse modale effective et le facteur de participation modal. Ainsi, la conversion s'effectue comme suit :

$$S_a = \frac{V}{\alpha Mg} = \frac{V}{\alpha W} \quad (2.8)$$

$$\alpha = \frac{(\sum_{i=1}^N m_i \varphi_i)^2}{\sum_{i=1}^N m_i \sum_{i=1}^N m_i \varphi_i^2} \quad (2.9)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{girder}}{PF \varphi_{girder}} \quad (2.10)$$

$$PF = \left(\sum_{i=1}^N m_i \varphi_i \right) / \sum_{i=1}^N m_i \varphi_i^2 \quad (2.11)$$

où S_a est l'accélération spectrale, V est le cisaillement à la base, α est le coefficient de masse participante, W est le poids du tablier sollicitant la structure dans la direction de l'analyse, m_i est la masse assignée au nœud i , φ_i est l'amplitude du mode fondamental au nœud i , N est le nombre total de nœud, S_d est le déplacement spectral, Δ_{girder} et φ_{girder} sont le déplacement latéral et l'amplitude du mode fondamental au niveau du tablier et PF est le facteur de participation modal.

Étape 3: Le spectre de capacité peut maintenant être tracé en utilisant les axes S_d et S_a (Figure 2.19 a) qui provient de la courbe de la Figure 2.18). La période sécante T en tout point sur la courbe peut être calculée avec :

$$T = 2\pi \frac{S_d}{\sqrt{S_a g}} \quad (2.12)$$

Étape 4: Il faut obtenir les spectres de dimensionnement ou de réponses pour plusieurs niveaux d'amortissement par une technique de réduction du spectre élastique ((ATC-40 (1996); Chopra and Goel (1999); Miranda (2001); Reinhorn (1997))). Ces spectres doivent aussi être tracés dans une graphique S_a - S_d à l'aide de :

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a g \quad (2.13)$$

Étape 5: Le spectre de capacité est comparé au spectre de dimensionnement ou de réponse et l'interception des deux permet de déterminer la réponse de la structure. Sur le spectre de capacité, le rapport d'amortissement équivalent doit être indiqué à certains points pour pouvoir identifier le point d'intersection. Ce point correspond à l'endroit sur le graphique où les rapports d'amortissement du spectre de capacité et des spectres de dimensionnement ou de réponse s'égalent. La Figure 2.19 b) montre la comparaison entre le spectre de capacité idéalisé d'une structure quelconque (la même qu'à la Figure 2.18) et les spectres de dimensionnement inélastiques obtenus par la réduction du spectre élastique (5%). Le point d'intersection (cercle vide) indique que la structure, lors du séisme, sera soumise à une accélération spectrale $S_a = 0.36g$, à un déplacement spectral $S_d = 6.3$ pouces (160 mm) et possédera un rapport d'amortissement effectif $\xi_{eq} = 15.5\%$. Le déplacement au tablier est calculé en multipliant S_d par le facteur de participation dynamique et par l'amplitude du mode fondamental au niveau du tablier ($PF\varphi_{girder}$). La Figure 2.19 c) montre cette comparaison pour la même structure, mais avec les spectres de réponses inélastiques qui ont été établi à l'aide des enregistrements du séisme de Loma Prieta. La structure ici dépasserait légèrement le niveau de première plastification.

La CSM procure l'avantage de fournir une solution graphique de l'interaction entre capacité et demande. Elle est aussi bien documentée et a réussi à reproduire la performance et l'endommagement observés de plusieurs bâtiments soumis aux séismes de San Fernando (1971), de Loma Prieta (1989) et de Northridge (1994) (Freeman, 1998). Elle peut aussi servir comme procédure de vérification de la performance lors de la conception de nouvelle structure. Il faut

rappeler qu'il s'agit d'une méthode parmi d'autres pour comparer la capacité de la structure à la demande de séismes et que les résultats doivent être évalués avec discernement.

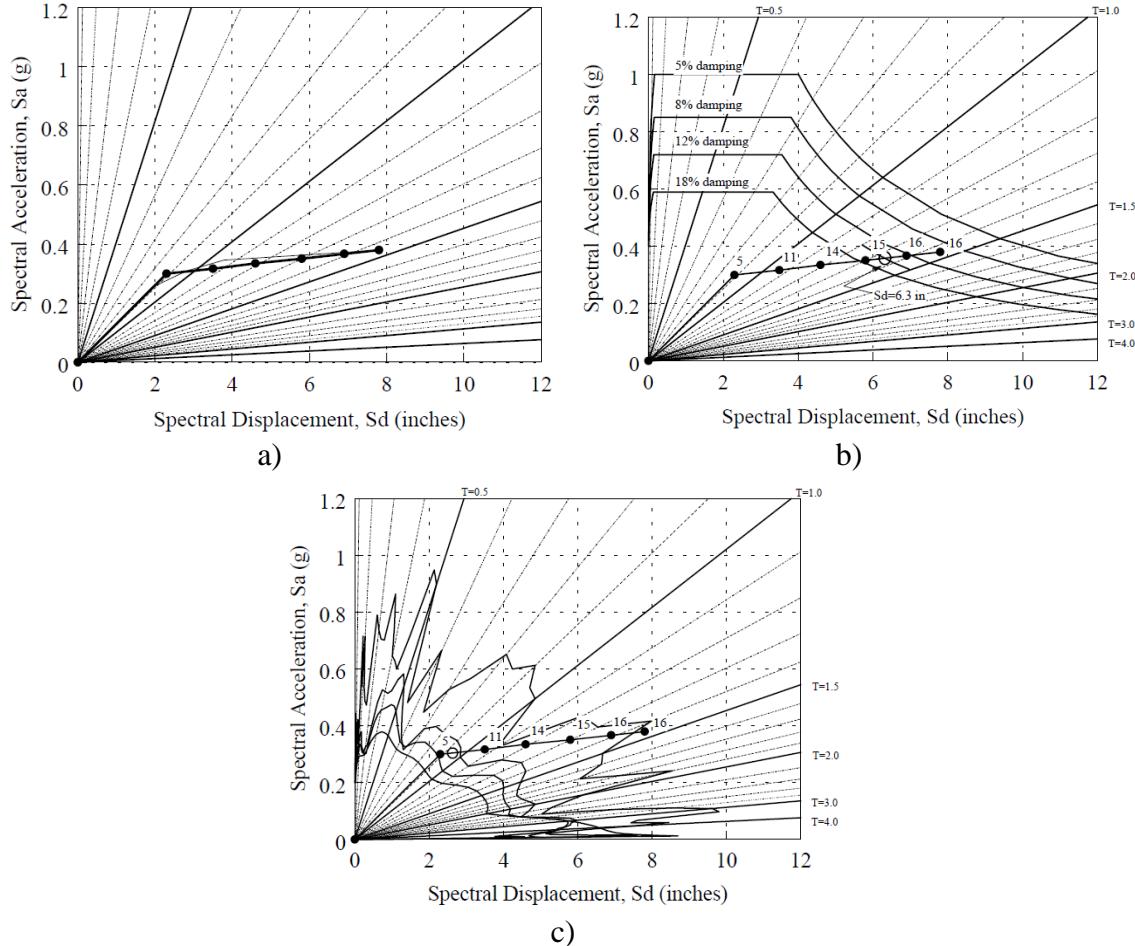


Figure 2.19 : Principes généraux de la conception par spectre de capacité (tirée de Freeman (1998))

2.5 Méthodes de réhabilitation

Plusieurs méthodes de renforcement ont été proposées au courant des dernières années pour corriger des lacunes au niveau du manque de confinement du béton et du faible taux d'armature transversale. Le principe général de la réhabilitation est l'augmentation du confinement du béton dans la zone de chevauchement et l'augmentation de la résistance au cisaillement. Cette section se

veut un très court résumé de techniques utilisées récemment dans la pratique pour différents types de colonnes.

2.5.1 Chemisage en acier

Cette technique de renforcement est largement documentée (Daudéy & Filiatrault, 2000; M. J. N. Priestley et al., 1996; M. J. N. Priestley, Seible, Xiao, & Verma, 1994) et des équations de conception existent pour guider les ingénieurs dans leurs travaux. L'efficacité de cette technique vient du fait qu'en plus d'augmenter le confinement du béton, la chemise augmente directement la résistance en cisaillement. Elle peut être perçue comme une série d'étriers plaquée sur l'extérieur de la pile. La méthode de construction est assez simple, deux demi-coques d'acier sont superposées à la pile et sont soudées ensembles. L'ajout de béton ou d'un coulis vient compléter le vide entre la chemise circulaire et la pile. Un certain espacement est laissé entre le bas de la chemise et la surface de la semelle pour éviter que l'acier de la chemise agisse comme armature de compression à des ratios de déplacement élevés ce qui viendrait modifier les efforts de flexion et de cisaillement dans la zone de rotule plastique. En 1994, lors du séisme de Northridge dans l'état de la Californie, plus de 50 ponts renforcés avec une chemise en acier ont été soumis à une accélération au sol de 0.3 g ou plus et aucun de ces ponts n'a nécessité des réparations subséquentes (M. J. N. Priestley et al., 1996). L'efficacité de ce renforcement est toutefois limitée aux colonnes circulaires, carrées ou faiblement rectangulaires. En effet, pour des piles fortement rectangulaires ($b/h > 2$), l'augmentation du confinement du béton sur les longues faces des piles est difficilement réalisable même en présence d'une chemise ovale imposante et encombrante. De plus, cette chemise viendrait modifier drastiquement l'inertie de la section et les efforts sismiques. Il faudrait alors vérifier que la formation de la rotule plastique ne se fasse pas à l'endroit où la chemise se termine.

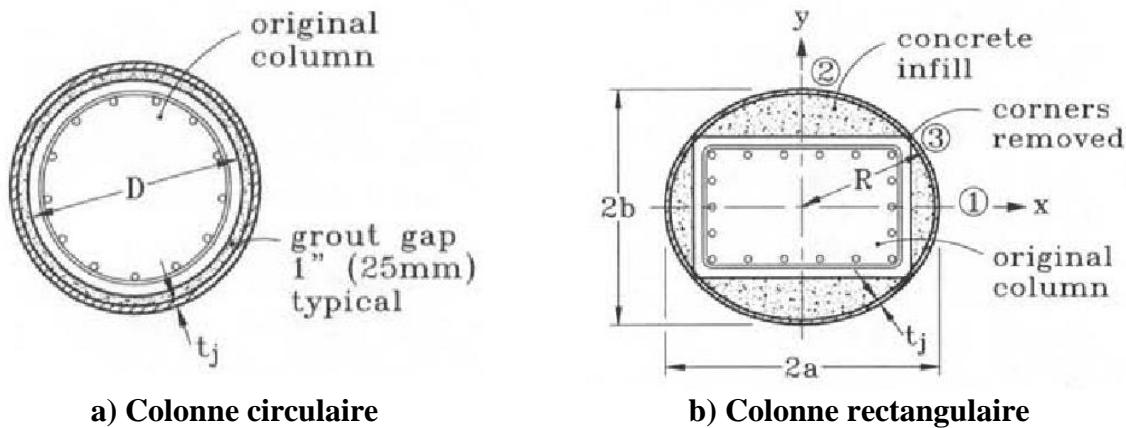


Figure 2.20 : Renforcement de pile de pont par chemisage en acier (tirée de M. J. N. Priestley et al. (1996))

2.5.2 Chemisage en polymères renforcés de fibres

Cette technique consiste en l'application d'une couche externe de polymères renforcés de fibres (PRF) à la base ou sur la pleine hauteur des piles. Parmi les polymères couramment utilisés pour le renforcement sismique des piles de ponts, il y a les polymères renforcés de fibres métalliques, les polymères renforcés de fibres de verre et les polymères renforcés de fibres de carbone (Massicotte, Dagenais, Lagier, & Garneau, 2014). Encore une fois, il s'agit d'une méthode bien documentée (Elgawady, Endeshaw, McLean, & Sack, 2010; Elsouri & Harajli, 2011; Saadatmanesh, Ehsani, & Jin, 1997) et plusieurs équations existent pour procéder à la conception du renforcement. Comme les chemises en acier, l'efficacité de ce type de renforcement est limité aux colonnes circulaires, carrées et faiblement rectangulaires. En effet, il est pratiquement impossible d'augmenter le confinement du béton sur les longues faces d'une pile fortement rectangulaire avec cette technique.

2.5.3 Surépaisseur en béton

Cette technique consiste à ajouter une surépaisseur de béton autour de la pile. Il faut s'assurer qu'elle est fermement ancrée à la pile avec des barres d'armature passant de bord en bord surtout si la colonne est rectangulaire. L'avantage net de cette technique est qu'elle peut être coulée en place pour mieux épouser la pile en place. Le désavantage est l'importante quantité de travail

d'ancrage qu'il faut mettre en place pour les colonnes rectangulaires de façon à assurer un comportement hybride entre les deux bétons. De plus, des surépaisseurs importantes de béton modifient la rigidité des colonnes renforcées ce qui modifie les efforts s'y développant. Il faut donc utiliser ce type de renforcement avec vigilance.

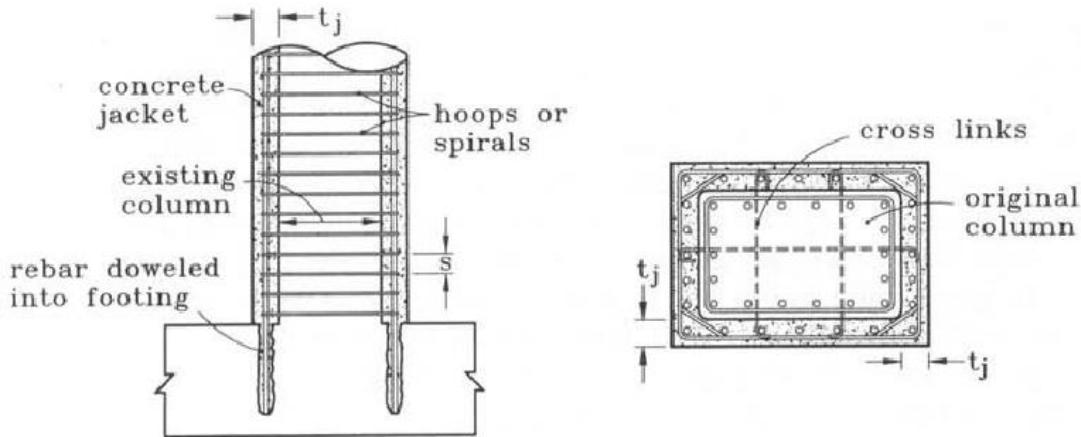


Figure 2.21 : Renforcement d'une pile de pont par surépaisseur en béton (tirée de M. J. N. Priestley et al. (1996))

2.5.4 Renforcement avec du béton renforcé de fibres

De récentes recherches ont misé sur les qualités des bétons renforcés de fibres pour le renforcement des piles sans surépaisseurs (Boucher-Proulx, 2008; Dagenais, 2014; Osorio, Paultre, Eid, & Proulx, 2014; Shin, Choi, Kim, & Lee, 2013; Vachon, 2004). La présence de fibres dans le béton vient empêcher l'éclatement du béton en travaillant contre le champ de traction radiale développé autour des barres chevauchées en traction. L'ouverture des fissures de fendage est alors retardée ou carrément empêchée. Les résultats positifs de ces essais ouvrent la voie pour une nouvelle génération de renforcements qui s'avère efficace pour tout type de colonne incluant celles rectangulaires. Quelques séries d'essais sur spécimens de piles renforcées en béton fibré ont eu lieu au laboratoire des structures de Polytechnique. Le Tableau 2.3 résume l'ensemble des paramètres d'essai de ces spécimens.

Vachon (2004) a fait une série d'essais de chargement cyclique sur des spécimens de piles ayant une section de 450 x 450 mm. L'armature longitudinale était composée de 6 barres 25M (1.48%) chevauchées sur une longueur de 600 mm (24 d_b). Les étriers mis en place étaient des barres 10M aux 300 mm simplement refermées en U. Le spécimen R2 n'était pas renforcé, il servait de référence pour comparer le comportement avant et après renforcement. Le spécimen F2 était renforcé avec un BRF contenant 1% de fibres à crochets 0.55 mm de diamètre et 30 mm de longueur, tandis que le spécimen FTA2 était renforcé avec le même BRF avec en plus un treillis métallique avec des ancrages mécaniques au noyau de béton. Le chargement cyclique latéral était appliqué à 4000 mm à partir de la base du joint de chevauchement ($H/D=8.9$). Aucune charge axiale n'était appliquée sur les spécimens. Lors des essais, le spécimen R2 a rapidement perdu sa rigidité suite à l'apparition de fissures de fendage au droit du joint de chevauchement et l'énergie dissipée était faible. Les deux spécimens renforcés, eux, ont présenté un comportement ductile caractéristique de la formation d'une rotule plastique avec absence de fissures de fendage et avec une franche augmentation de l'énergie dissipée. Sommairement, les essais ont confirmé l'efficacité des deux méthodes de renforcement utilisant le BRF.

Boucher-Proulx (2008) a fait une série d'essais de chargement cyclique sur des spécimens de piles ayant une section de 2000 × 500 mm. L'armature longitudinale était composée de 26 barres 25M (1.3%) chevauchées sur une longueur de 600 mm (24 d_b). Les étriers mis en place étaient des barres 10M aux 300 mm simplement refermées en U. Le spécimen P1 n'était pas renforcé, alors que le spécimen P2 était renforcé sur ses 4 faces avec un BFUP contenant 3% de fibres de 10×0.2 mm. Le chargement cyclique latéral était appliqué à 4170 mm à partir de la base du joint de chevauchement ($H/D=8.3$). Aucune charge axiale n'était appliquée sur les spécimens. Le spécimen P2 a fait l'objet d'analyses approfondies par éléments finis qui seront présentées à la section 4.7. Cette série d'essais a confirmé l'efficacité du BFUP avec 3% de fibres lorsqu'employé comme matériaux de réparation.

Dagenais (2014) a fait une série d'essais de chargement cyclique sur des spécimens de piles ayant une section de 1200 × 600 mm renforcés avec du BFUP avec 3% de fibres. La principale variante entre les spécimens était le diamètre des barres qui se chevauchaient à la base des piles. En effet,

des barres de type 25M, 30M, 35M et 45M ont été employées pour la fabrication. Le pourcentage d'armature longitudinale avait été gardé relativement constant (entre 1.53 et 1.67%). La longueur de chevauchement était fixée à $24 d_b$ pour tous les spécimens. Les étriers mis en place étaient des barres 15M aux 300 mm avec crochets sismiques. Le chargement cyclique latéral était appliqué à 3675 mm à partir de la base du joint de chevauchement ($H/D=6.1$). Une charge verticale permettant de simuler le poids du tablier a été appliquée en partie supérieure des spécimens. Les spécimens S1 à S4 ont fait l'objet d'analyses approfondies par éléments finis qui seront présentées à la section 4.8. Cette séries d'essais, en plus de confirmer la grande ductilité obtenue avec cette méthode de renforcement, a permis d'arrêter certains choix pour la conception de ce type de renforcement. En effet, cette série d'essais a permis de vérifier que la performance n'était pas affectée par le diamètre des barres chevauchées en autant que la réparation atteignait au minimum 1 d_b derrière ces barres et que le chevauchement se fasse sur une longueur minimale de $18 d_b$, ce qui est moins que la longueur de chevauchement typique des ponts qui est de $24 d_b$.

Tableau 2.3 : Essais de chargement cyclique sur spécimens de piles renforcées avec du béton fibré à Polytechnique

Références	Spécimen	Dimensions de la section B x D (mm)	Hauteur du chargement H (mm)	Rapport H / D	Armature longitudinale	Pourcentage d'armature longitudinale (%)	Étriers	Renforcement
Vachon (2004)	R2	450 x 450	4000	8.9	6-25M	1.48	10M à 300 mm c/c (refermés en U)	Non-renforcé
	F2	450 x 450	4000	8.9	6-25M	1.48	10M à 300 mm c/c (refermés en U)	BRF 1%
	FTA2	450 x 450	4000	8.9	6-25M	1.48	10M à 300 mm c/c (refermés en U)	BRF 1% + treillis
Boucher-Proulx (2008)	P1	2000 x 500	4170	8.3	26-25M	1.30	10M à 300 mm c/c (refermés en U)	Non-renforcé
	P2	2000 x 500	4170	8.3	26-25M	1.30	10M à 300 mm c/c (refermés en U)	BFUP 3%
Dagenais (2014)	S1	1200 x 600	3675	6.1	22-25M	1.53	15M à 300 mm c/c (refermés avec crochets sismiques)	BFUP 3%
	S2	1200 x 600	3675	6.1	16-30M	1.57	15M à 300 mm c/c (refermés avec crochets sismiques)	BFUP 3%
	S3	1200 x 600	3675	6.1	12-35M	1.67	15M à 300 mm c/c (refermés avec crochets sismiques)	BFUP 3%
	S4	1200 x 600	3675	6.1	8-45M	1.67	15M à 300 mm c/c (refermés avec crochets sismiques)	BFUP 3%

2.6 Bétons fibrés à ultra-haute performance

2.6.1 Formulation

La formulation du béton fibré à ultra-haute performance (BFUP) comprend typiquement quatre composantes principales. Le ciment vient en tête de liste puisqu'il représente normalement plus de 1000 kg/m³ soit deux à trois fois plus qu'un béton ordinaire. Les BFUP ne contiennent pas de gros granulats. Ils sont plutôt constitués d'une plus importante quantité de granulats fins soit du sable ayant typiquement jusqu'à 1 mm de diamètre. La fumée de silice joue un rôle primordial dans la constitution des BFUP, puisque son faible diamètre (moins de 0.2 µm) lui permet de combler les vides microscopiques et d'ainsi permettre au BFUP d'avoir une matrice beaucoup plus compacte. La fumée de silice s'hydrate au même titre que le ciment, mais dans ces vides microscopiques. Les types de fibres d'acier employées dans les BFUP sont variés. Les fibres droites sont usuellement utilisées, puisque la matrice compacte permet de développer une adhérence suffisante. La formulation mono-fibre développée à Polytechnique, c'est-à-dire constituée d'un seul type de fibre, emploie des fibres droites de 10 mm de longueur et de 0.2 mm de diamètre à des proportions volumiques tournant autour de 3%. À ces constituants, s'ajoutent les superplastifiants et l'eau. Le rapport eau/liants (ciment + fumée de silice) recherché est souvent de l'ordre de 0.2.

2.6.2 Propriétés mécaniques

Typiquement, les BFUP ont une résistance uniaxiale en compression supérieure à 150 MPa après 28 jours. Les travaux à Polytechnique (Braike, 2007) ont permis d'utiliser des matériaux locaux de l'est du Canada pour arriver à une formulation atteignant 115 à 130 MPa après 28 jours. Le comportement en compression du BFUP se distingue d'un béton ordinaire non pas seulement par une résistance plus élevée, mais aussi par la résistance post-pic en compression qui décroît beaucoup plus lentement et graduellement à cause de la présence de fibres qui empêchent les fissures de s'ouvrir.

Le comportement en traction du BFUP est cependant ce qui le distingue le plus d'un béton ordinaire. En effet, avec une formulation possédant environ 3% en volume de fibres d'acier, des

résistances axiales de l'ordre de 10 MPa sont facilement atteignables. Aussi, le BFUP se compare à certains métaux dans le sens où il possède un comportement écrouissant. La Figure 2.22 permet de distinguer trois comportements selon le niveau de déformation dans un élément en BFUP :

- I. Le comportement est élastique jusqu'au point A où la première fissure apparaît.
- II. Le comportement est plastique avec l'apparition des microfissures et de macrofissures. L'écrouissage permet au BFUP d'avoir une plus haute résistance au point B qu'au point A. Les bétons renforcés de fibres conventionnels (BRF) ne possèdent généralement pas ce comportement plastique.
- III. Le comportement est caractérisé par un adoucissement, c'est-à-dire que la déformation se concentre à une macrofissure dominante (Figure 2.23) qui s'ouvre jusqu'à la rupture des fibres d'acier la traversant (point C).

Les caractéristiques du BFUP en font un matériau de choix pour procéder à la réhabilitation de la zone de chevauchement des piles de pont. La résistance en traction élevée assure la continuité des barres chevauchées, car la présence de courtes fibres d'acier empêche la propagation des microfissures typiques du fendage du béton et donc empêche l'éclatement prématûr du couvert de béton et le glissement des barres. La résistance au cisaillement de la pile bénéficie également de la présence des fibres dans le BFUP. La résistance en compression élevée du BFUP permet pour sa part de retarder les ruptures par éclatement du béton en flexion.

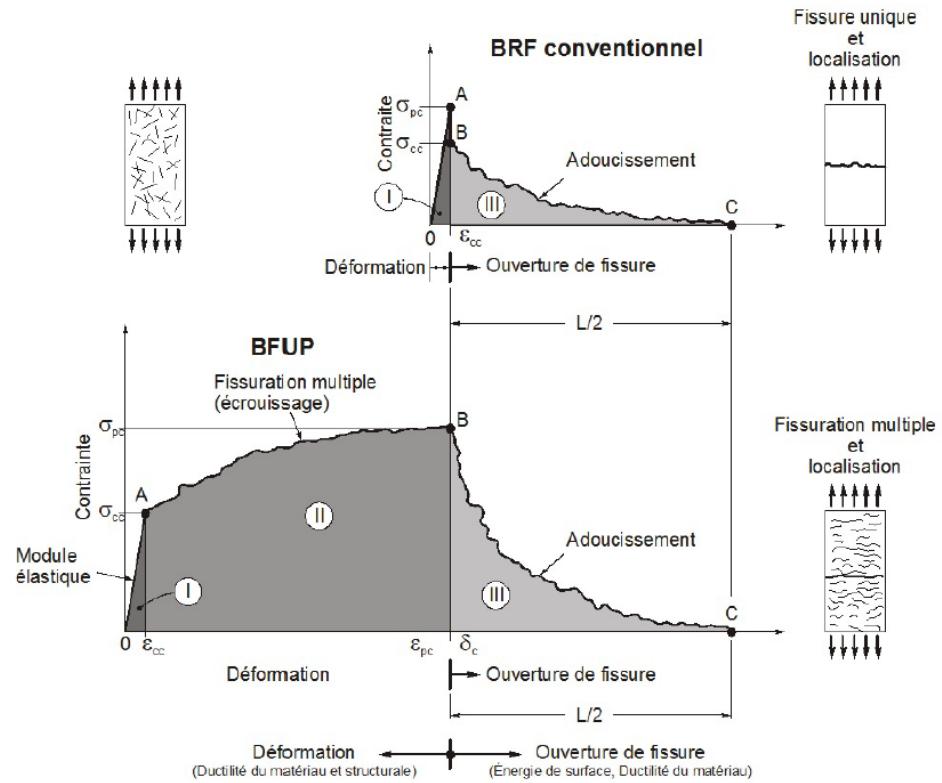


Figure 2.22 : Comportement en traction du BFUP (adaptée de Naaman (2003))



Figure 2.23 : Macrofissure dominante à la rupture (point C) suite à un essai de traction axiale sur échantillon en forme d'os

2.7 Essais quasi-statiques

La simulation réelle des effets dynamiques d'un tremblement de terre en laboratoire sur des spécimens à taille réelle s'avère difficilement réalisable pour la majorité des laboratoires de structures. Une façon de contourner ce problème est de procéder par des essais cycliques quasi-statiques où les forces d'inertie normalement générées par les tremblements de terre sur les structures sont remplacées par des charges statiques équivalentes (Filiatruau et al., 2013). Ces charges sont usuellement appliquées par des vérins hydrauliques. Le chargement est cyclique et lent. Les données obtenues de ces essais permettent d'approximer le comportement de la structure face à un mouvement du sol réel. Outre la capacité de tester des spécimens à échelle réelle, un autre avantage de ce type d'essai est qu'il peut être interrompu à n'importe quel moment pour prendre des relevés sur l'état de l'endommagement. Cependant, le fait d'appliquer un long chargement qui ne dure normalement que quelques secondes peut éloigner les résultats de la réalité. Heureusement, le béton est un matériau qui est faiblement influencé par le caractère dynamique du chargement. Il est même admis que la présence de granulat augmente la résistance des structures en béton armé face à un chargement dynamique. Il est donc convenable d'employer ce type de chargement, à condition d'utiliser un bon protocole de chargement. Ainsi, le choix d'un protocole de chargement avant le début des essais est une étape importante.

Cette section se consacre à l'étude de différents protocoles de chargement pour les essais cycliques quasi-statiques. Des protocoles ont été proposés par certains codes, alors que d'autres, moins formels, ont été adoptés par certains chercheurs pour mieux s'adapter à leur projet. Plusieurs types de protocoles ont été proposés dans la littérature pour différents types de matériaux : béton, acier, bois et maçonnerie. L'étude qui suit se concentrera sur les modèles s'appliquant pour le béton et l'acier.

2.7.1 Protocoles formels

Le protocole New Zealand a été proposé en 1991 suite à une collaboration entre différents pays (Cheung, Paulay, & Park, 1991). Il s'applique principalement aux structures plutôt fragiles en béton armé. Pour déterminer le déplacement correspondant à un niveau de ductilité de $1\Delta_y$, ce protocole

utilise une extrapolation du déplacement obtenu en laboratoire à 75% de la valeur théorique de la charge de plastification V_y : $\Delta_y = 1.33\Delta_{75\%V_y}$. Ainsi, une analyse structurale préliminaire doit être effectuée et deux cycles de préchargement sont nécessaires avant le début des essais. Ces cycles de préchargement sont contrôlés en force par V_y . Lorsque le déplacement Δ_y est connu, le reste de l'essai devient basé sur cette valeur. Le protocole inclut deux cycles complets de chargement à des niveaux de ductilité de $2\Delta_y, 4\Delta_y, 6\Delta_y, 8\Delta_y, 10\Delta_y$ etc. (Figure 2.25 a)).

Le protocole ATC-42 a été développé en 1992 principalement pour les structures ductiles en acier (ATC-24, 1992). Il utilise le même principe d'extrapolation que le protocole New-Zealand. Un total de six cycles est nécessaire lors du préchargement en force contrôlée. Ensuite, le protocole inclut trois cycles complets de chargement à des niveaux de ductilité de $1\Delta_y, 2\Delta_y$ et $3\Delta_y$. Le protocole se poursuit avec deux cycles pour les niveaux de ductilité de 4 et plus jusqu'à la rupture (Figure 2.25 b)).

2.7.2 Protocoles adoptés par des chercheurs

Au fil des ans, il semble que les protocoles New Zealand et ATC-24 ont été modifiés par des chercheurs pour diverses raisons.

Une étude faite en Californie (M. J. N. Priestley et al., 1994) pour charger des piles circulaires et rectangulaires en béton armé renforcées par chemisage en acier a eu recours à un protocole s'apparentant au protocole ATC-24 (Figure 2.25 c)). Le protocole débutait par une série de cycles contrôlée en force. Le déplacement causant la première plastification a été déterminé avec l'équation suivante :

$$\Delta_y = \left(\frac{\Delta_{y1} + \Delta_{y2}}{2} \right) \frac{V_{if}}{V_y} \quad (2.14)$$

où Δ_{y1} et Δ_{y2} représentent les déplacements à la charge théorique de plastification des barres d'armature extrêmes, V_{if} est la valeur théorique de la capacité à la flexion et V_y est la valeur théorique de la première plastification. Ces paramètres sont explicités à la Figure 2.24.

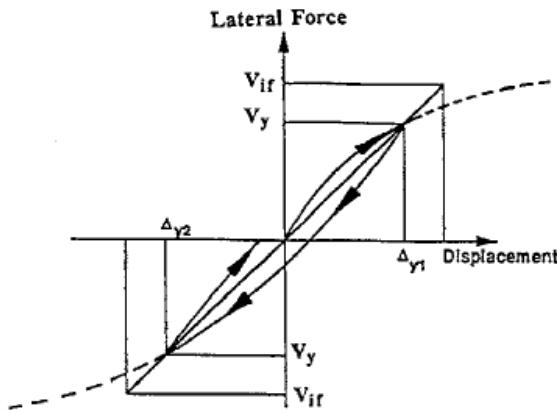


Figure 2.24 : Calcul du déplacement de la première plastification (tirée de M. J. N. Priestley et al. (1994))

Une autre étude à l'Université de Californie (Saadatmanesh et al., 1997) sur des piles circulaires et rectangulaires réhabilitées avec des couches préfabriquées de plastiques renforcés de fibres a employé un autre protocole (Figure 2.25 d)). Le déplacement à la première plastification a été déterminé simplement par la plastification observée du premier rang de barre d'armature lors du préchargement.

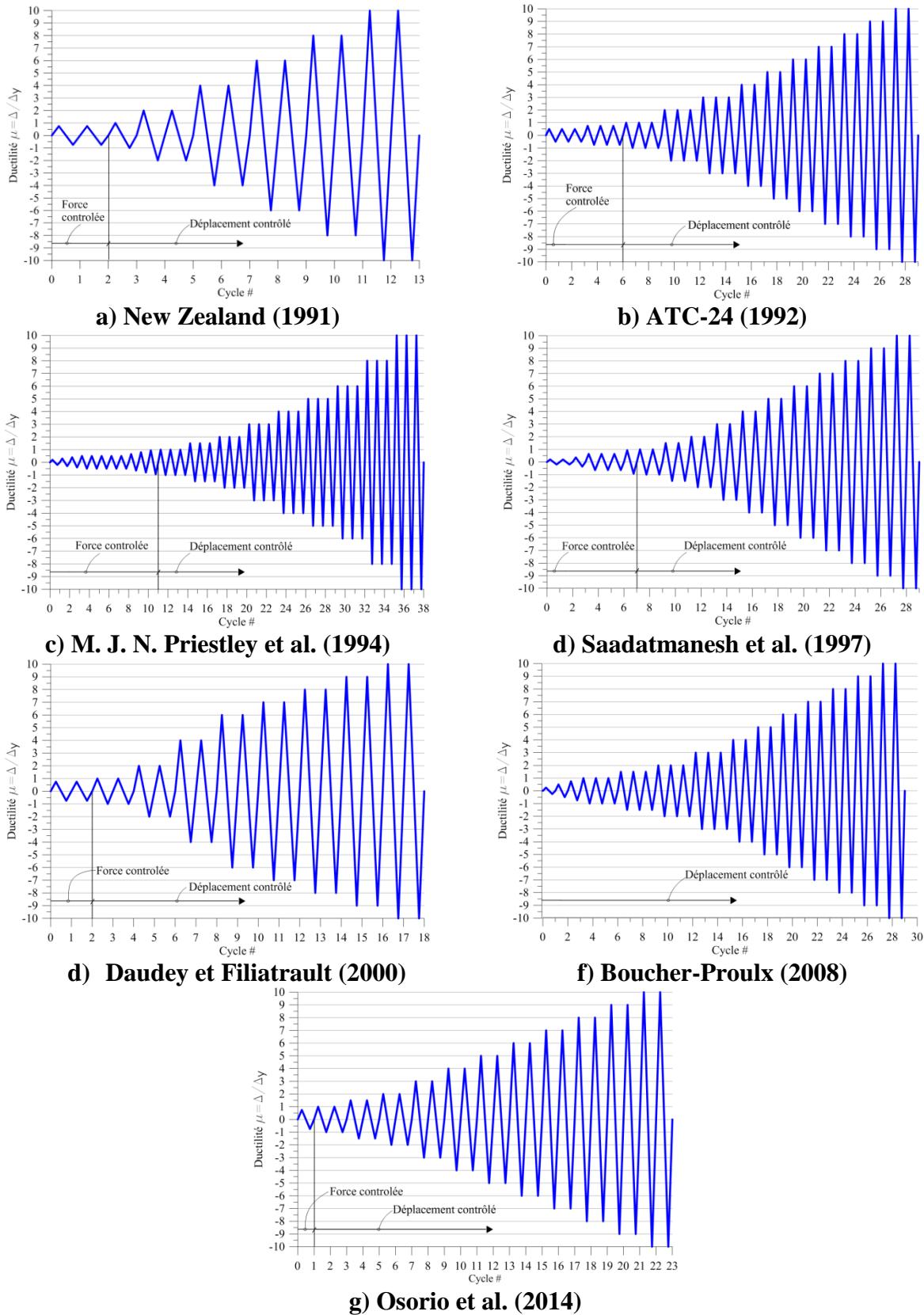


Figure 2.25 : Différents protocoles de chargement pour des essais cycliques quasi-statiques

Une version modifiée du protocole New-Zealand a été utilisée pour tester des spécimens d'un pont de la région de Montréal réhabilités avec un chemisage en acier (Daudey & Filiatrault, 2000). En fait, jusqu'à $6\Delta_y$, leur protocole est identique au protocole de New-Zealand. La différence est qu'à partir de ce niveau de ductilité, ils ont adopté la séquence $6\Delta_y, 7\Delta_y, 8\Delta_y, 9\Delta_y, 10\Delta_y$ au lieu de $6\Delta_y, 8\Delta_y, 10\Delta_y$ (Figure 2.25 e)). Ils augmentaient ainsi un le nombre de cycles que leurs spécimens devaient se soumettre avant la rupture. Le déplacement de première plastification a été déterminé par une analyse préliminaire moment-courbure sur un spécimen numérique tel que construit (sans renforcement).

Une récente recherche (Boucher-Proulx, 2008) a utilisé un protocole plus représentatif des séismes de l'est du Canada en augmentant le nombre de cycle de chargement à basse amplitude (Figure 2.25 f)). Cette étude visait à vérifier le comportement de piles de ponts rectangulaires renforcées de béton renforcé de fibres. Le déplacement de première plastification a été déterminé en comparant les résultats d'une analyse préliminaire moment-courbure sur un spécimen numérique à ceux des trois cycles de préchargement.

Pour charger latéralement des colonnes circulaires en béton renforcé de fibres synthétiques, une autre version modifiée du protocole New-Zealand a été utilisée (Osorio et al., 2014). Seulement un cycle en force contrôlée jusqu'à 75% de V_y a été effectué lors du préchargement, le but étant de fissurer la section en béton. La charge théorique V_y a dû être connue par analyse avant de lancer les essais. Ensuite, pour déterminer le déplacement causant la première plastification, le chargement a été contrôlé en déplacement jusqu'à ce que les premières jauge positionnées sur les barres d'armature des colonnes plastifient des deux côtés. La moyenne des deux déplacements a été retenue comme valeur de $1\Delta_y$. Deux cycles de chargement à des niveaux de ductilité de $1.5\Delta_y, 2\Delta_y, 3\Delta_y$ etc. jusqu'à la rupture ont été effectué par la suite (Figure 2.25 g)).

2.7.3 Comparaisons numériques des protocoles

Outre les comparaisons plutôt qualitatives effectuées aux sections 2.7.1 et 2.7.2, plusieurs comparaisons numériques peuvent être utilisées pour exposer les différences entre les quelques protocoles de chargement décrits précédemment. Quatre comparaisons seront discutées dans ce qui suit :

- nombre de cycles de préchargement;
- nombre total de cycles après le préchargement pour compléter un cycle à une ductilité de $10\Delta_y$;
- nombre de cycles primaires jusqu'à une ductilité de $10\Delta_y$;
- taux d'augmentation de l'amplitude du déplacement.

2.7.3.1 Nombre de cycle de préchargement

Le préchargement des spécimens, lors d'un essai quasi-statique, a deux utilités principales. D'abord, ces cycles de faibles amplitudes représentent les événements sismiques mineurs pouvant solliciter les structures au cours de leur vie utile et ayant causé de légers dommages, mais sans atteindre la première plastification. Il est donc attendu que les zones fortement sismiques où la fréquence d'occurrence est plus élevée soient représentées par un protocole possédant un nombre plus significatif de cycles de préchargement. L'inverse est vrai pour les zones avec des fréquences d'occurrence plus faible. Globalement, en observant la Figure 2.26, les études visant des zones moyennement sismiques (par exemple la région de Montréal) utilisent des protocoles avec moins de cycles de préchargement. Celles touchant des zones plus sollicitées (par exemple la Californie) en incluent davantage. Ensuite, le préchargement permet souvent de fixer ou d'aider à fixer le déplacement de première plastification. Ce déplacement est très important pour établir les niveaux de ductilité du reste de la procédure.

2.7.3.2 Nombre total de cycle après le préchargement pour compléter un cycle à une ductilité de $10\Delta_y$

Le nombre total de cycles est directement représentatif de l'énergie transférée aux spécimens. Il doit être déterminé en considérant l'énergie estimée d'un séisme transférée à la structure étudiée et en considérant le temps total requis et disponible pour compléter l'essai en laboratoire (Filiatral, Wanitkorkul, & Constantinou, 2008). Un protocole avec trop peu de cycles sous-estimerait l'endommagement cumulé par des cycles antérieurs alors qu'un protocole avec trop de cycles pourrait causer une rupture non représentative de la réalité. Une façon de comparer les protocoles entre eux est de calculer le nombre de cycles de chargement qu'il faut compléter après la phase de préchargement pour atteindre un niveau de ductilité quelconque (par exemple $10\Delta_y$). La Figure 2.26 présente cette comparaison. Il faut noter que le protocole New Zealand, développé spécifiquement pour les structures en béton armé (matériau plutôt fragile), et ceux s'en inspirant (Daudey and Filiatral (2000)) possèdent très peu de cycles. Le protocole ATC-24 développé pour les structures en acier (matériaux ductiles) et ceux s'en inspirant ((Boucher-Proulx (2008); M. J. N. Priestley et al. (1994); Saadatmanesh et al. (1997))) en possèdent davantage. Comme une majorité s'inspire du protocole ATC-24, il semble donc que l'apport en ductilité ajouté par les techniques de renforcement ait encouragé les chercheurs à adopter des protocoles s'apparentant plus à ceux utilisés pour des matériaux ductiles comme l'acier.

2.7.3.3 Nombre de cycles primaires jusqu'à une ductilité de $10\Delta_y$

Les cycles primaires sont les premiers cycles à chaque niveau de ductilité. Chacun des cycles primaires repousse l'enveloppe de la courbe charge-déplacement vers des valeurs plus grandes de charge et de déplacement. Un nombre trop faible de cycles primaires peut conduire à un manque de précision lors des changements de rigidité alors qu'un nombre trop élevé conduit à un nombre de cycles total plus élevé et donc à une surestimation de l'énergie transférée aux spécimens. La Figure 2.26 présente la comparaison. Il peut être noté que ce nombre de cycle est assez stable d'un protocole à l'autre.

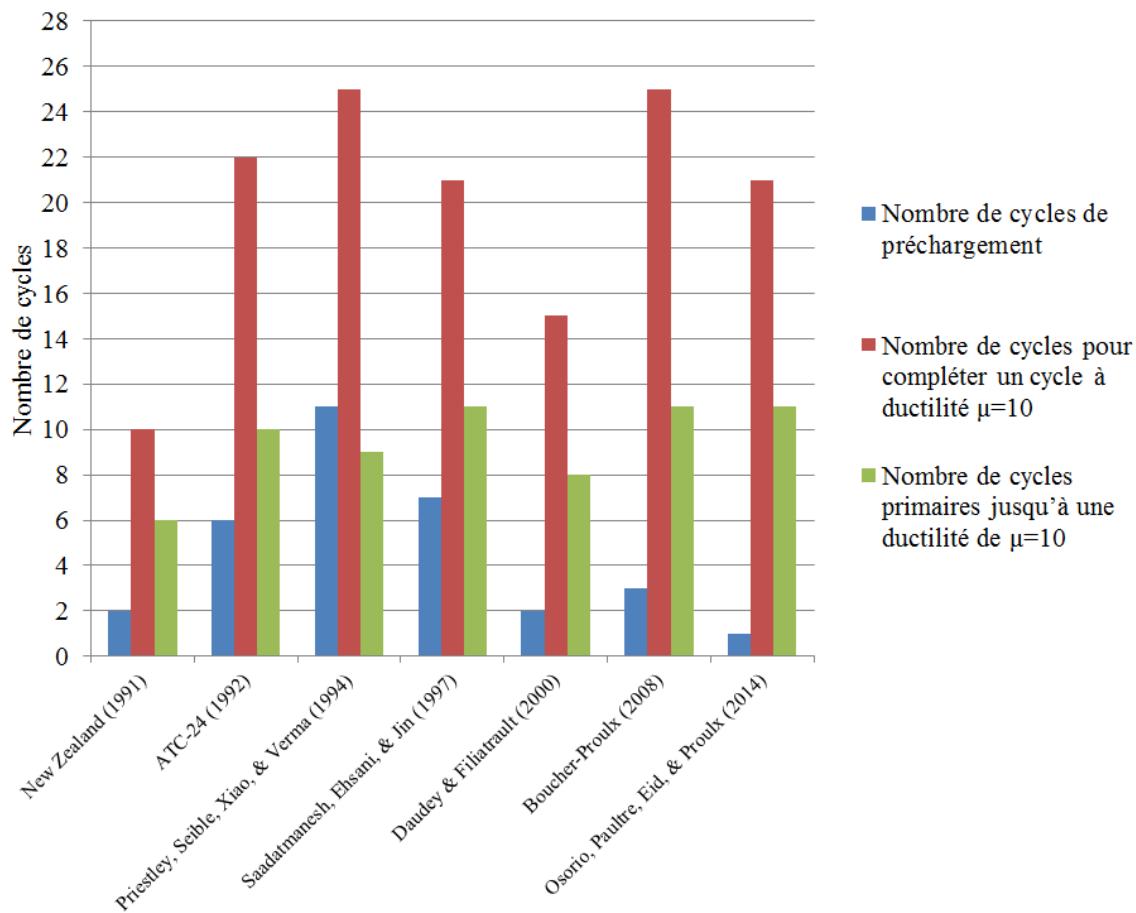


Figure 2.26 : Comparaison numérique entre les différents protocoles

2.7.3.4 Taux d'augmentation de l'amplitude du déplacement

À la section 2.7.3.3, l'importance du nombre de cycles primaires a été soulignée. Un autre aspect important relié à ces cycles est le taux d'augmentation de leur amplitude, car il est directement en lien avec le taux d'énergie transférée par un séisme à une structure. Un taux trop faible ou trop élevé pourrait dans les deux cas entraîner un mécanisme de rupture irréel. La pente des courbes présentées à la Figure 2.27 présente ce taux d'augmentation. En abscisse, le numéro du groupe primaire correspond au cumul du nombre de fois que le niveau de ductilité est repoussé lors de l'essai et en ordonné a_i/a_y , où a_i est l'amplitude du groupe i et a_y est l'amplitude du groupe 1. Il faut noter que le protocole New Zealand et ceux s'en inspirant (Daudey and Filiatral (2000)) possèdent des taux plus élevés. Le protocole ATC-24 et ceux s'en inspirant ((Boucher-Proulx

(2008); M. J. N. Priestley et al. (1994); Saadatmanesh et al. (1997))) en possèdent des plus faibles. Trois protocoles ont des taux identiques qui sont les plus faibles du lot.

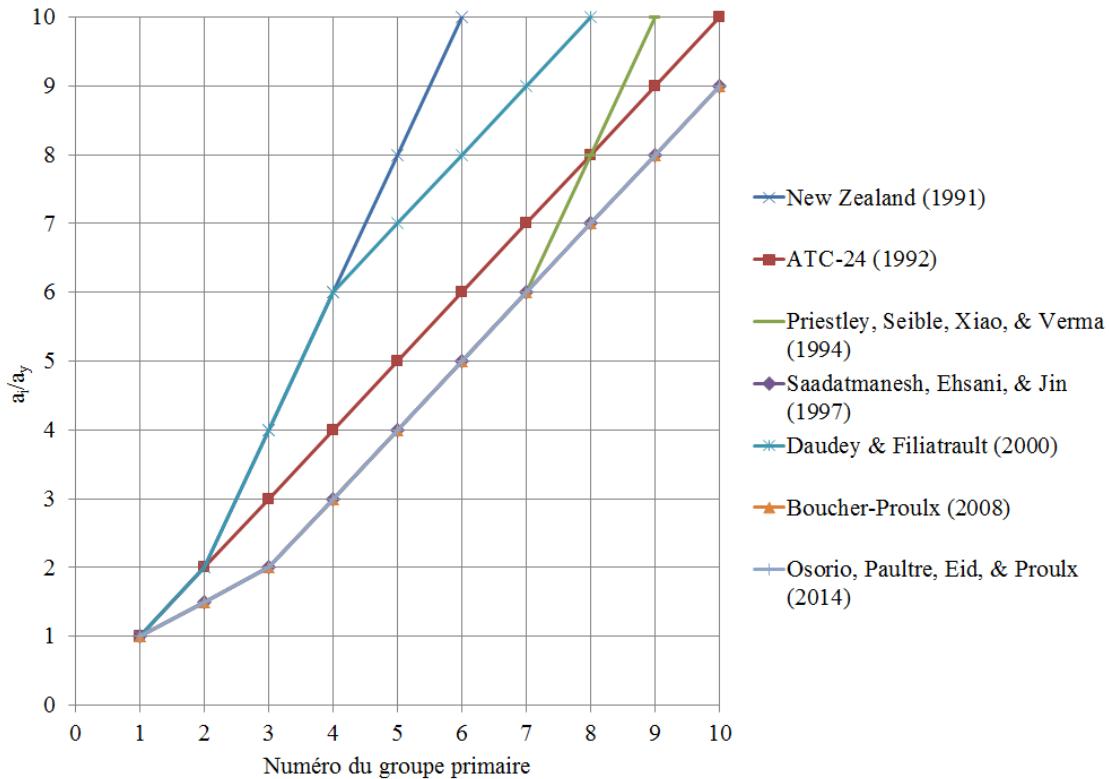


Figure 2.27 : Comparaison du taux d'augmentation de l'amplitude des différents protocoles

CHAPITRE 3 ESSAIS SUR PILES

3.1 Portée des essais

Cette série d'essais fait suite à celle de Dagenais (2014) décrite au chapitre précédent (spécimens S1 à S4) et vise à compléter cette dernière en considérant trois paramètres: la direction de chargement selon l'axe fort, un ratio moment effort tranchant plus critique et l'ajout de renforcement à l'effort tranchant afin d'assurer une rupture ductile en flexion. Deux spécimens ont été testés, S5 et S6. Ces essais ont permis de valider l'efficacité de la méthode de renforcement développée à Polytechnique lorsque les piles sont chargées cycliquement selon leur axe fort jusqu'à la rupture. Les deux essais permettaient de considérer l'effet réel de l'effort axial, du cisaillement et du confinement sur le comportement global. Des variantes au niveau de l'armature transversale ont mis à l'épreuve la méthode de renforcement proposée en considérant des défauts de conception sismique additionnels: joints de chevauchement dans la zone de rotule plastique, absence de crochets sismiques sur les barres d'armature transversales, barres d'armature longitudinales non retenues contre le flambement et espacées à plus de 200 mm.

3.2 Fabrication des spécimens

3.2.1 Conception et fabrication générale

Les deux piles étaient armées longitudinalement avec 12 barres de type 35M, ce qui correspondait à un pourcentage d'armature de 1.67 %. Le choix de ce type de barre s'est fait pour représenter une grande partie des ponts qui pourrait requérir un renforcement sismique. Par ailleurs, des études antérieures à Polytechnique ont démonté que l'efficacité de la méthode de renforcement est indépendante du diamètre des barres (Dagenais, 2014). Les barres utilisées pour les deux piles du présent programme d'essais (celles ancrées dans les semelles et celles constituant la colonne) se chevauchaient sur une hauteur de 24 d_b soit 840 mm à la base de la colonne. La profondeur de réparation en BFUP a été fixée à 1 d_b selon les observations des études de Dagenais (2014). L'enrobage de béton a été fixé à 30 mm. La zone de réparation s'étendait au-delà du joint de chevauchement et couvrait les quatre faces des piles. Certains détails de fabrication des deux piles

sont présentés de la Figure 3.1 à la Figure 3.4. L'ensemble des plans de construction est présenté en Annexe II.

Les deux piles se distinguaient principalement par la conception de leur armature transversale. La pile S5 était constituée de deux types d'étriers soit des étriers de type 15M refermés avec des crochets sismiques à 135° et des étriers de type 10M refermés en U. La pile S6 était seulement constituée du 2^e type d'étriers. Le premier cas vise à représenter les barres avec crochets sismiques espacées à 300 mm qui seraient initialement présentes et auxquelles on viendrait ajouter des barres de plus petit diamètre refermées en U. Le second cas représente les barres en U espacées à 300 mm qui seraient initialement présentes et auxquelles on viendrait ajouter des barres en U de même diamètre et dont l'ancrage ne serait pas assuré par des crochets sismiques mais plutôt par le BFUP. Le premier cas constitue la référence alors que le second représente la situation réelle visée.

Pour la pile S5, le principal facteur étudié est le comportement du joint de chevauchement dans la zone de rotule plastique sous chargement selon l'axe fort de la pile. L'armature transversale a donc été conçue pour ne pas être limitante, c'est-à-dire que la résistance au cisaillement était suffisante. Une série d'étriers 10M aux 300 mm en U a été ajouté avant la coulée du BFUP pour cette fin. De plus, les étriers 15M aux 300 mm étaient pourvus de crochets sismiques comme la norme actuelle le recommande. Ces crochets permettent d'empêcher les étriers d'ouvrir lors des mouvements sismiques et, du coup, permettent de maintenir leur capacité à conserver le bon confinement et la retenue des barres longitudinales contre le flambement. Le seul autre défaut sismique de cette pile était l'espacement supérieur à 200 mm des barres longitudinales, un détail assez courant pour cette grosseur de barre à l'époque. Toutes ces précautions assuraient que c'était bien le comportement du joint de chevauchement qui allait être observé lors de cet essai.

Pour la pile S6, aux facteurs du joint de chevauchement dans la zone de rotule plastique et des barres espacées à plus de 200 mm, s'ajoutaient l'absence d'étriers refermés avec des crochets sismiques et l'absence d'étriers intermédiaires assurant le bon confinement et la retenue des barres longitudinales. Pour pallier à l'absence volontaire d'étriers intermédiaire, des trous ont été percés dans le béton lors de la fabrication et des tiges filetées de diamètre de 5/8 de pouce y ont été

insérées. Des rondelles et des écrous ont été placés aux deux extrémités de chacune des barres, ceci permettant d'améliorer la retenue mécanique du BFUP de la réparation contre le béton ordinaire du cœur de la pile (effet de goujon). La résistance au cisaillement a encore été assurée par une quantité adéquate d'armatures transversales. Cette pile représente mieux la réalité des ponts construits à l'époque et les résultats pourront démontrer que la méthode de renforcement est applicable peu-importe les défauts de conception des armatures transversales tel qu'énumérés précédemment. En effet, l'ajout d'étriers en U et de tiges filetées est une option envisageable lors de travaux de réparation alors que l'ajout d'étriers avec crochets sismiques et d'étriers intermédiaires est pratiquement impensable. Il donc supposé que le BFUP permettra d'assurer l'ancrage adéquat des étriers et ainsi empêcher les étriers refermés en U de s'ouvrir.

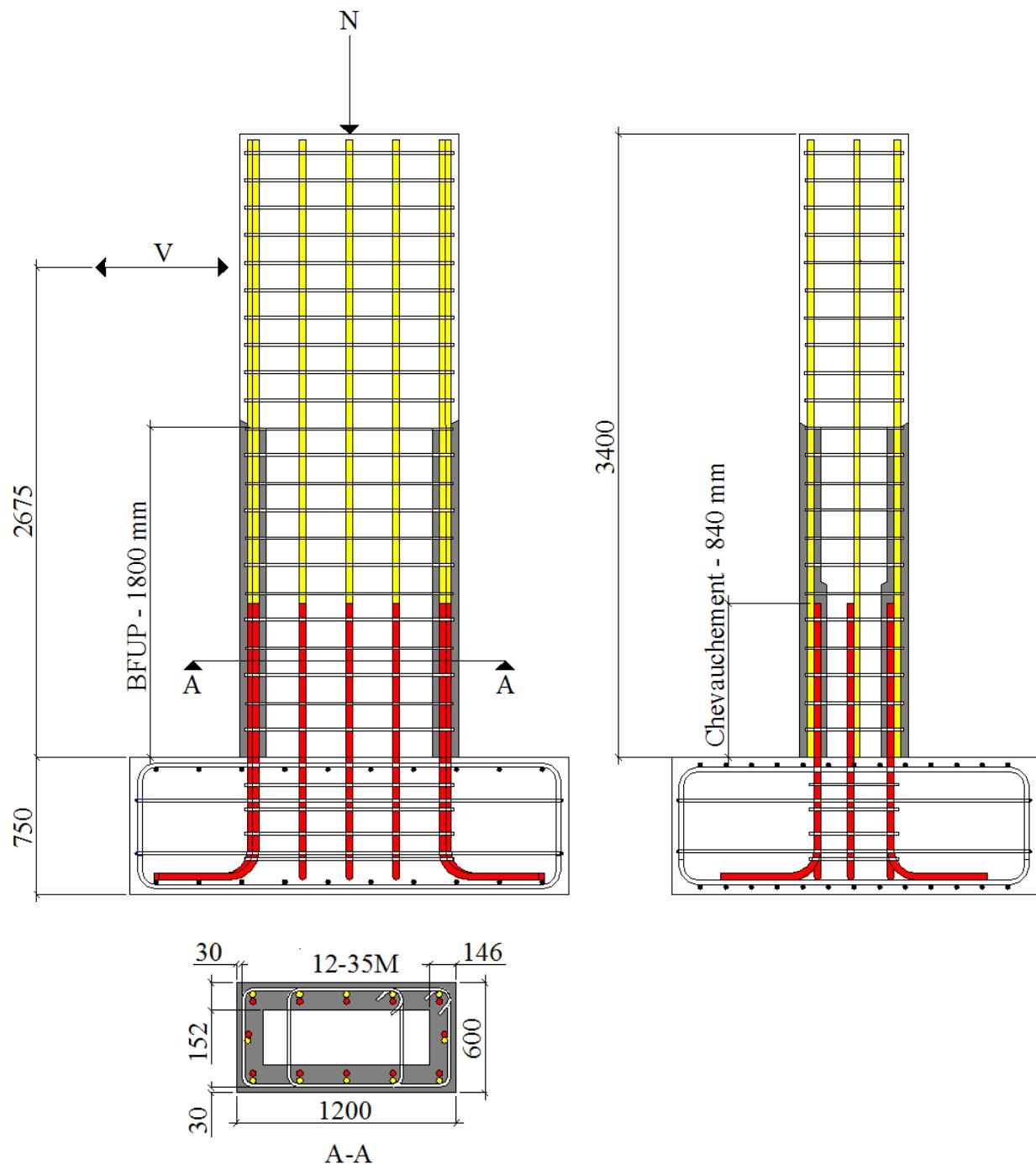


Figure 3.1 : Détails de fabrication de la pile S5



Figure 3.2 : Détails de fabrication de la pile S5

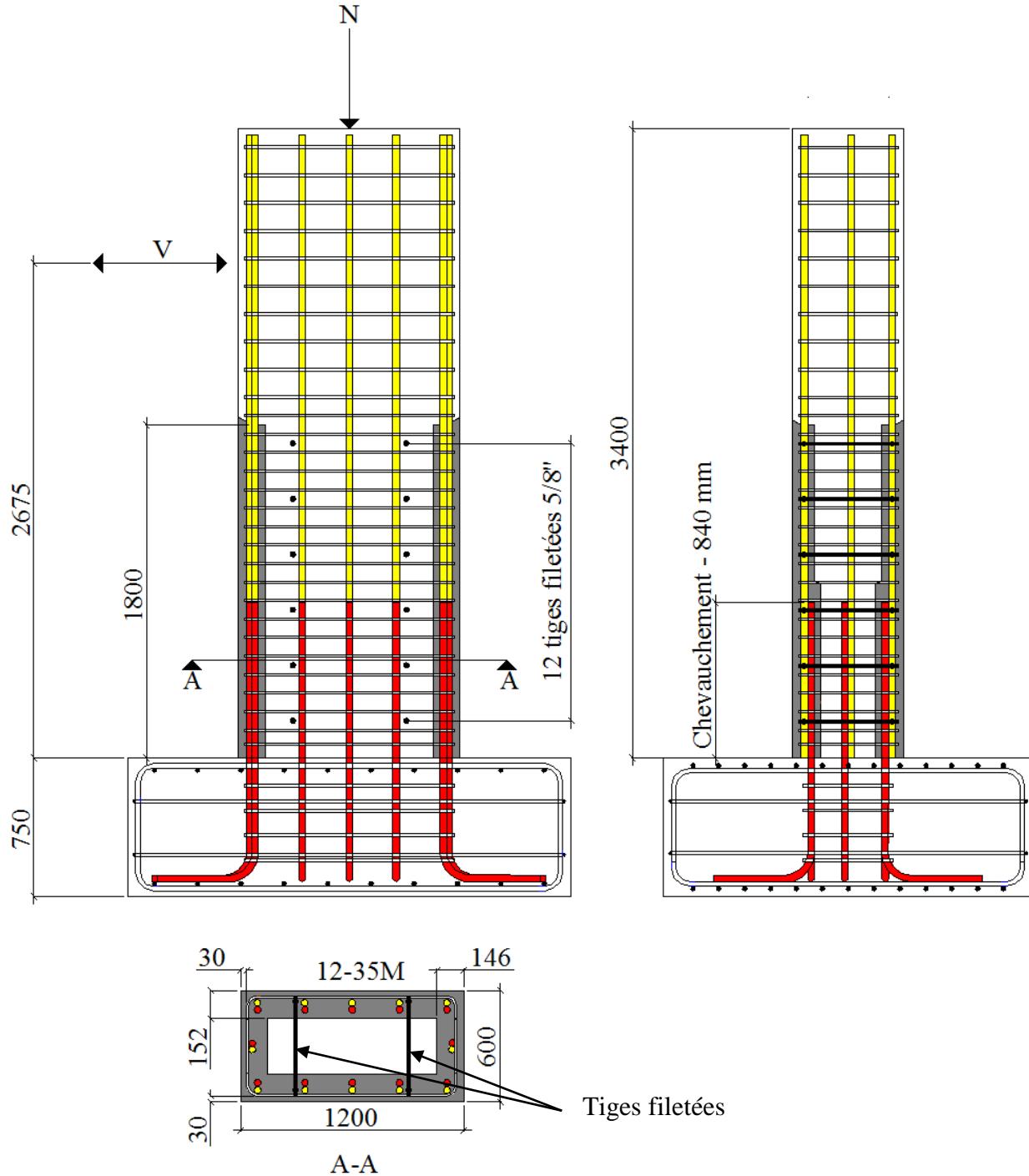


Figure 3.3 : Détails de fabrication de la pile S6



Figure 3.4 : Détails de fabrication de la pile S6 (étriers 10M refermés en U et tiges filetées)

3.2.2 Fabrication

Cette section se veut un court résumé des principales étapes de fabrication des piles. L'évolution entière de la construction est présentée en Annexe III sous forme de rapports d'avancement des travaux. La construction des deux piles s'est fait en parallèle l'une et l'autre.

3.2.2.1 Semelle

La fabrication de la semelle a été la première étape. Comme la dalle d'essai au laboratoire des structures est parfaitement plane, la semelle devait aussi être coulée sur une surface parfaitement plane. Autrement, des efforts de flexion parasites pourraient créer une fissuration prématuée lors de l'ancrage de la semelle par post-tension à la dalle d'essais. Pour se faire, la mise en place du coffrage sur une épaisse plaque d'acier parfaitement plane était nécessaire. La cage d'armature a été montée à l'extérieur du coffrage et, lorsque complétée, a été déplacée à l'intérieur du coffrage.

Avant la coulée, des tubes de PVC devaient être positionnés adéquatement avec un soutien temporaire. Ces tubes ont servis plus tard à l'ancrage de la pile à la dalle d'essai au laboratoire.



Figure 3.5 : Coulée de la semelle

3.2.2.2 Pile

Après un temps de cure suffisant, le coffrage de la semelle a été retiré. La cage d'armature de la pile a été montée à côté de la semelle et mise en place avec l'aide d'un pont roulant. Comme il était plutôt ardu de procéder à la démolition du béton sain en usine, l'espace future occupée par le BFUP a été comblé par l'ajout temporaire de couches de styrémousse (Figure 3.6). Un coffrage métallique a été mis en place autour de la cage d'armature de la pile, et la coulée de béton à l'aide d'une benne a pu être entamée. La chute de béton était de l'ordre de 3.4 mètres; une bonne vibration était alors nécessaire pour éviter la ségrégation à la base. Après une cure d'au moins sept jours, le coffrage métallique a été retiré ainsi que les couches de styrémousse. La surface du béton était lisse à ce moment. Cette caractéristique n'est pas idéale pour l'adhérence entre deux bétons différents et n'est

pas non plus représentative d'une démolition de béton en chantier. Les surfaces ont donc été martelées avec un outil pneumatique (Figure 3.7) afin de les rendre plus rugueuses et aptes à accueillir le BFUP. Une étape additionnelle a été requise pour la fabrication de la pile S6. En effet, douze trous ont été percés dans le béton pour que des tiges filetées de 5/8 de pouces y soient insérées (Figure 3.4) pour créer l'effet de goujons recherché.



Figure 3.6 : Pile avant la mise en place du coffrage



Figure 3.7 : Zone non-martelée (à gauche) vs zone martelée (à droite) – Spécimen S5

3.2.2.3 Renforcement

Une fois les surfaces bien martelées, un autre coffrage a été mis en place autour de la zone à réhabiliter. Afin d'optimiser la performance du renforcement, une orientation préférentielle des fibres d'acier devait le plus possible être respectée par l'écoulement du BFUP (Figure 3.8). En effet, les fibres devaient bien entourer les barres longitudinales de façon à contrer le plus possible l'apparition des fissures de fendage verticales causées par la tension radiale autour de ces barres tel que discuté à la section 2.2.1.

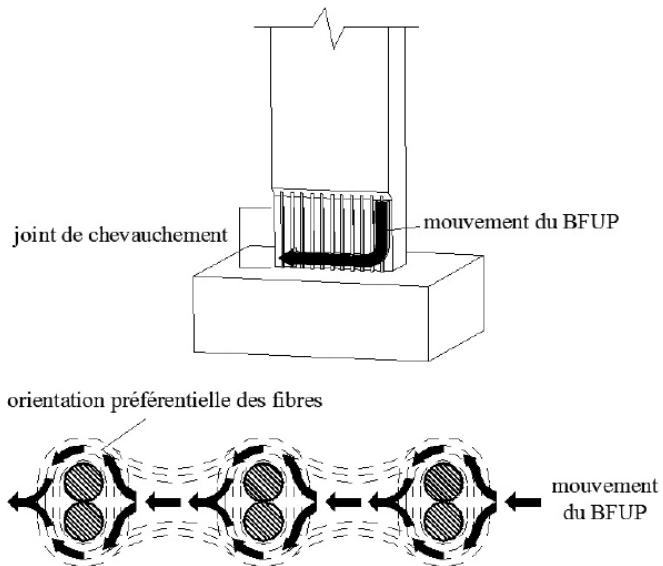


Figure 3.8 : Orientation préférentielle des fibres du BFUP lors d'un renforcement de joint de chevauchement (tirée de Massicotte, Dagenais, et al. (2014))

Pour assurer un mouvement de béton adéquat incitant l'orientation préférentielle des fibres, des ouvertures dans le coffrage ont été faites à deux niveaux. Ces ouvertures permettaient, d'une part, d'éviter une chute de béton trop importante lors de la coulée qui aurait pu engendrer la ségrégation des fibres du BFUP et, d'autre part, de favoriser un bon écoulement tout autour de la pile. C'est donc en deux étapes que le BFUP a été coulé. La coulée a débuté par les ouvertures à la mi-hauteur (Figure 3.9). Une fois le coffrage rempli jusqu'au niveau du bas de ces ouvertures, celles-ci ont été refermées de façon étanche. La coulée s'est alors poursuivie et terminée par les ouvertures du haut (Figure 3.10). Le coffrage a été laissé en place un minimum de sept jours après quoi la cure humide a été poursuivie sept jours supplémentaires à l'aide de jupes humides.



Figure 3.9 : Ouvertures refermables à la mi-hauteur du coffrage permettant de débuter la coulée du BFUP



Figure 3.10 : Ouverture au haut du coffrage permettant de terminer la coulée du BFUP

3.2.2.4 Transport

Puisque les piles n'ont pas été fabriquées au laboratoire des structures de Polytechnique, d'importantes étapes de transport étaient requises avant de pouvoir procéder aux essais de chargement. Il a d'abord été jugé pertinent d'appliquer une charge axiale de post-tension de l'ordre de 400 kN à l'aide de quatre barres filetées ancrées au-dessus de la pile et en-dessous de la semelle (Figure 3.11). Cette charge a permis d'éviter l'apparition de fissures prématuées due aux opérations de transport. La hauteur totale des piles était 4.15 mètres ce qui dépassait largement les limites acceptables pour un transport par semi-remorque. Les piles ont donc dû être basculées à l'horizontale avant d'être chargées sur le camion. Il s'agissait de procédures délicates de manœuvre au pont roulant basées sur des calculs de centre de gravité des piles. Ces procédures sont sommairement présentées en Annexe V. Une fois arrivées au laboratoire des structures, les piles ont été remises à la verticale et les barres de post-tension ont pu être retirées.



Figure 3.11 : Basculement de la pile

3.3 Matériaux

3.3.1 Béton ordinaire

Le béton ordinaire employé pour la fabrication des piles a été formulé pour représenter au mieux les propriétés des bétons couramment utilisés dans les années 70-80. Le Tableau 3.1 résume la formulation de ce béton ordinaire 35 MPa (BO35). Un rapport d'usine est présenté en Annexe IV.

Tel que discuté à la section précédente, les piles ont été coulées en trois étapes, soit la semelle, la colonne et puis la réparation. Le Tableau 3.2 résume l'ensemble des propriétés mécaniques en compression du BO35 utilisé pour fabriquer les piles S5 et S6. Les essais de compression sur cylindres ont été réalisés à 28 jours suivant l'étape respective de coulée et le jour des essais de chargement cyclique sur les piles. Quatre cylindres de 100 mm ont servi pour chaque type de béton aux deux périodes d'essais, soit trois pour déterminer la moyenne de la résistance en compression (f'_c) et un pour déterminer le module d'élasticité (E_c) et le coefficient de Poisson (ν).

Tableau 3.1 : Propriétés cibles et formulation du BO35

Propriétés cibles du mélange			
Résistance (MPa)	35		
Affaissement (mm)	150		
Gros granulats (mm)	20		
Air occlus (%)	3.0		
Rapport eau/liants	0.49		

Formulation			
Matériaux	Type	Quantité (kg/m³)	Volume (m³)
Sable	2.3	950	0.359
Pierre	20 mm	285	0.102
	14 mm	665	0.238
Ciment	GU	340	0.108
Eau	Nature	164	0.164
Air	3%	-	0.03
		2404	1

Tableau 3.2 : Résistance en compression (f'_c), module d'élasticité (E_c) et coefficient de Poisson (ν) du BO35

Identification du spécimen	f'_c (MPa) 28 jours	E_c (MPa) 28 jours	ν 28 jours	f'_c (MPa) Jour de l'essai	E_c (MPa) Jour de l'essai	ν Jour de l'essai
Semelle						
S5	48	-	-	45	26600	0.22
S6	61	-	-	61	30800	0.23
Colonne						
S5	36	33600	0.24	36	33800	0.22
S6	34	34800	0.21	35	35000	0.25

Les propriétés mécaniques en compression du béton utilisé sont passablement similaires d'une pile à l'autre. La seule différence majeure est la résistance f'_c et le module E_c du béton des semelles qui varient un peu selon la pile. Il faut noter aussi que le béton des semelles est plus résistant à la compression que le béton des colonnes pour les deux spécimens.

3.3.2 BFUP

Le BFUP ayant servi à la réparation des piles utilise la même formulation que celle ayant servi pour les piles P1 et P2 et S1 à S4 de projets de recherche antérieurs (Boucher-Proulx, 2008; Dagenais, 2014). Le Tableau 3.3 résume la formulation du BFUP et le Tableau 3.4 résume les propriétés mécaniques en compression de ce mélange à 28 jours et le jour des essais de chargement cyclique sur les piles.

Tableau 3.3 : Propriétés cibles et formulation du BFUP

Propriétés cibles du mélange		
Formulation		
Matériaux	Quantité (kg/m³)	Volume (m³)
Ciment	1021	0.325
Sable	638	0.241
Fumée de silice	255	0.116
Fibre	234	0.03
Eau	211	0.211
Superplastifiant	52	0.047
Air	-	0.03
	2411	1

Tableau 3.4 : Résistance en compression (f_c), module d'élasticité (E_c) et coefficient de Poisson (ν) du BFUP

Identification du spécimen	f _c (MPa) 28 jours	E _c (MPa) 28 jours	ν 28 jours	f _c (MPa) Jour de l'essai	E _c (MPa) Jour de l'essai	ν Jour de l'essai
S5	126	36300	0.24	144	35500	0.25
S6	119	36100	0.22	142	34200	0.23

Les propriétés mécaniques en compression du BFUP sont passablement similaires d'une pile à l'autre.

Le comportement en traction de BFUP a été caractérisé par des essais en traction directe sur des échantillons en forme d'os. Un total de six échantillons a servi pour chacune des piles. La Figure 3.12 présente la performance en traction du BFUP pour les deux piles. Notons que les résultats de

deux échantillons de la pile S6 ont dû être écartés à cause de la non-conformité des fissures apparues. Chacune des courbes représente la moyenne des données captées par deux potentiomètres linéaires placés sur les deux faces opposées des spécimens en forme d'os.

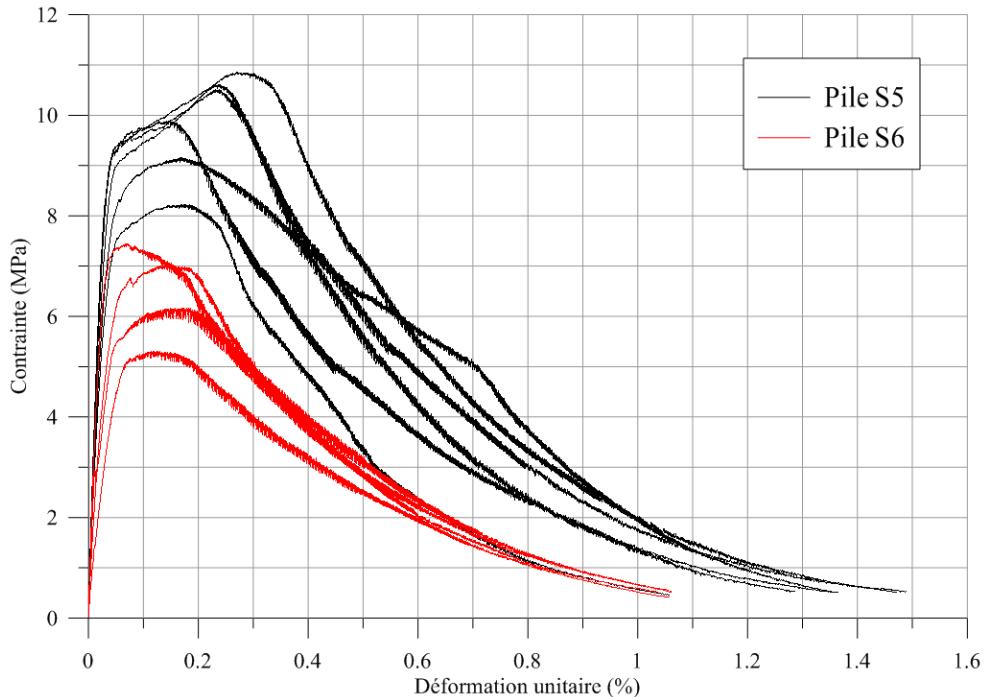


Figure 3.12 : Données brutes des essais en traction directe sur des spécimens en BFUP en forme d'os

Les résultats en traction directe du BFUP présentent deux comportements distincts. D'abord, celui de la pile S5 possédait une contrainte ultime plus élevée que celui de la pile S6. Ensuite, le BFUP de la pile S5 possédait une phase d'écrouissage bien distincte, alors que l'autre présentait seulement un petit plateau. Le comportement idéal recherché pour un BFUP s'approche plutôt de celui de la pile S5. Il faut rappeler que la qualité des résultats obtenus de ce type d'essai sur des échantillons en forme d'os dépend grandement de la qualité de la mise en place (orientation préférentielle des fibres).

3.3.3 Acier

L'acier d'armature utilisé pour la fabrication des piles était de type 400W. Le Tableau 3.5 résume les propriétés mécaniques en traction directe des deux différents lots constituant les barres 35M ancrées aux semelles. Ce sont ces barres qui assurent la continuité entre la semelle et la pile. Quatre échantillons ont servi pour déterminer les contraintes de plastification et de rupture des barres de la pile S5 alors que deux ont servi pour la pile S6. Deux échantillons pour chaque pile ont été usinés et ont été instrumentés avec une jauge et un extensomètre pour mesurer la déformation de l'acier (Figure 3.13).

Tableau 3.5 : Propriétés mécaniques moyennes mesurées sur les barres 35M ancrées à la semelle

Identification du spécimen	Type	Contrainte de plastification, f_y (MPa)	Contrainte ultime, f_u (MPa)	Déformation à la rupture (%)
Barres ancrées à la semelle				
S5	35M	485	678	38
S6	35M	405	621	40

La résistance de l'armature des barres 35M de la pile S5 était donc 20% plus élevée à la plastification et 9% à la rupture que celle des barres de la pile S6. La déformation à la rupture des barres était assez élevée pour des barres de type 400W. Il faut noter que la qualité du lot de barre d'armature reçu pour la pile S5 à plusieurs fois été remise en question. En effet, à deux reprises, ces barres ont dû être retournées au fournisseur, car certaines d'entre elles étaient de type 500W. Idéalement, il aurait fallu être en mesure de tester chacune des barres pour avoir des données plus fiables pour les modélisations numériques présentées au chapitre 5. Les barres de la pile S6 ne semblaient pas avoir ce problème de variabilité.

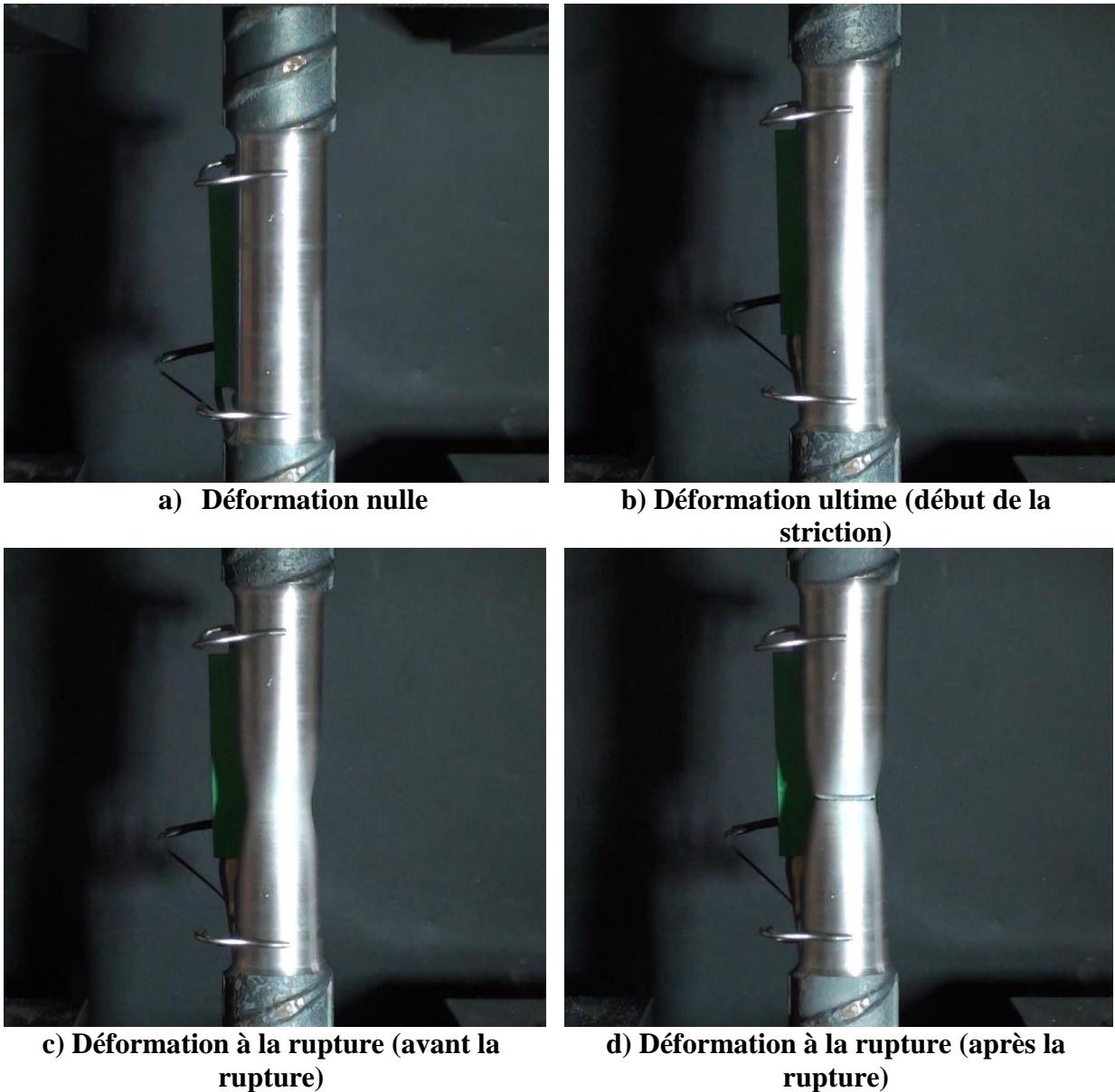


Figure 3.13 : Déformation d'un échantillon usiné d'une barre 35M ancrée à la semelle lors d'un essai en traction axiale

3.4 Instrumentation

La série de figures suivantes présente l'instrumentation mise en place sur les piles. En tout, 31 potentiomètres linéaires, six LVDT, cinq potentiomètres à corde et un inclinomètre ont servi pour capter les déformations et les déplacements lors du chargement cyclique. À cela s'ajoute 16 jauge collées sur les barres 35M ancrées dans la semelle.

La Figure 3.14 présente l'instrumentation ayant permis de capter les déplacements horizontaux au haut des piles. La Figure 3.15 présente l'instrumentation ayant permis de mesurer les déformations en cisaillement. La Figure 3.16 présente l'instrumentation permettant de calculer la courbure des spécimens selon leur axe fort. La Figure 3.17 présente l'instrumentation mis en place pour capter l'ouverture horizontale à la base des piles. Finalement, la Figure 3.18 présente plusieurs instruments ayant capté des données telles que l'inclinaison des piles, le glissement pile/équerre et le déplacement des piles par rapport à la dalle d'essai.

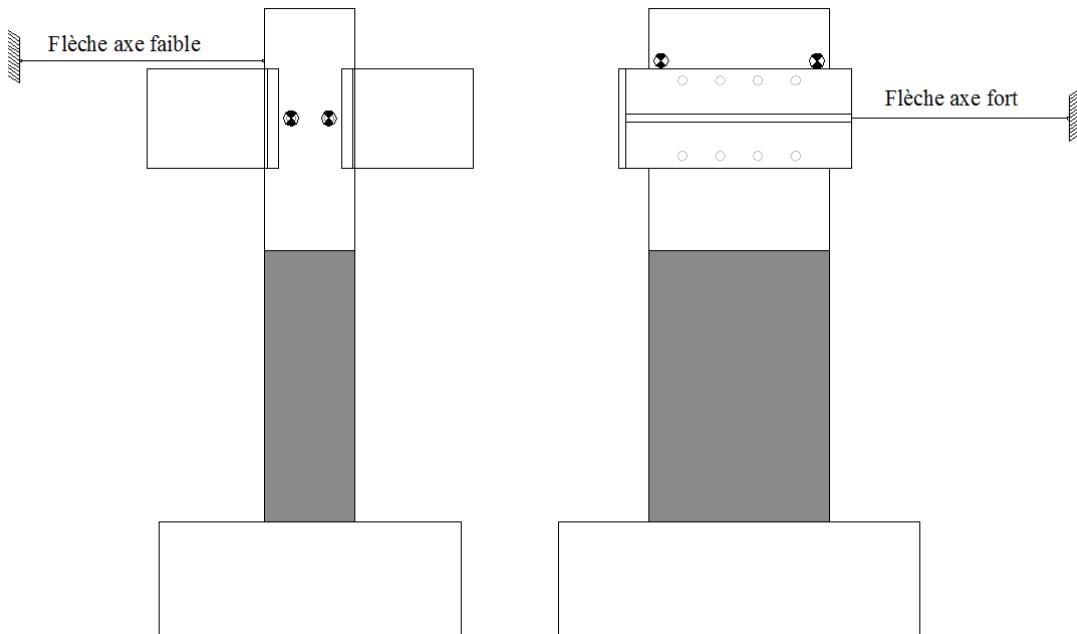


Figure 3.14 : Instrumentation (cinq potentiomètres à corde) permettant de mesurer les déplacements horizontaux au haut des piles

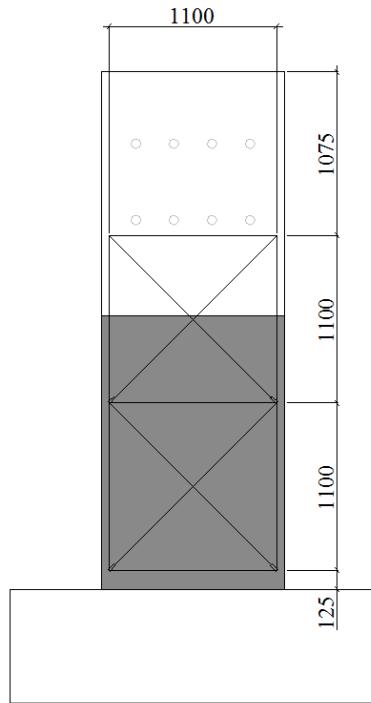


Figure 3.15 : Instrumentation (11 potentiomètres linéaires) permettant de mesurer les déformations en cisaillement sur la face est

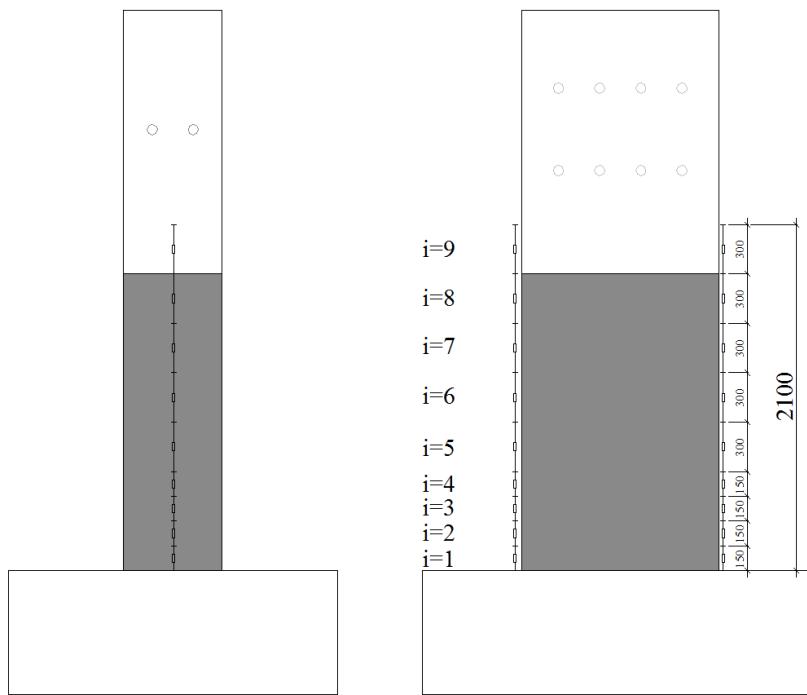


Figure 3.16 : Instrumentation (18 potentiomètres linéaires) permettant de mesurer les déformations en flexion sur les faces sud et nord

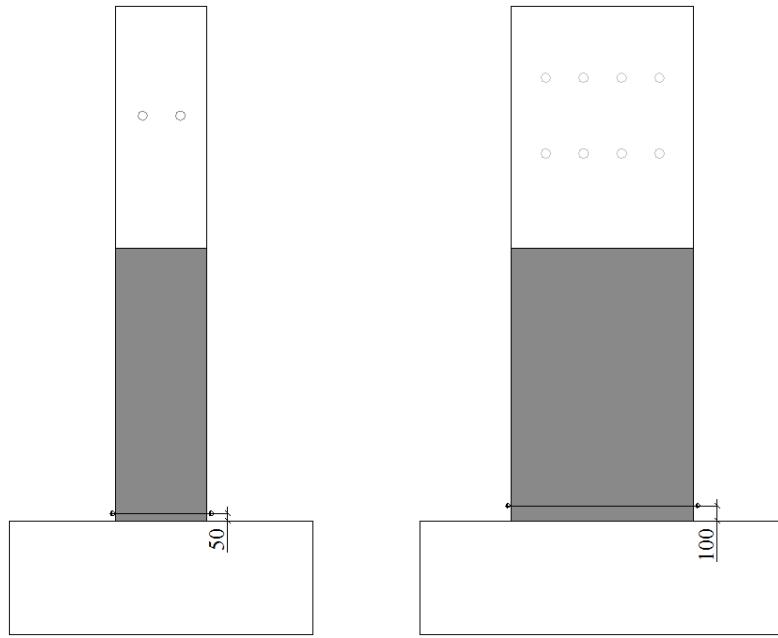


Figure 3.17 : Instrumentation (deux potentiomètres linéaires et deux LVDT) permettant de mesurer les déformations horizontales à la base de la pile

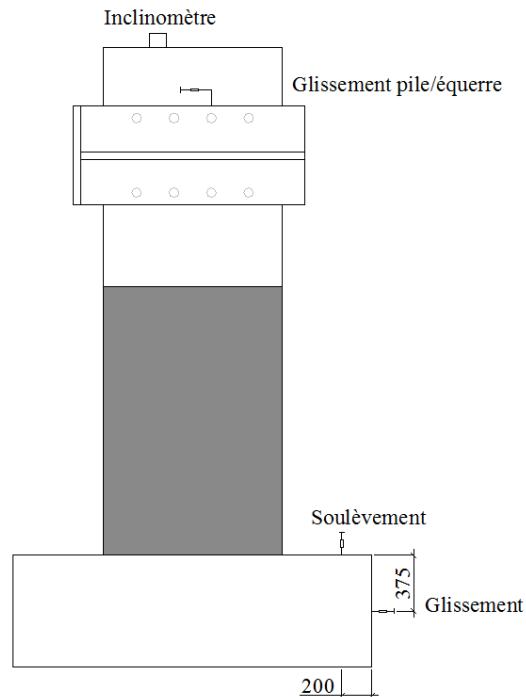


Figure 3.18 : Instrumentation permettant de mesurer l'inclinaison de la pile (un inclinomètre), son soulèvement et son glissement au niveau de la semelle (deux LVDT) et le glissement pile/équerre (deux LVDT)

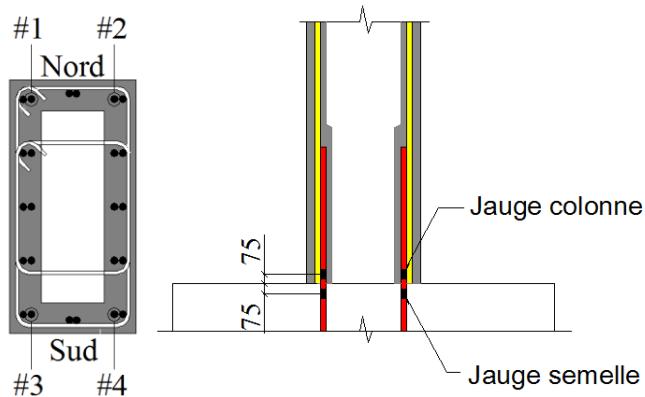


Figure 3.19 : Jauge de déformation (16) collées sur les barres en coin ancrées à la semelle

3.5 Montage expérimental

Deux piles de ponts ont été testées dans le cadre de ce programme expérimental. Pour simuler le poids du tablier d'un pont, une charge verticale de 1500 kN a d'abord été appliquée à l'aide de deux vérins comme pour les spécimens S1 à S4 du programme d'essai précédent. Cette charge correspondait à environ $\frac{P}{A_g f_c} = 0.06$, un niveau de charge axiale courant pour les ponts en service.

Deux autres vérins ont permis d'appliquer une charge horizontale cyclique à 2675 mm au-dessus de l'interface semelle-colonne ce qui correspond à un ratio hauteur/largeur de 2.23 (ou $M/VD=2.23$). Ce rapport indique, selon la norme S6-06, qu'il s'agissait d'une pile-mur et que la ductilité qui devait être rencontrée (pour une nouvelle construction) était de 2 (facteur $R=2$ pour la CBF). La Figure 3.20 représente le montage expérimental mis au point au laboratoire de structures de Polytechnique.

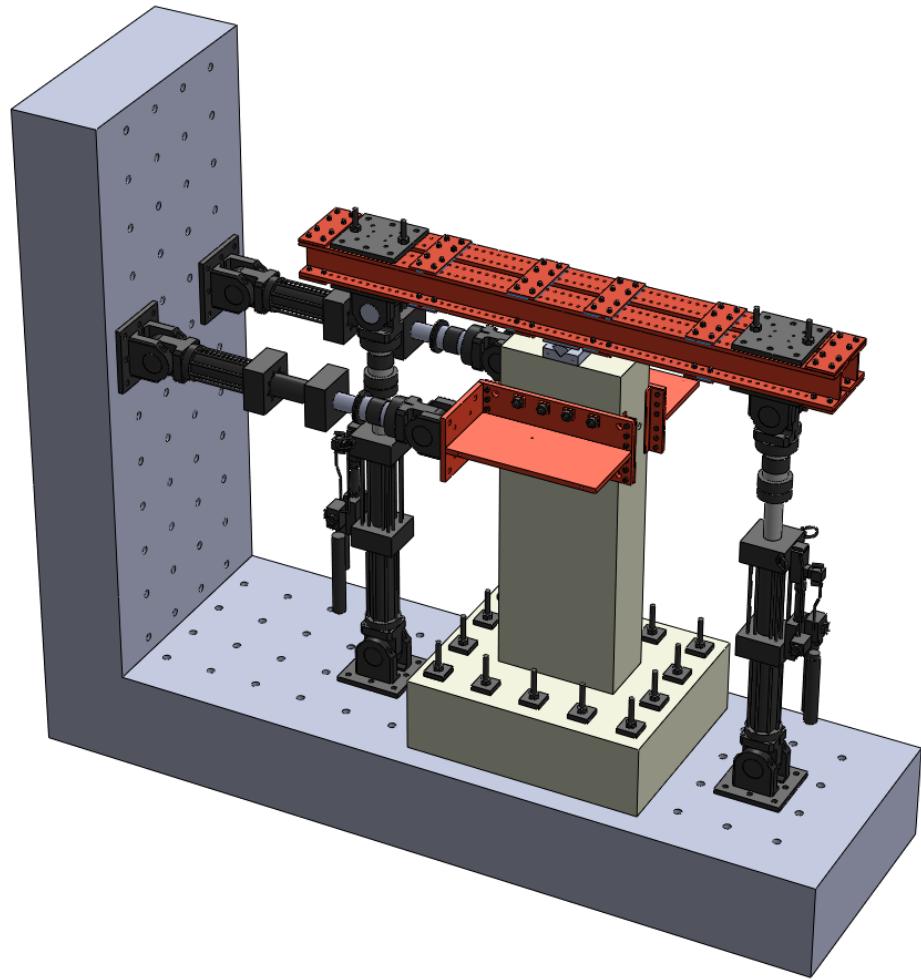


Figure 3.20 : Vue isométrique du montage utilisé au laboratoire des structures (nord vers la droite)

Pour transférer la charge des vérins horizontaux à la pile, des pièces de chargement en forme d'équerre ont dû être spécialement conçues et fabriquées (Figure 3.21). Des études par éléments finis ont été effectuées et des plans ont été élaborés pour ces fins (Annexe VI).

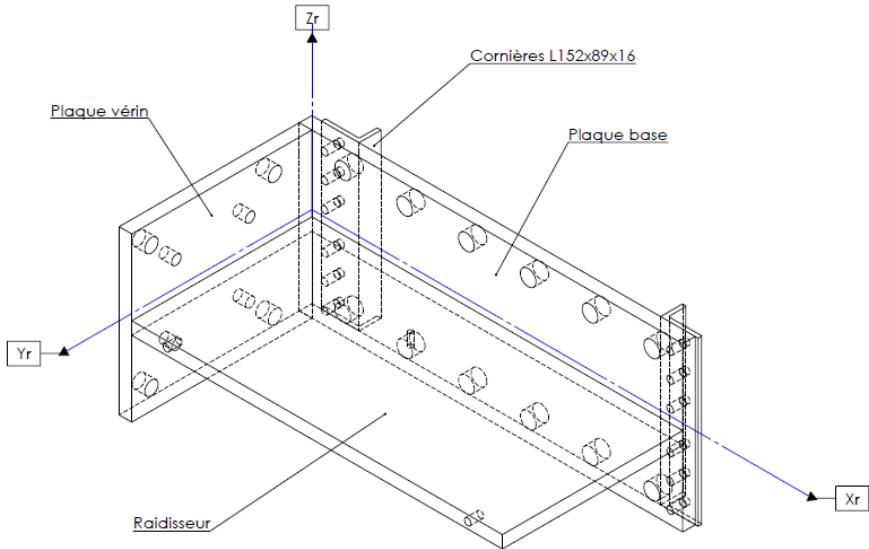


Figure 3.21 : Pièces permettant le transfert de la charge horizontale

3.6 Protocole de chargement

Pour amener les piles à une rupture progressive, un protocole de chargement cyclique a été élaboré pour mieux représenter les séismes typiques de l'est du Canada (de basses amplitudes) et les piles de type pile-mur (atteignant usuellement des niveaux de ductilité en déplacement faibles). Les cycles de chargement ont donc été concentrés jusqu'à un niveau de ductilité de $3\Delta_y$. La revue de littérature faite à la section 2.7 a permis de guider le choix du protocole.

Une phase de pré-chargement à vitesse lente (0.1 mm/s) et contrôlée manuellement a permis d'approcher la charge correspondant à une ductilité $1\Delta_y$, c'est-à-dire la charge qu'il fallait appliquer horizontalement dans le haut des piles pour que le déplacement mesuré corresponde à un changement marqué de rigidité sur la courbe force-déplacement. En parallèle, l'observation des déformations des jauge collées sur les barres ancrées à la semelle a permis de confirmer le déplacement de première plastification (section 3.7.8). Aussi, des analyses préliminaires par éléments finis ont permis de fixer une plage pour le déplacement visé. Ensuite, la phase de chargement a pu débuter à une vitesse moyenne (0.25 mm/s) et contrôlée par le système informatique. Après avoir complété les cycles de ductilité $3\Delta_y$, la vitesse a été augmentée à 1

mm/s jusqu'à la rupture. La Figure 3.22 présente le protocole de chargement utilisé pour amener les piles à la rupture.

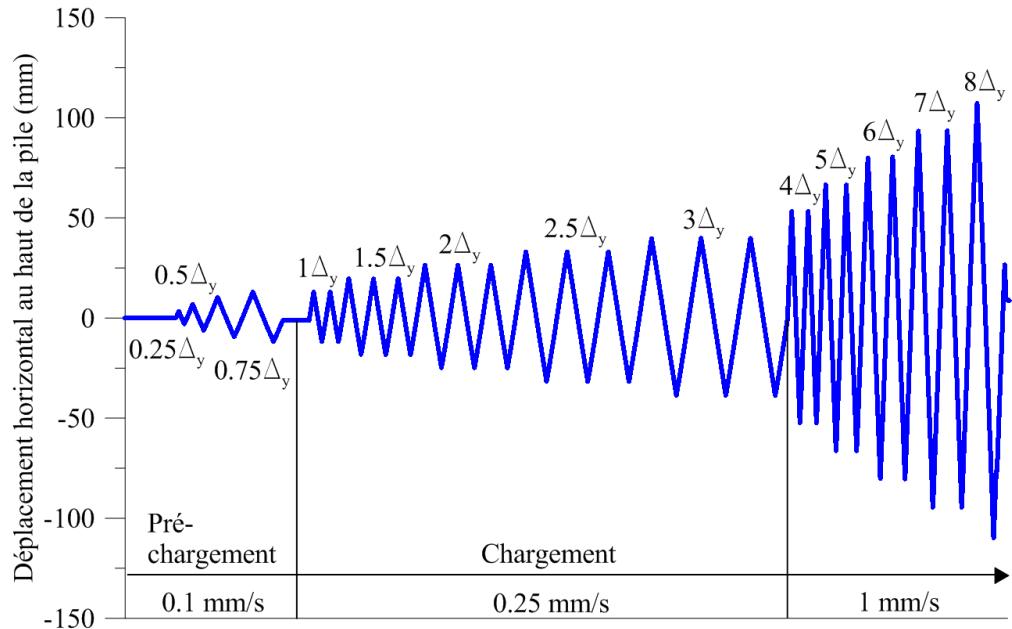


Figure 3.22 : Protocole de chargement employé pour les deux piles

3.7 Résultats et analyses

3.7.1 Endommagement

Avant le début du chargement des piles, plusieurs fissures de retrait étaient présentes à la surface du BFUP tel que montré à la Figure 3.23 qui correspond à la face ouest de la pile S6. Ces fissures ont été marquées par un trait bleu pointillé afin de ne pas les confondre aux fissures causées par le chargement.

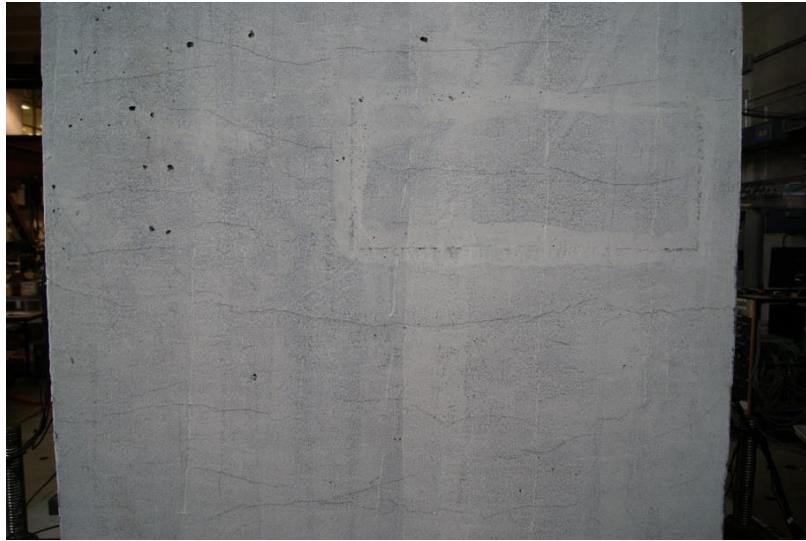


Figure 3.23 : Fissures de retrait sur la face ouest de la pile S6

Afin de suivre l'évolution au fil de l'essai, les fissures ont été marquées en utilisant un code de couleur pour chaque niveau de ductilité μ . Ainsi, les fissures étant apparues à une ductilité de $1\Delta_y$ ont été marquées par un trait continu rouge, à $1.5\Delta_y$ par un trait continu vert, à $2\Delta_y$ par un trait continu noir, à $2.5\Delta_y$ par un trait pointillé rouge et à $3\Delta_y$ par un trait pointillé vert. Après un niveau de ductilité de $3\Delta_y$, pratiquement plus aucune fissure n'est apparue; la déformation se concentrait principalement à l'interface semelle-colonne et aux fissures déjà présentes (Figure 3.24 et Figure 3.27). Toutes les fissures observées provenaient de la flexion et possédaient une ouverture inférieure à environ 0.1 mm. Le chargement s'est poursuivi jusqu'à la fin du cycle pour lequel une chute marquée de résistance était notée. Pour les deux piles, la rupture a été identifiée par des sons caractéristiques de rupture des barres d'armature. À la fin de l'essai, il a été possible d'enlever le couvert de béton aux faces nord et sud de la pile S5. Il a pu y être découvert que certaines barres longitudinales avaient bien été sectionnées par l'application de la charge latérale. Le même exercice n'a pas été possible pour la pile S6, puisque le couvert de béton offrait encore une grande résistance à l'arrachement manuel à la fin de l'essai. Il a été observé que le béton de la semelle était passablement délamинé tout autour de la colonne. Cette zone a été marquée par un hachurage rouge (Figure 3.25 et Figure 3.26). La série de photos suivante présente l'évolution de l'endommagement des piles.

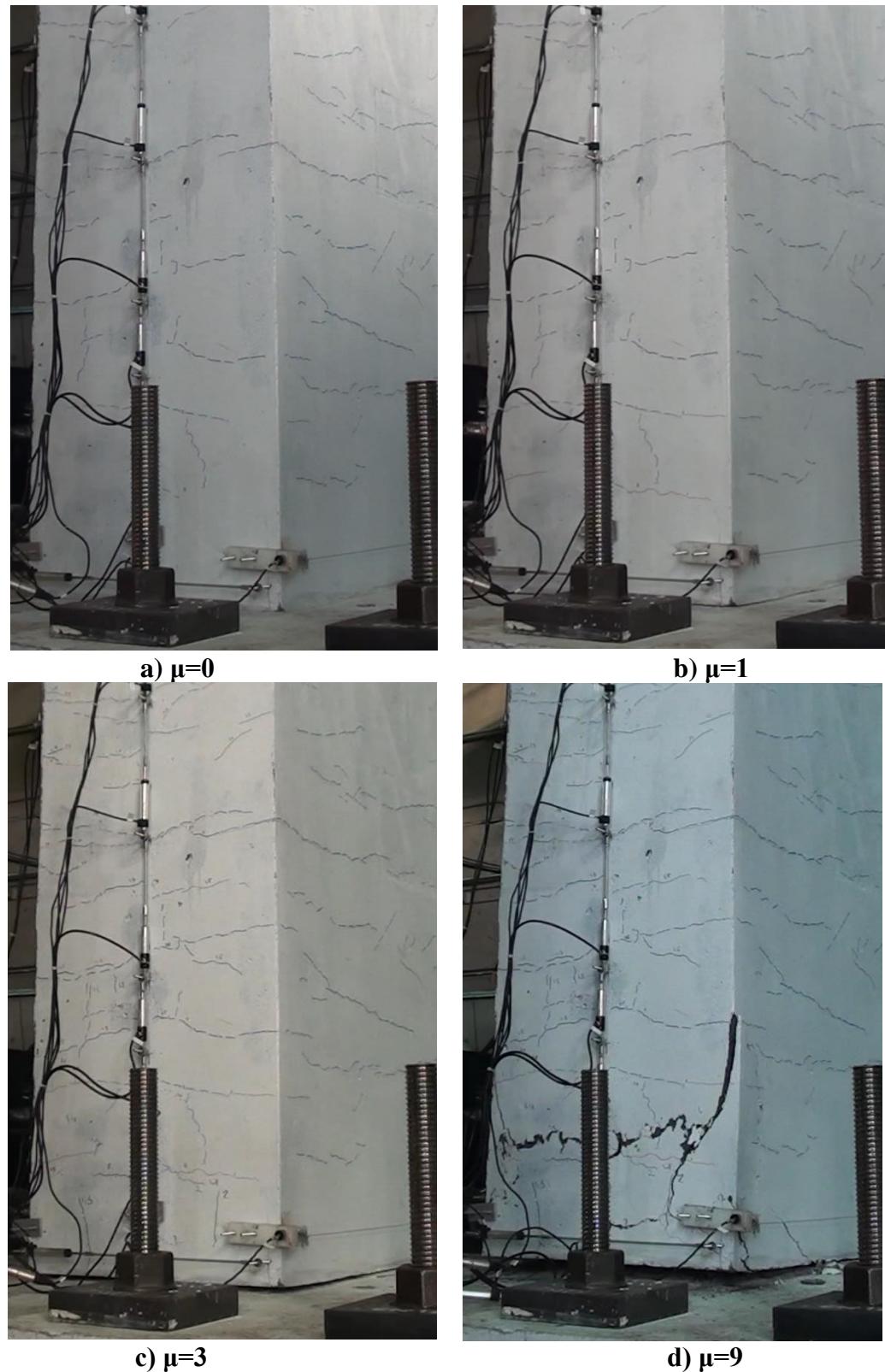


Figure 3.24 : Évolution de l'endommagement à la face nord de la pile S5

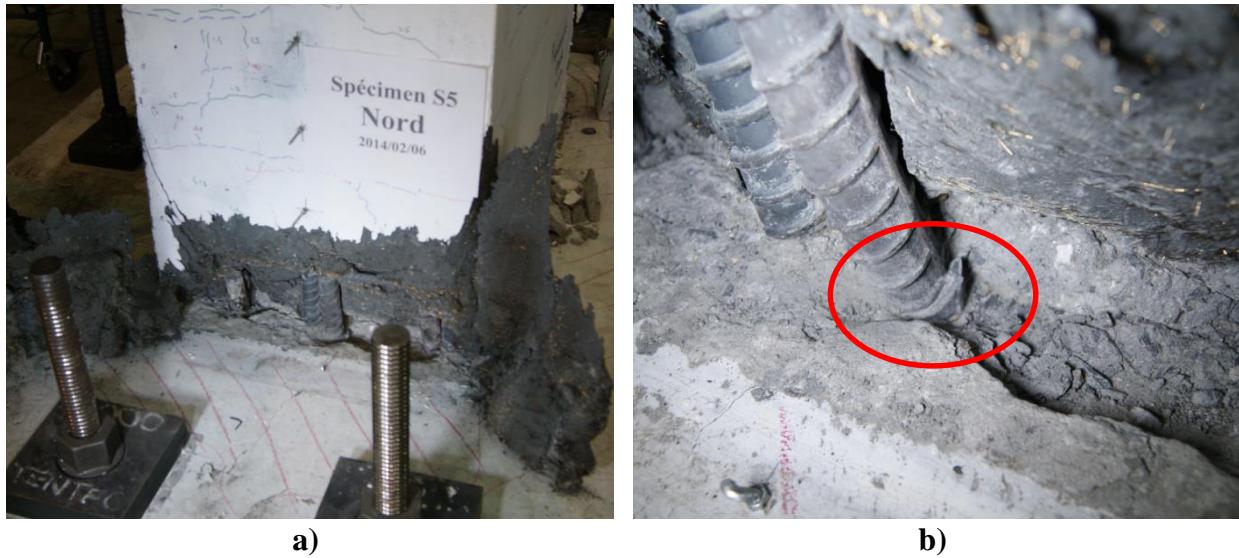


Figure 3.25 : État de l'endommagement à la rupture ($\mu=9$) à la face nord de la pile S5 : a) couvert de béton enlevé manuellement et béton de la semelle délamинé (hachures rouges); b) barre longitudinale sectionnée



Figure 3.26 : État de l'endommagement à la rupture ($\mu=9$) à la face sud de la pile S5 : a) couvert de béton enlevé manuellement et béton de la semelle délamинé (hachures rouges); b) barre longitudinale sectionnée

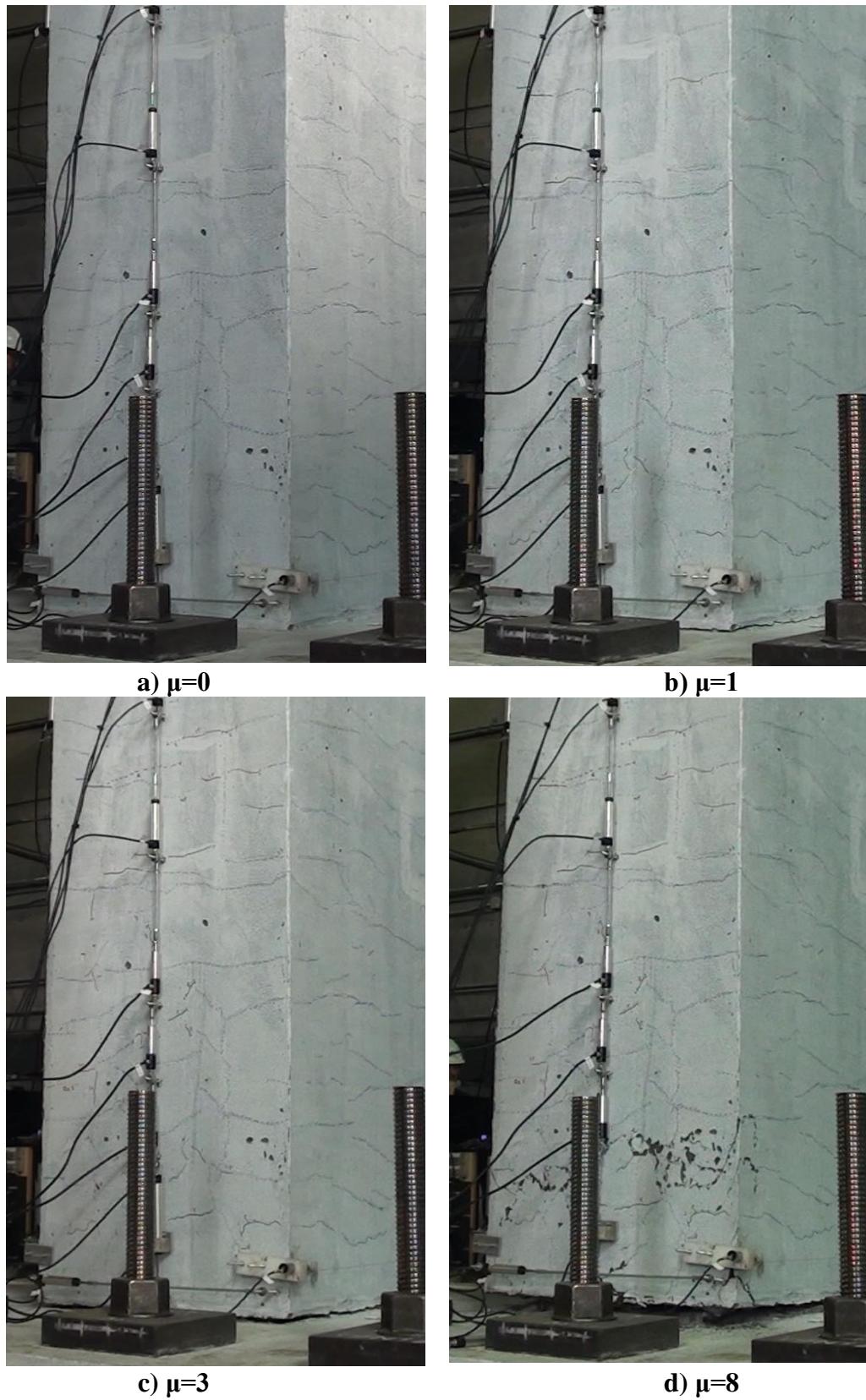


Figure 3.27 : Évolution de l'endommagement à la face nord de la pile S6

3.7.2 Courbes charge-déplacement

Les figures suivantes présentent les courbes charge-déplacement pour les deux piles. Les courbes ont été corrigées pour présenter le cisaillement horizontal à la base des piles en tenant compte de l'apport horizontal de la charge axiale. En effet, le montage expérimental faisait en sorte que la charge verticale de 1500 kN demeurait parfaitement axiale tout au long du chargement. Pour prendre en compte la composante horizontale de cette charge axiale qui se développait à mesure que le déplacement en tête de pile augmentait, un inclinomètre a été placé sur le dessus des piles (Figure 3.18 et section 3.7.9) et a donc permis de convertir la charge appliquée par les vérins en un cisaillement horizontal à la base des piles. Ainsi, la courbe pointillée représente la charge appliquée par les vérins hydrauliques horizontaux et celle en trait continu représente le cisaillement horizontal à la base de la pile.

La pile S5 a subit 29 cycles complets de chargement tandis que la pile S6 en a subit 27. Le mode de rupture, dans les deux cas, correspondait à la rupture des barres ancrées aux semelles qui est survenue au dernier cycle respectif de chargement. Ces ruptures sont observables sur les figures par une chute de la charge pour une faible augmentation du déplacement. La pile S5 a atteint une ductilité de $9\Delta_y$ et un déplacement maximal de 125 mm; la pile S6 une ductilité de $8\Delta_y$ et un déplacement maximal de 110 mm. Les spécimens ont développé une résistance latérale selon l'axe fort plus élevée que celle correspondant à la première plastification ceci nous éloignant du comportement fragile d'une rupture par fendage. Par ailleurs, il y a présence d'un effet de pincement pour les deux piles, mais il est assez limité et typique des structures chargées latéralement avec effort axial important. La dissipation d'énergie est un critère important en génie parasismique quand vient le temps de comparer des structures. L'aire sous les courbes est un bon indicateur de cette dissipation d'énergie. En ce sens, la section 3.7.3 est dédiée à ce sujet.

Ces courbes charge-déplacement mettent en relief la capacité du BFUP de reprendre les efforts de traction transmis par les barres tendues plastifiées et d'empêcher une rupture prématuée. Les propriétés bonifiées du BFUP par rapport à un béton ordinaire en compression participent également à l'augmentation de la ductilité ultime en déplacement.

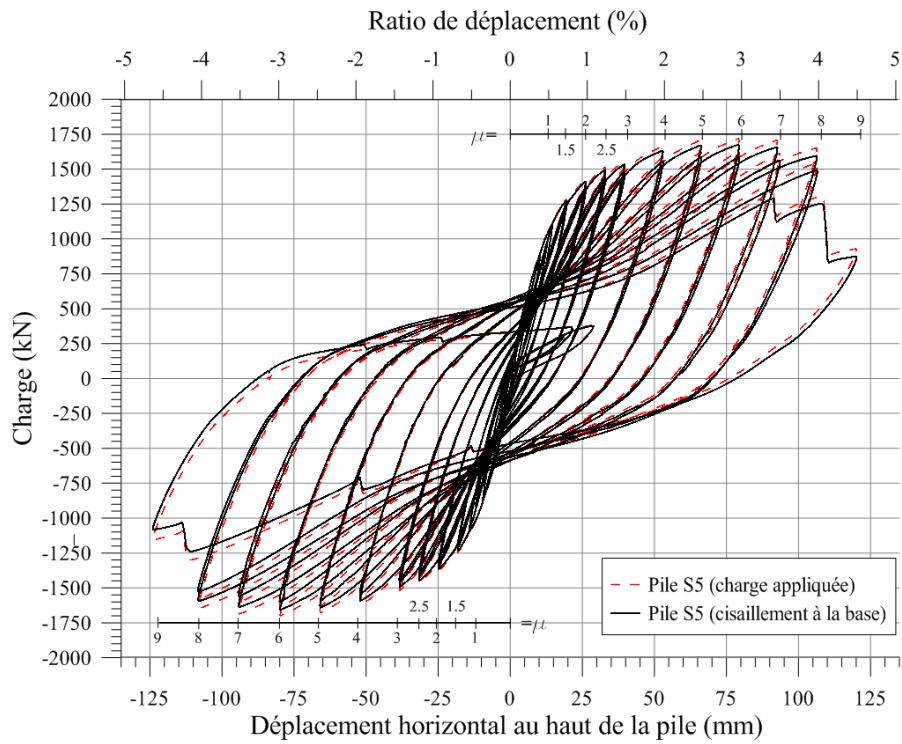


Figure 3.28 : Comportement cyclique de la pile S5

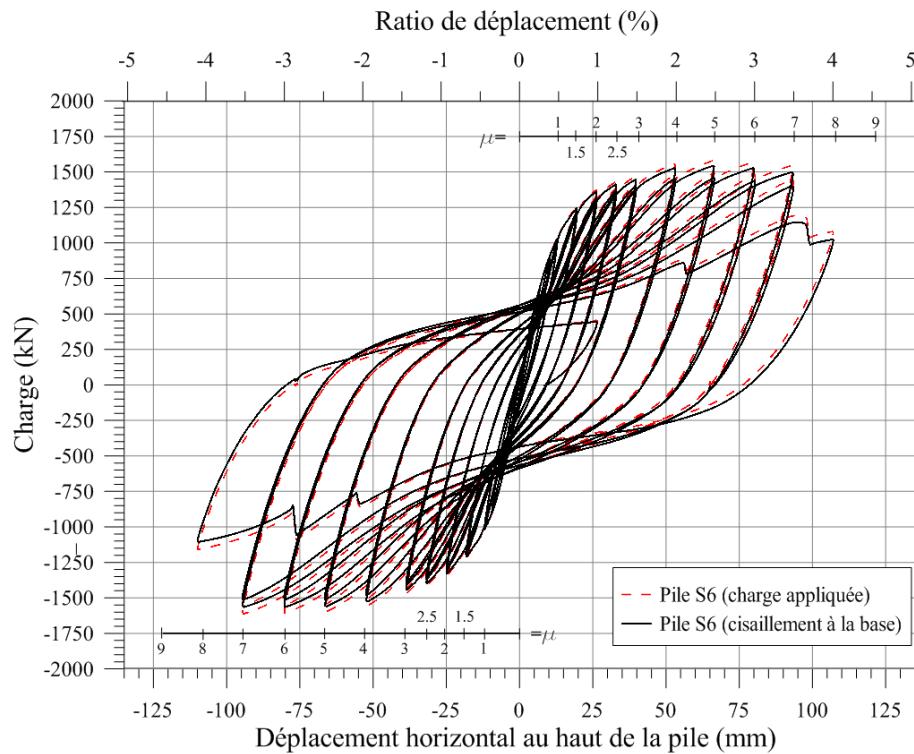


Figure 3.29 : Comportement cyclique de la pile S6

3.7.3 Dissipation d'énergie

Une grande dissipation d'énergie est souhaitable dans la zone de rotule plastique. Cette dissipation d'énergie correspond à l'aire sous la courbe charge-déplacement. La Figure 3.30 montre l'énergie dissipée par cycle pour chacune des deux piles en fonction du ratio de déplacement. Similairement, la Figure 3.31 montre le cumul de l'énergie dissipée au cours de l'essai. Sommairement, avant la rupture, la pile S5 a été en mesure de dissiper 2080 kN·m alors que la pile S6 a dissipée 1770 kN·m. La différence serait principalement explicable par les propriétés des matériaux qui divergeaient d'une pile à l'autre, plus particulièrement la contrainte de rupture f_u des barres 35M ancrées à la semelle qui était plus faible pour la pile S6 (Tableau 3.5). Par ailleurs, la pile S6, pour le même niveau de ductilité, a dissipé un peu plus d'énergie que la pile S5 jusqu'au cycle de rupture indiquant que la pile S6 s'est endommagée un peu plus rapidement que la pile S5. Cela serait encore dû principalement aux propriétés des matériaux qui divergeaient d'une pile à l'autre, plus particulière la contrainte de plastification f_y des barres 35M ancrées à la semelle qui était plus faible pour la pile S6 (Tableau 3.5). De façon globale cependant, la dissipation d'énergie des deux piles était assez similaire.

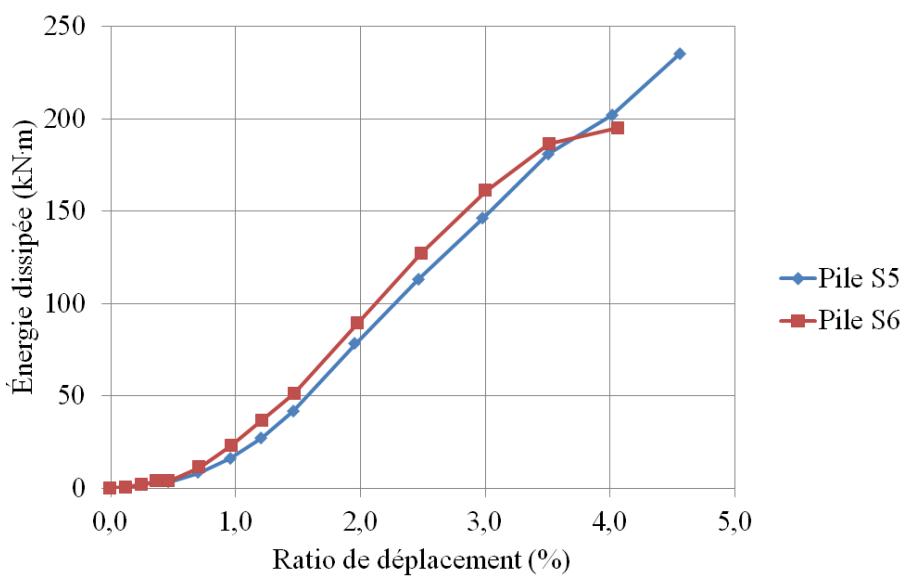


Figure 3.30 : Énergie dissipée par cycle

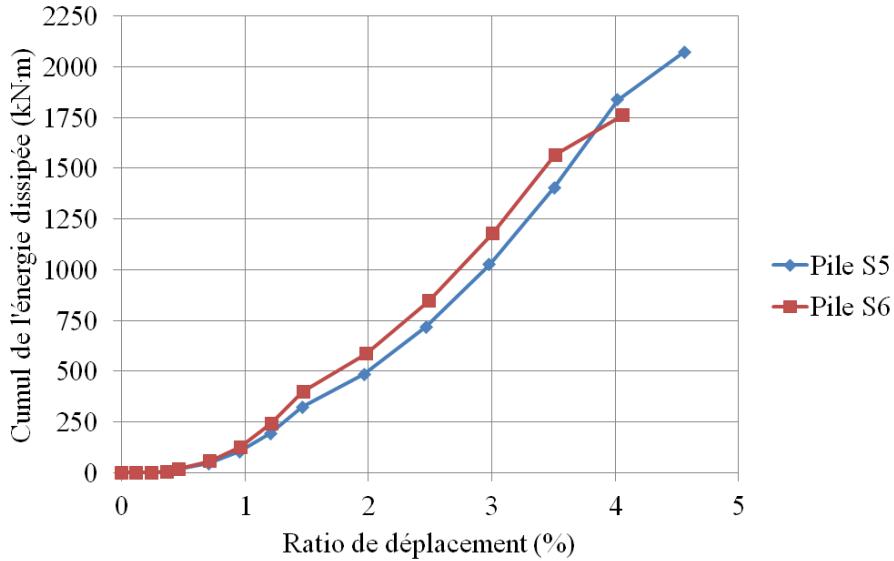


Figure 3.31 : Énergie dissipée cumulée

3.7.4 Courbure

Pour déterminer la courbure des piles, neuf paires de potentiomètres ($i=1,\dots,9$) ont été installées sur les faces sud et nord (Figure 3.16). En fait, ces potentiomètres permettaient de déterminer les déplacements $\Delta_{i,sud}$ et $\Delta_{i,nord}$. La courbure peut alors se calculer, de façon approximative, par :

$$\varphi_i = \frac{\Delta_{i,sud} - \Delta_{i,nord}}{l_i h_i} \quad (3.1)$$

où l_i et h_i représentent, respectivement, la distance horizontale entre deux potentiomètres d'une même paire et la distance entre les points d'ancrage de cette paire sur la pile.

La Figure 3.32 et la Figure 3.33 présentent la courbure calculée pour la première paire de potentiomètres ($i=1$) pour les piles S5 et S6 respectivement. Les courbures des autres paires de potentiomètres sont présentées à la Figure 3.34 et à la Figure 3.35. Il faut souligner que les deux premières paires de potentiomètres ($i=1$ et 2) ont été déconnectées à un niveau de ductilité $\mu=7$ pour la pile S5 pour éviter de les endommager suite à des déplacements excessifs. Pour la pile S6, seulement la première paire a été déconnectée à $\mu=7$.

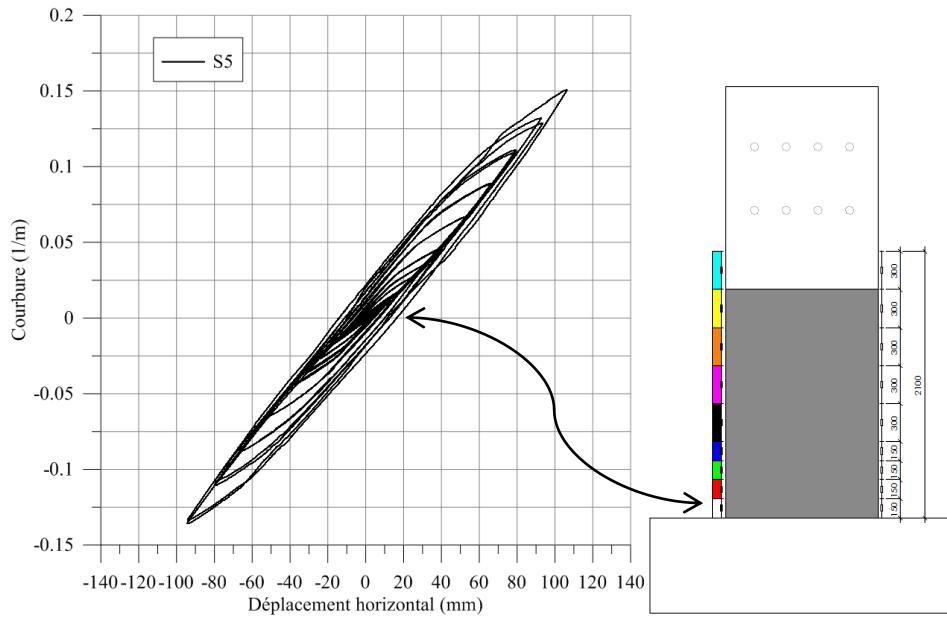


Figure 3.32 : Courbure calculée à partir des données captées par la première paire de potentiomètres linéaires à partir de la semelle pour la pile S5 avant qu'ils ne soient déconnectés à $\mu=7$ (déplacement horizontal positif vers le nord)

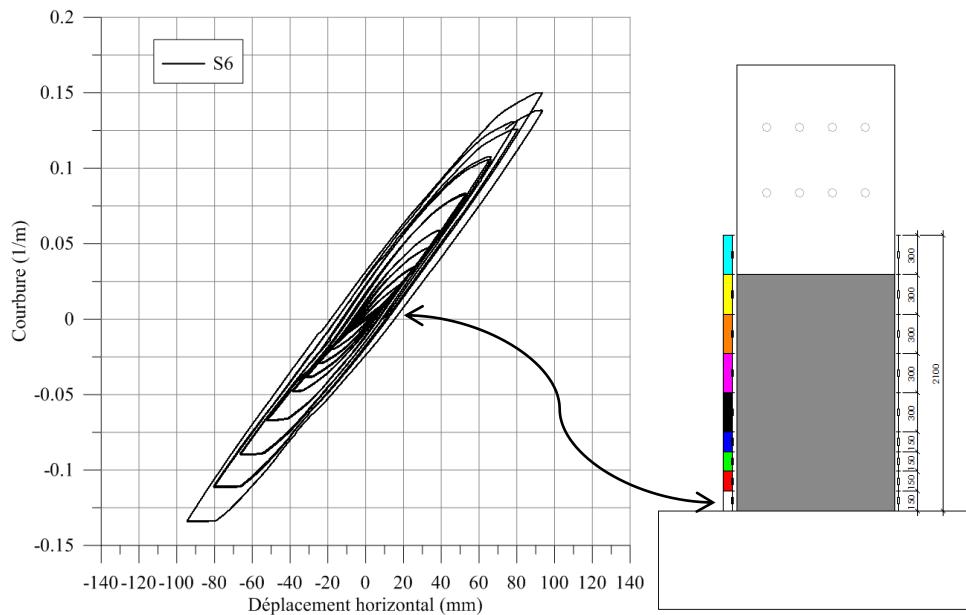


Figure 3.33 : Courbure calculée à partir des données captées par la première paire de potentiomètres linéaires à partir de la semelle pour la pile S6 avant qu'ils ne soient déconnectés à $\mu=7$ (déplacement horizontal positif vers le nord)

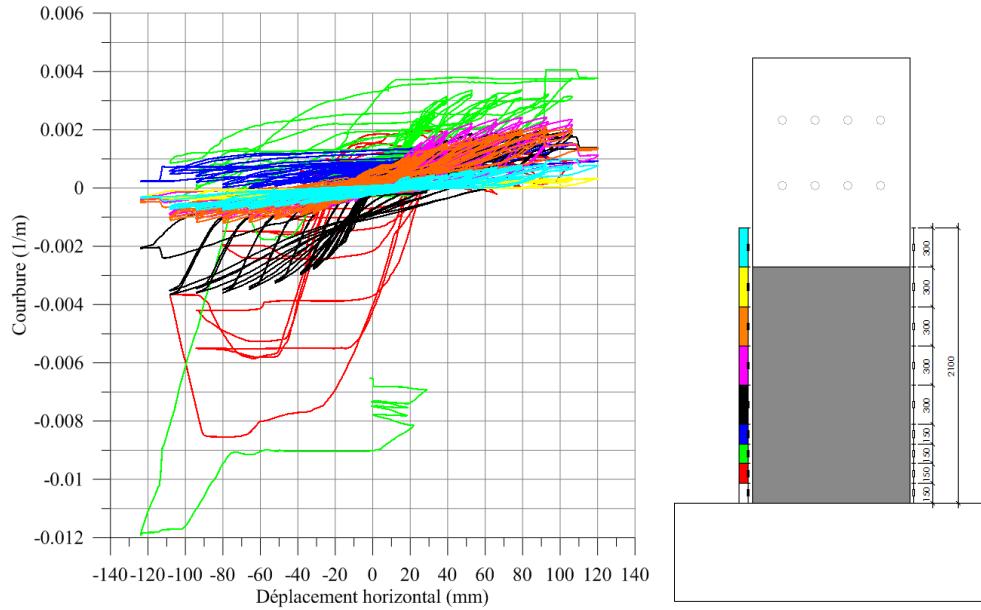


Figure 3.34 : Courbures calculées à partir des données captées par les paires de potentiomètres linéaires (i=2 à 9) de la pile S5 (déplacement horizontal positif vers le nord)

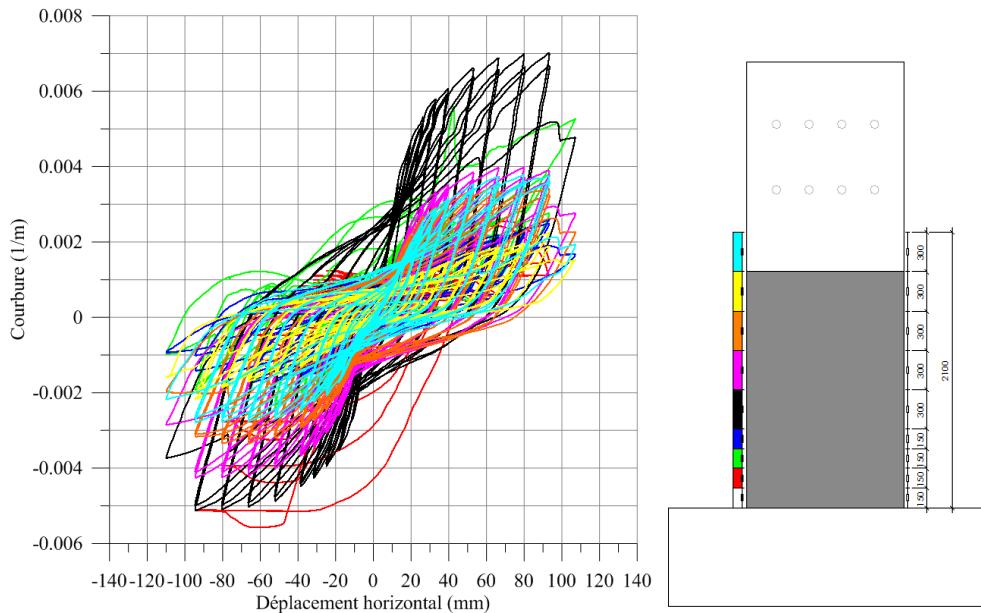


Figure 3.35 : Courbures calculées à partir des données captées par les paires de potentiomètres linéaires (i=2 à 9) de la pile S6 (déplacement horizontal positif vers le nord)

La Figure 3.36 et la Figure 3.37 montrent la distribution de l'enveloppe des courbures calculées pour les neuf paires de potentiomètres pour des niveaux de ductilité de $\mu=1, 3, 7, \text{ et } 8 \text{ ou } 9$ (à la rupture, selon la pile). Tel que discuté précédemment, certaines paires de potentiomètres ont été déconnectées avant la fin des essais ce qui empêche le calcul de la courbure jusqu'à la fin de l'essai. Ces courbures manquantes ont été estimées de façon graphique avec les données disponibles. Ces valeurs estimées sont marquées par un point noir sur les figures.

La courbure est nettement concentrée au niveau de la première paire de potentiomètres indiquant qu'une rotule plastique c'est formée à l'interface semelle-colonne principalement par la plastification des barres ancrées à la semelle. Les enveloppes sont ensuite caractérisées par un certain resserrement, puisque les barres chevauchées noyées dans le BFUP assuraient à cet endroit la rigidité en flexion. À l'endroit où le joint de chevauchement se terminait, soit à 840 mm au-dessus de la semelle, les enveloppes de la courbure s'élargissent légèrement à cause que la rigidité en flexion provenait maintenant seulement de l'apport de barres longitudinales simples (non-chevauchées). Cet effet était un peu plus marqué pour la pile S6. Globalement, les enveloppes sont assez symétriques, excepté à certains points, à des niveaux de ductilité élevés, où l'apparition de fissures importantes près de la base a provoqué une certaine dissymétrie entre les courbures positives et négatives. Les deux piles avaient un comportement général assez similaire.

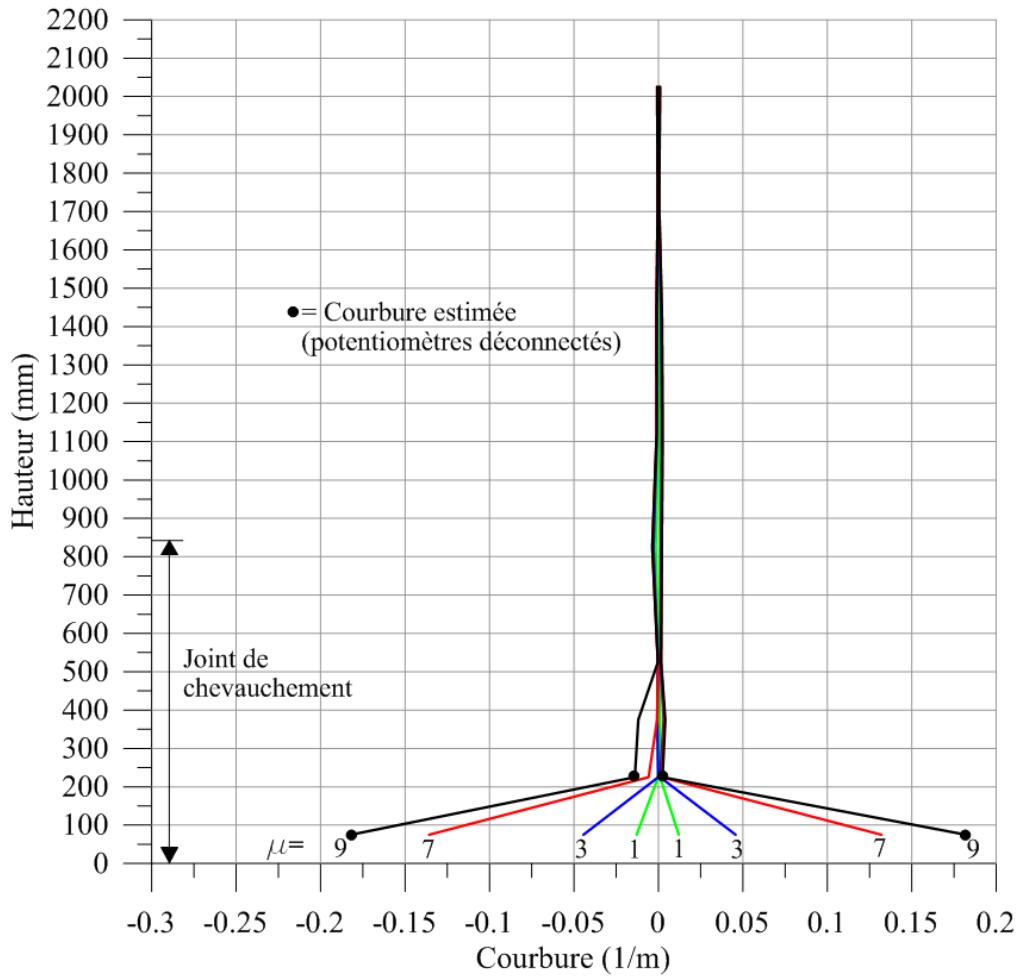


Figure 3.36 : Distribution de la courbure pour la pile S5

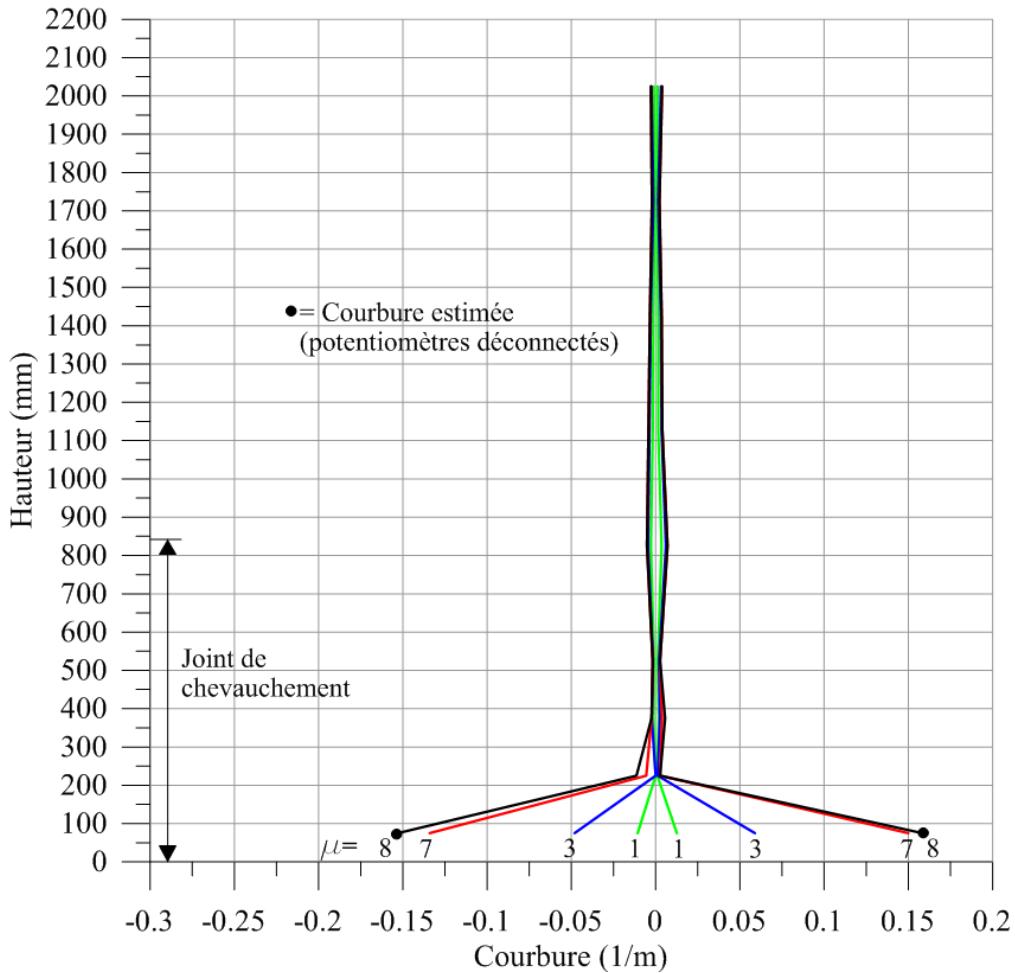


Figure 3.37 : Distribution de la courbure pour la pile S6

3.7.5 Dégradation de la rigidité

Lorsque soumis à un chargement, la rigidité des éléments en béton armé se dégrade principalement à cause des déformations non linéaires du béton, de la fissuration, du glissement des barres d'armature, de la perte du couvert de béton et de la plastification de l'armature (Elgawady et al., 2010). Avec les courbes de comportement cyclique des essais quasi-statiques (Figure 3.28 et Figure 3.29), il est possible de mesurer cette dégradation de la rigidité latérale. Une façon de la visualiser est de normaliser la rigidité à différentes ductilités par rapport à la rigidité initiale (k_{eff}/k_0). Certains auteurs utilisent la rigidité à la première plastification ($\mu=1$) comme rigidité initiale (Gulkan &

Sozen, 1974), alors que des études plus récentes utilisent la rigidité tangente avant la fissuration du béton (Brena & Schlick, 2007). Cette dernière permet de mieux représenter le cas des piles de pont n'ayant jamais atteint la plastification lors d'événements antérieurs, ce qui est le cas pour une majorité de ponts de l'est du Canada. Cette dernière définition a été utilisée pour la présente étude et la rigidité initiale a été évaluée à une ductilité de $0.25\Delta_y$. Pour déterminer $k_{i,eff}$ aux différentes ductilités (μ_i), une ligne a été tracée du point d'origine vers le déplacement maximal du cycle concerné et ceci pour une charge positive et négative. La rigidité correspondait à la moyenne des pentes de ces deux lignes (Figure 3.38).

Les données expérimentales ont été comparées aux équations analytiques développées par certains auteurs. Les équations suivantes permettent de calculer la rigidité normalisée en prenant en compte l'effet de la charge axiale et s'appliquent à des éléments avec des comportements non parfaitement élasto-plastique (Brena & Schlick, 2007):

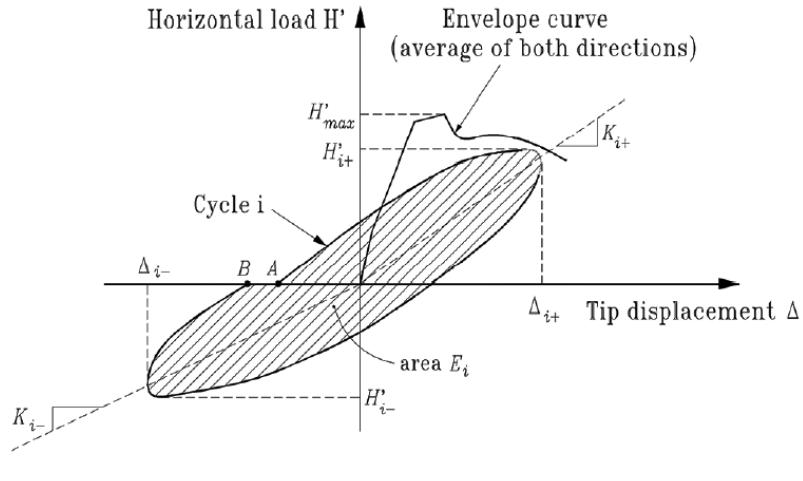
$$\frac{k_{eff}}{k_o} = 1 \text{ pour } \mu \leq 0,45 \quad (3.2)$$

$$\frac{k_{eff}}{k_o} = \frac{1}{\mu^{0,275\lambda}} - 0,275\lambda \geq 0,12 \text{ pour } \mu > 0,45 \quad (3.3)$$

$$\lambda = \frac{1}{1 - \left(\frac{P}{A_g f_c'} \right)^{0,75}} \quad (3.4)$$

Une autre équation permet de calculer la dégradation de la rigidité (Elgawady et al., 2010) :

$$\frac{k_{eff}}{k_o} = \frac{2}{3\mu^{0,8}} \leq 1 \quad (3.5)$$



$$K_i = (K_{i+} + K_{i-})/2$$

Figure 3.38 : Définition des paramètres permettant le calcul de la rigidité effective à chaque cycle (adaptée de Osorio et al. (2014))

La Figure 3.39 compare la dégradation de la rigidité des deux piles calculée avec les données expérimentales à celles calculées avec les équations analytiques. L’observation de cette figure indique que la dégradation de la rigidité latérale des piles concorde bien avec les modèles analytiques. Par conséquent, les piles renforcées de BFUP possédant une zone de chevauchement de barres à la base se sont comportées comme des éléments continus en béton armé pour lequel les équations analytiques ont été développées. Il ne semble donc pas s’être produit d’effet tel le glissement des barres chevauchées qui se serait traduit par une chute soudaine de la rigidité normalisée. L’équation proposée par ElGawady et al. (2010) semble un peu plus juste pour les piles renforcées à l’étude. À noter que la rigidité latérale, à la rupture, n’était plus qu’à environ 10% de sa valeur initiale pour les deux piles.

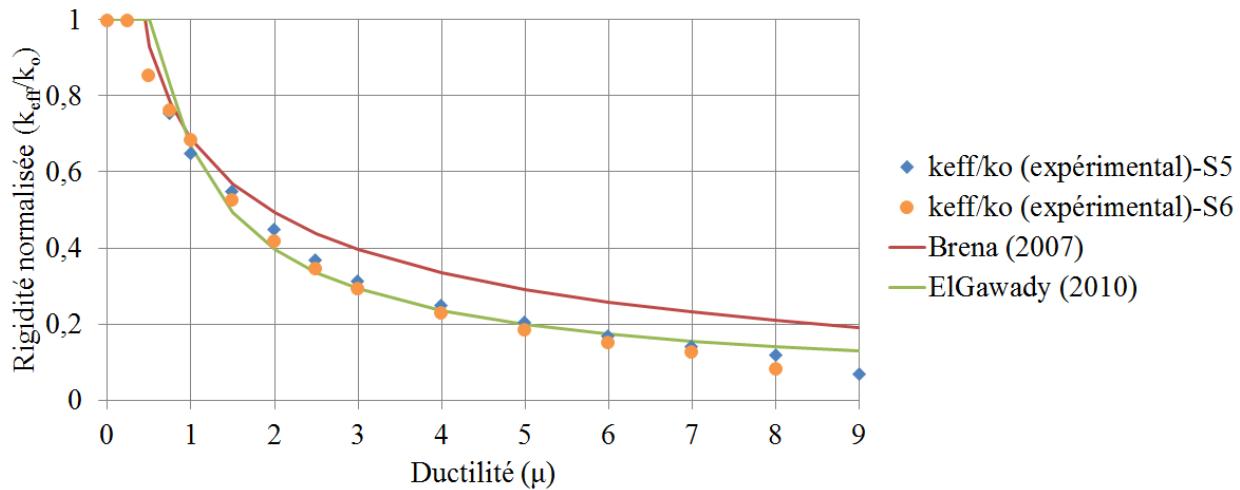


Figure 3.39 : Dégradation de la rigidité des piles S5 et S6 selon le niveau de ductilité en déplacement

3.7.6 Rapport d'amortissement équivalent

Pour fins de simplification mathématiques, l'ensemble de l'amortissement qui survient dans une structure lors d'un endommagement plastique s'exprime sous la forme d'un coefficient d'amortissement équivalent c_{eq} . Ce coefficient peut être exprimé en fonction d'un pourcentage du coefficient d'amortissement critique c_{cr} lequel représente la quantité d'amortissement nécessaire pour qu'il n'y ait pas de vibrations libres dans le système. La relation est la suivante : $c_{eq} = \xi_{eq} c_{cr}$. C'est souvent à travers le rapport d'amortissement équivalent ξ_{eq} que l'état d'endommagement des structures est basé pour procéder aux analyses dynamiques.

Dans la nouvelle approche de conception basée sur la performance, le calcul du rapport d'amortissement équivalent devient chose plus courante qu'avant. En effet, la CBF se basait principalement sur les spectres à 5% d'amortissement préétablis que l'on modifiait avec les facteurs R des structures pour obtenir les efforts de conception. Avec la CBP, il faut être en mesure de connaître ce rapport en fonction de l'endommagement pour caractériser la capacité en déplacement d'une structure comme il l'a été discuté dans la revue de littérature (sections 2.4.3 et 2.4.4).

Il est assez difficile d'établir l'évolution de la valeur de ce rapport ξ_{eq} sans avoir recours à des essais expérimentaux. Ainsi, de façon expérimentale, le rapport d'amortissement équivalent peut être calculé en utilisant l'équation suivante (M. J. N. Priestley et al., 1996):

$$\xi_{eq} = \frac{A_h}{4\pi A_e} = \frac{A_h}{2\pi \bar{V} \bar{\Delta}} \quad (3.6)$$

où ξ_{eq} est le rapport d'amortissement équivalent; A_h est l'aire sous la courbe charge-déplacement d'un cycle complet à une ductilité donnée; \bar{V} est la moyenne des valeurs absolues du cisaillement maximal et minimal aux déplacements maximal et minimal et $\bar{\Delta}$ est la moyenne des valeurs absolues du déplacement maximal et minimal pour un cycle donné (Figure 3.40).

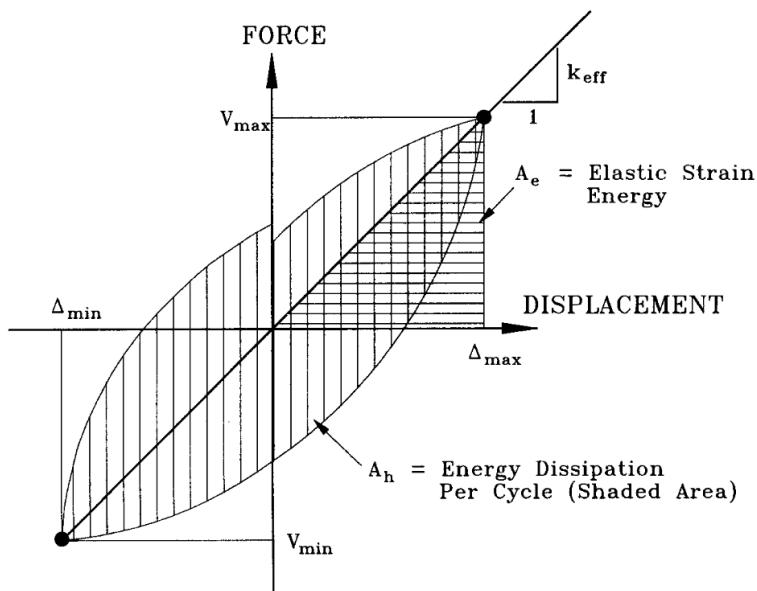


Figure 3.40 : Définition des paramètres de l'équation (3.6 pour le calcul du rapport d'amortissement équivalent (adaptée de M. J. N. Priestley et al. (1996))

Le Tableau 3.6 présente des valeurs typiques du rapport d'amortissement équivalent ξ_{eq} pour différents types de matériaux. Pour le béton, selon le niveau de contrainte, il varierait de 1 à 15%.

Tableau 3.6 : Rapports d'amortissement typiques pour différents types de structure et pour différents niveaux de contrainte (tirée de Carr (1994))

Niveau de contrainte	Type de structure	ξ (%)
Faible, moins de 25% de la contrainte de plastification	Acier, béton	0.5 - 1
Contrainte de service, moins de 50% de la contrainte de plastification	Acier soudé	2
	Béton précontraint	3 - 5
	Béton armé	
Contrainte de plastification	Acier boulonné/riveté	5 - 7
	Acier soudé	5
	Béton précontraint	7 - 10
Plus élevé que la contrainte de plastification avec déformations permanentes > déformations élastiques	Béton armé	
	Acier boulonné/riveté	10 - 15
	Acier soudé	7 - 10
Béton précontraint	Béton précontraint	10 - 15
	Béton armé	
Acier boulonné/riveté	Acier boulonné/riveté	20

En l'absence de données expérimentales, le rapport d'amortissement effectif peut être estimé de façon analytique à l'aide de formules développées par certains chercheurs.

Gulkan et Sozen (1974) ont proposé une première équation:

$$\xi_{eq} = \xi_{elas} + \xi_{hyst} = 0,02 + 0,2 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) \quad (3.7)$$

Cette équation fut modifiée en augmentant la valeur du rapport d'amortissement élastique à 5% (Midorikawa et al., 2000):

$$\xi_{eq} = \xi_{elas} + \xi_{hyst} = 0,05 + 0,25 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) \quad (3.8)$$

Une équation a été proposée par Kowalsky, Priestley, and Macrae (1995):

$$\xi_{eq} = \xi_{elas} + \xi_{hyst} = 0,05 + \frac{1}{\pi} \left(1 - \frac{0,95}{\sqrt{\mu}} - 0,05\sqrt{\mu} \right) \quad (3.9)$$

Une autre équation a été proposée par Priestley et al. (2007):

$$\xi_{eq} = \xi_{elas} + \xi_{hyst} = 0,05 + 67 \left(\frac{\mu - 1}{\pi\mu} \right) \quad (3.10)$$

Les équations précédentes ont été développées principalement pour des éléments gouvernés par la flexion. La dégradation de la rigidité est implicitement prise en compte, mais l'effet d'une charge axiale ajoutée n'est pas considéré. Ainsi, Brena et al. (2007) ont développé une équation permettant de prendre en compte l'effet de la charge axiale sur le comportement inélastique des éléments:

$$\xi_{eq} = \xi_{elas} + \xi_{hyst} = 0,05 + \frac{1}{\pi} \left(1 - \frac{P}{A_g f_c} \right) \left(1 - \frac{0,9}{\sqrt{\mu}} - 0,1\sqrt{\mu} \right) \quad (3.11)$$

Pour une structure possédant un joint de chevauchement et de l'armature insuffisante dans la zone de rotule plastique, il pouvait être facilement prévisible que les rapports d'amortissement obtenus de façon expérimentale soient plus faibles que ceux prédis par les équations précédentes. En effet, ces équations représentent surtout le cas d'un élément en béton armé parfaitement solidaire. Il était donc intéressant de voir comment la structure renforcée de BFUP allait se comporter à ce niveau.

La Figure 3.41 trace les courbes du rapport d'amortissement effectif selon le niveau de ductilité. Les résultats expérimentaux permettent de calculer ce rapport en utilisant l'équation (3.6). De façon empirique, les courbes correspondant aux équations (3.7) à (3.11) sont tracées sur la même Figure 3.41. Les piles S5 et S6 ont atteint des rapports d'amortissement de 31,4% et de 26,9% respectivement. Ces valeurs ont été calculées au dernier cycle de chargement des piles soit le cycle ayant causé la rupture de certaines barres longitudinales. Pour un même niveau de ductilité, la pile S6 semble s'être endommagée plus rapidement que la pile S5 (également constaté à la section 3.7.3) puisque le rapport d'amortissement était plus élevé pour tous les niveaux de ductilité inélastique ($\mu > 1$). En éliminant le dernier point de chacune des courbes des piles S5 et S6 qui correspond au cycle de rupture, les résultats expérimentaux cadrent bien dans l'enveloppe formée par les différentes équations exposées précédemment. L'équation proposée par Gulkan et Sozen (1974) représente la borne inférieure de l'enveloppe alors que l'équation adoptée par Priestley et

al. (2007) fournit la borne supérieure. Il faut cependant noter qu'à des niveaux faibles de ductilité en déplacement ($\mu < 3$), le rapport d'amortissement réel (expérimental) était plus faible que ce qui est prévu par la majorité des équations. Cela déclinerait de l'endommagement (apparition de fissures) qui était retardé et minimisé par l'effet bénéfique des fibres d'acier dans le BFUP. Il y avait un effet de « bloc » qui concentrerait l'endommagement dans la plastification des barres d'armature à l'interface semelle-colonne.

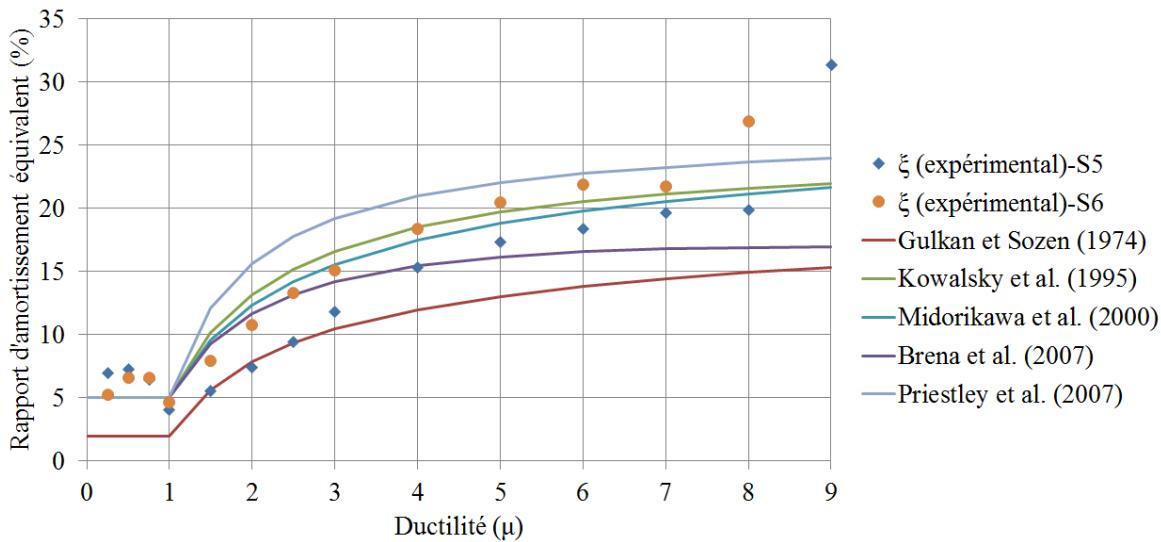


Figure 3.41 : Comparaison entre l'évolution du rapport d'amortissement effectif obtenus expérimentalement et analytiquement pour les piles S5 et S6

3.7.7 Déformation en cisaillement

Avant d'être renforcées, les piles avaient suffisamment d'armature transversale pour résister à la charge latérale ultime appliquée. Cependant, il pouvait être attendu que l'endommagement soit prépondérant à mesure que le déplacement latéral s'accentuait. Cet endommagement aurait été facilement identifiable lors des essais par le caractère incliné des fissures (voir les modèles numériques des piles sans renforcement à la section 4.5). Ceci dit, le BFUP ayant permis le renforcement des piles sur la presque totalité de la hauteur de la zone d'étude, offrait une résistance additionnelle à l'effort tranchant de tel sorte que pratiquement aucune fissuration inclinée sur les faces est et ouest n'a été détectée, même à la fin des cycles de chargement.

Comme moyen alternatif pour quantifier l'endommagement, ou plus particulièrement la déformation en cisaillement, les données recueillies par des potentiomètres linéaires inclinées sur la face est des piles (Figure 3.15) ont servi pour calculer, de façon approximative, la distorsion et le déplacement latéral au haut de la pile découlant de l'effort tranchant. Ainsi, la distorsion γ peut être calculée pour les deux parties formées par les potentiomètres linéaires avec (Shin et al., 2013) :

$$\gamma = \frac{(\Delta_1 - \Delta_2)\sqrt{x_0^2 + y_0^2}}{2x_0y_0} \quad (3.12)$$

où Δ_1 et Δ_2 sont les déplacements relatifs captés par les potentiomètres linéaires inclinés (Figure 3.42); x_0 est la distance initiale entre deux points de fixation horizontaux et y_0 est la distance initiale entre deux points de fixation verticaux.

Le comportement en cisaillement des piles a été estimé pour sa partie inférieure sur une hauteur $L_{bas} = 1225 \text{ mm}$ par les déplacements relatifs $\Delta_{1,bas}$ et $\Delta_{2,bas}$ d'une série de potentiomètres et pour sa partie supérieure sur une hauteur $L_{haut} = 1450 \text{ mm}$ par les déplacements relatifs $\Delta_{1,haut}$ et $\Delta_{2,haut}$ d'une autre série de potentiomètres. Les potentiomètres linéaires ont été positionnés pour former des carrés de 1100 mm par 1100 mm, x_0 est donc égal à y_0 , tant pour la partie inférieure que pour la partie supérieure, et valent 1100 mm.

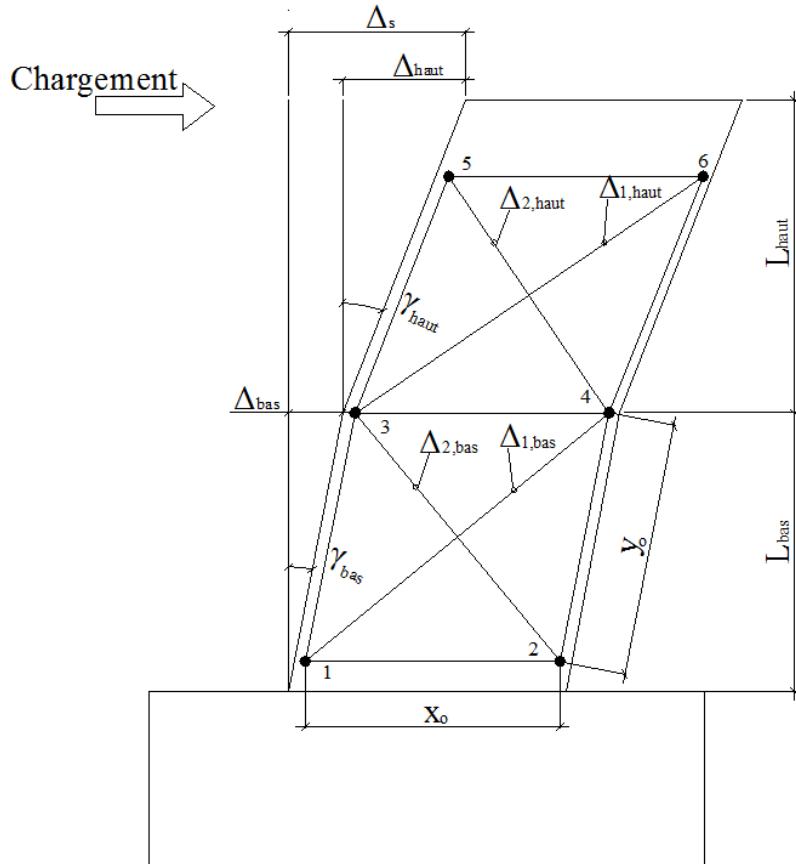


Figure 3.42 : Distorsion et déplacement dus à la déformation de cisaillement

Les figures suivantes présentent la distorsion en cisaillement pour les deux piles. Le trait plein représente le comportement de la partie supérieure de la zone instrumentée alors que le trait pointillé représente la partie inférieure. Globalement, il semble que la distorsion était plus prononcée dans la partie supérieure et cela pour les deux spécimens. Cela serait principalement dû au joint BFUP–BO35 que chevauchent les capteurs de la partie supérieure. Aussi, globalement, la pile S6 présentait moins de distorsion en cisaillement que la pile S5 malgré les détails de conception non favorables avant le renforcement.

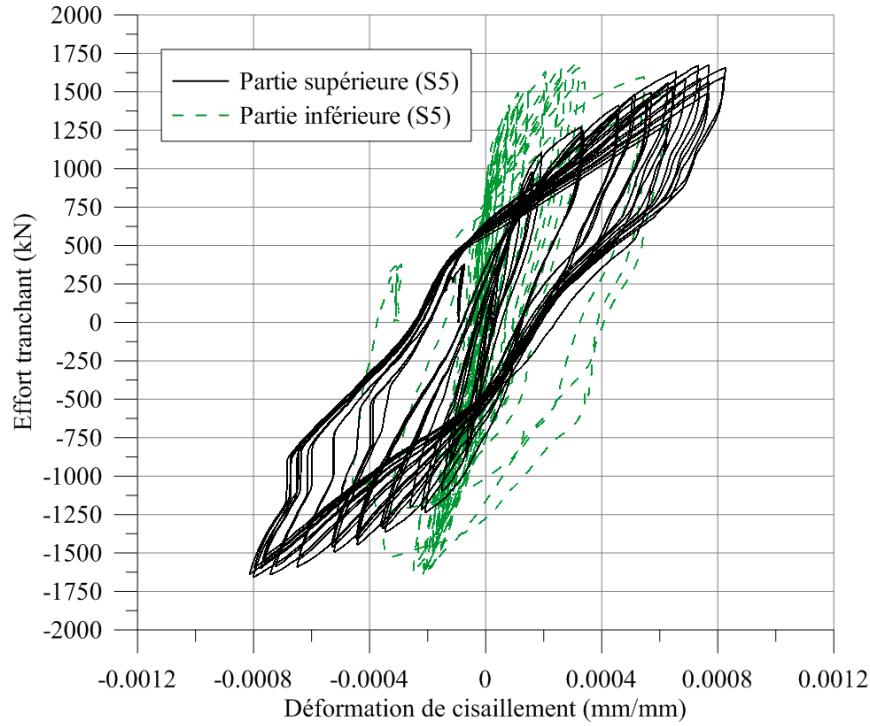


Figure 3.43 : Déformation de cisaillement calculée pour la partie inférieure et la partie supérieure de la zone instrumentée de la pile S5

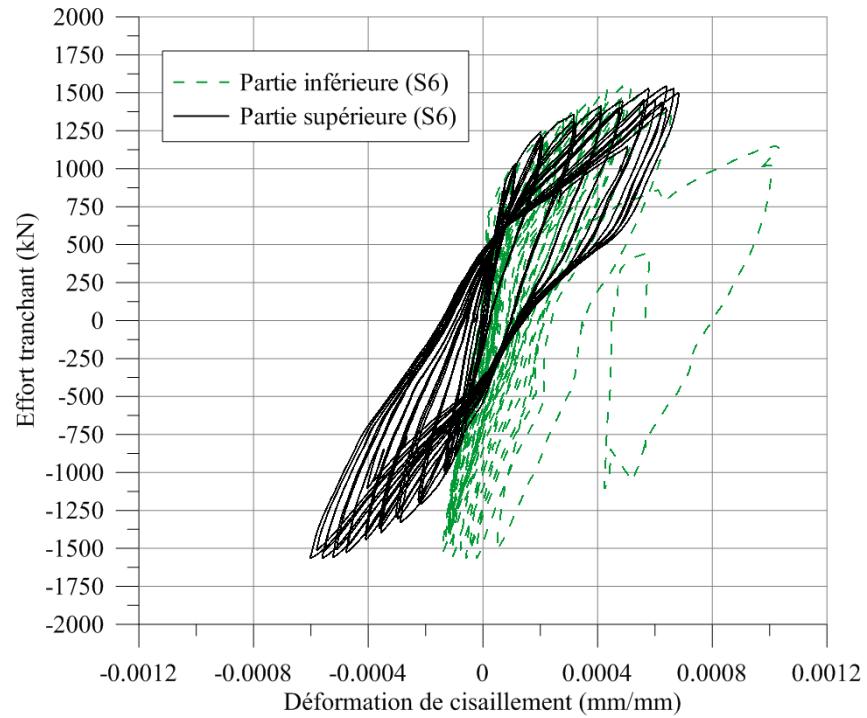


Figure 3.44 : Déformation en cisaillement calculée pour la partie inférieure et la partie supérieure de la zone instrumentée de la pile S6

Pour calculer le déplacement au haut de la pile dû à la distorsion en cisaillement précédemment calculée, l'équation suivante peut être employée :

$$\Delta_s = \gamma L = \gamma_{bas} L_{bas} + \gamma_{haut} L_{haut} \quad (3.13)$$

La Figure 3.42 présente la définition des paramètres de l'équation précédente. La Figure 3.45 compare le déplacement de cisaillement calculé au haut des piles avec l'équation (3.13) au déplacement totale mesuré par un potentiomètre à corde installé au haut de la pile (Figure 3.14). Comme prévu par l'absence de fissure de cisaillement, le déplacement induit par la déformation de cisaillement est demeuré minime pour les deux piles tout au long du chargement. Ce déplacement représentait environ 3% du déplacement total (droite rouge) à un ratio de déplacement de 0,5% et a diminué à environ 1% du déplacement total au cycle de rupture.

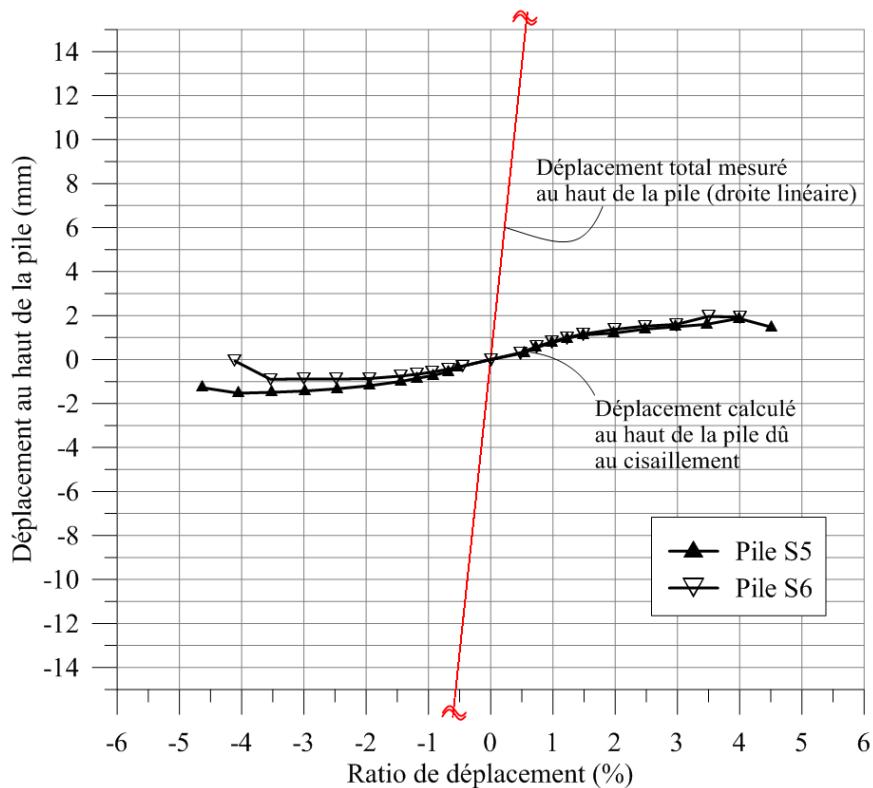


Figure 3.45 : Comparaison entre le déplacement total et le déplacement induit par la déformation en cisaillement au haut des piles

3.7.8 Déformations des armatures

En tout, 16 jauge par pile avaient été préalablement collées sur les barres ancrées à la semelle avant la coulée du béton. Il y avait quatre jauge par barre sur les quatre barres en coin. Sur ces quatre jauge, une paire a été collée à 75 mm au-dessus de l'interface semelle-colonne, l'autre paire à 75 mm au-dessous de cette interface. La moyenne de chaque paire de jauge a été retenue afin d'éliminer les effets de la flexion locale dans les barres. Cette moyenne pour la paire au-dessus de l'interface semelle-colonne est nommée « jauge colonne », alors que celle pour la paire au-dessous de l'interface est nommée « jauge semelle » (Figure 3.19).

3.7.8.1 Pile S5

Des essais de traction directe au laboratoire sur des échantillons des barres ancrées à la semelle ont permis de fixer la déformation à la plastification ε_y à environ 2500 $\mu\text{m/m}$. La Figure 3.46 a), la Figure 3.47 a), la Figure 3.48 a) et la Figure 3.49 a) présentent la déformation des barres #1, 2, 3 et 4 respectivement jusqu'au niveau de ductilité $\mu=1$ établi au laboratoire à une valeur de déplacement de 13.5 mm. Un déplacement négatif indique un chargement vers le sud (vers le mur de réaction), alors qu'un déplacement positif indique un chargement vers le nord. Sur ces figures, le comportement dominant est élastique et il peut être observable par l'absence de déplacement résiduel, c'est-à-dire que les déformations de la barre reviennent à 0 lorsque le déplacement horizontal au haut de la pile est nul. Le comportement plastique, pour sa part, peut aussi être observable sur ces figures premièrement par le fait que la déformation plastique des barres est dépassée (trait pointillé qui représente ε_y à 2500 $\mu\text{m/m}$) et qu'il y a des déformations résiduelles. La Figure 3.46 b), la Figure 3.47 b), la Figure 3.48 b) et la Figure 3.49 b) présentent la déformation des mêmes barres, mais jusqu'à un niveau de ductilité correspondant à la perte de la lecture des jauge, soit μ variant de 1.5 à 2.5 pour la jauge colonne et μ variant de 5 à 6 pour la jauge semelle. Ainsi, les jauge des semelles ont été en mesure de lire les déformations plus longtemps que celles des colonnes. Une explication serait que les fibres du BFUP ou les granulats ont peut-être endommagé ou court-circuité les jauge des colonnes.

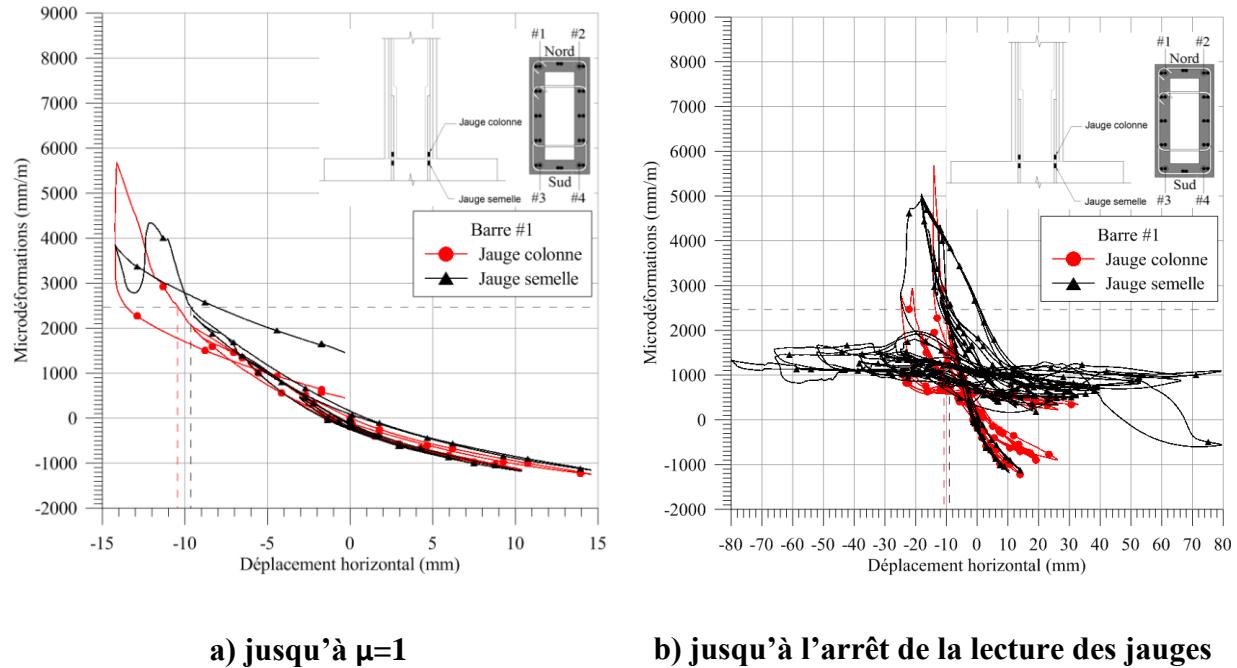


Figure 3.46 : Déformations de la barre #1 de la pile S5

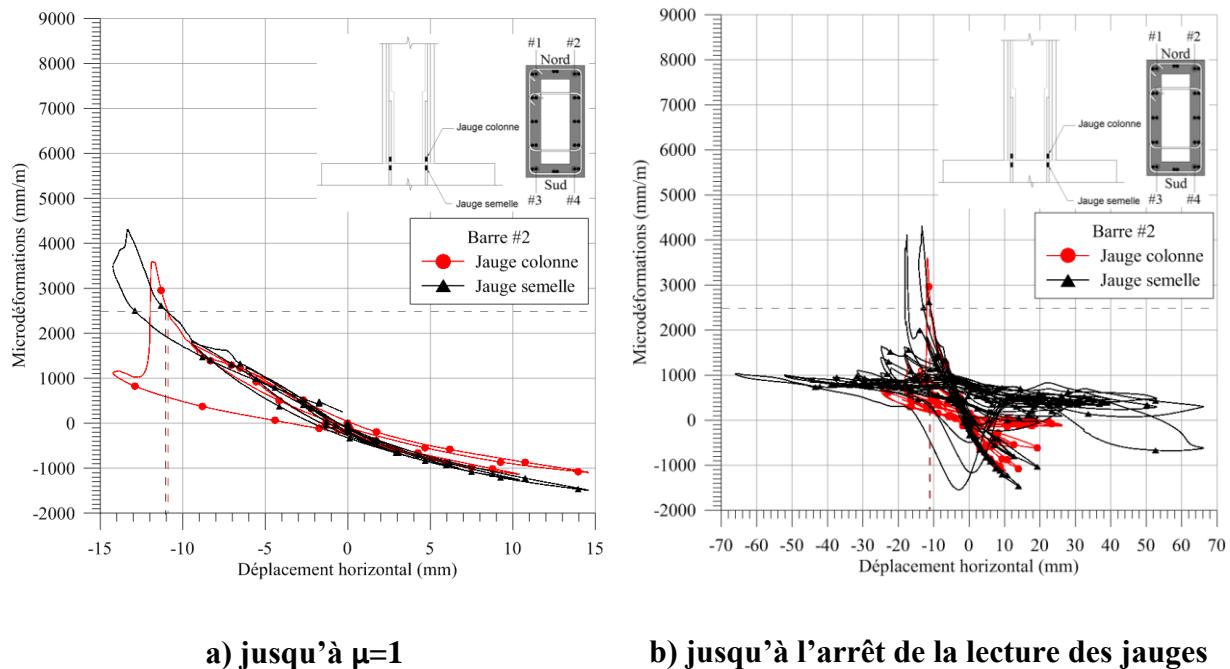


Figure 3.47 : Déformations de la barre #2 de la pile S5

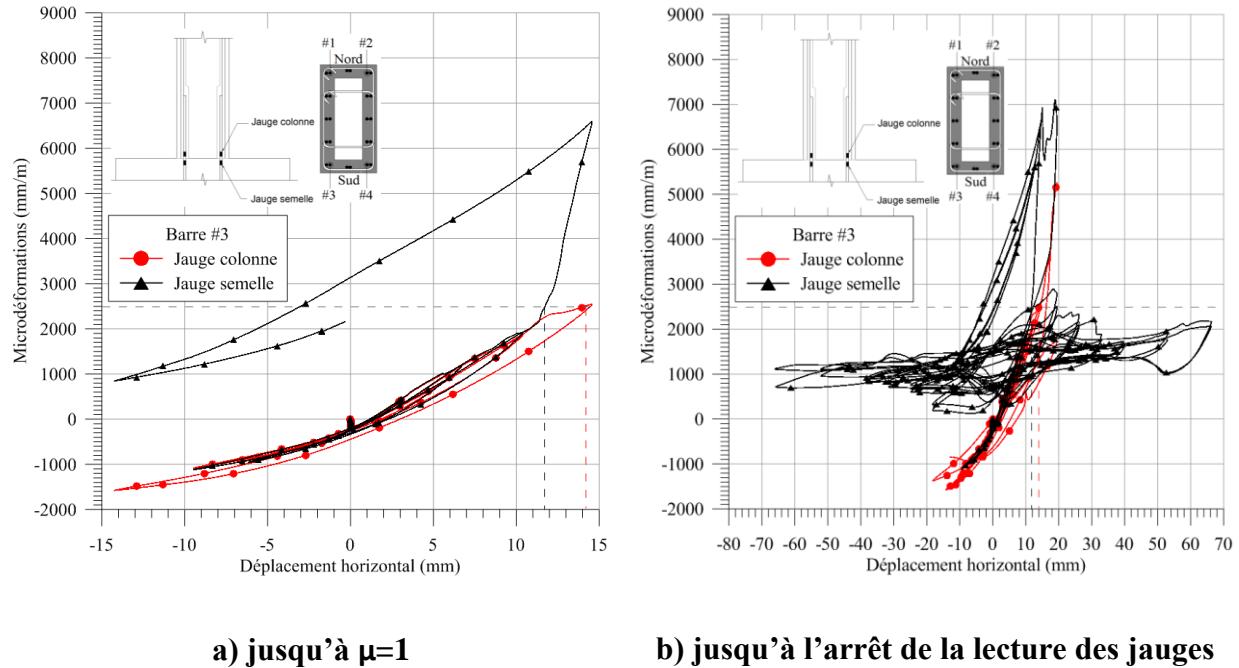


Figure 3.48 : Déformations de la barre #3 de la pile S5

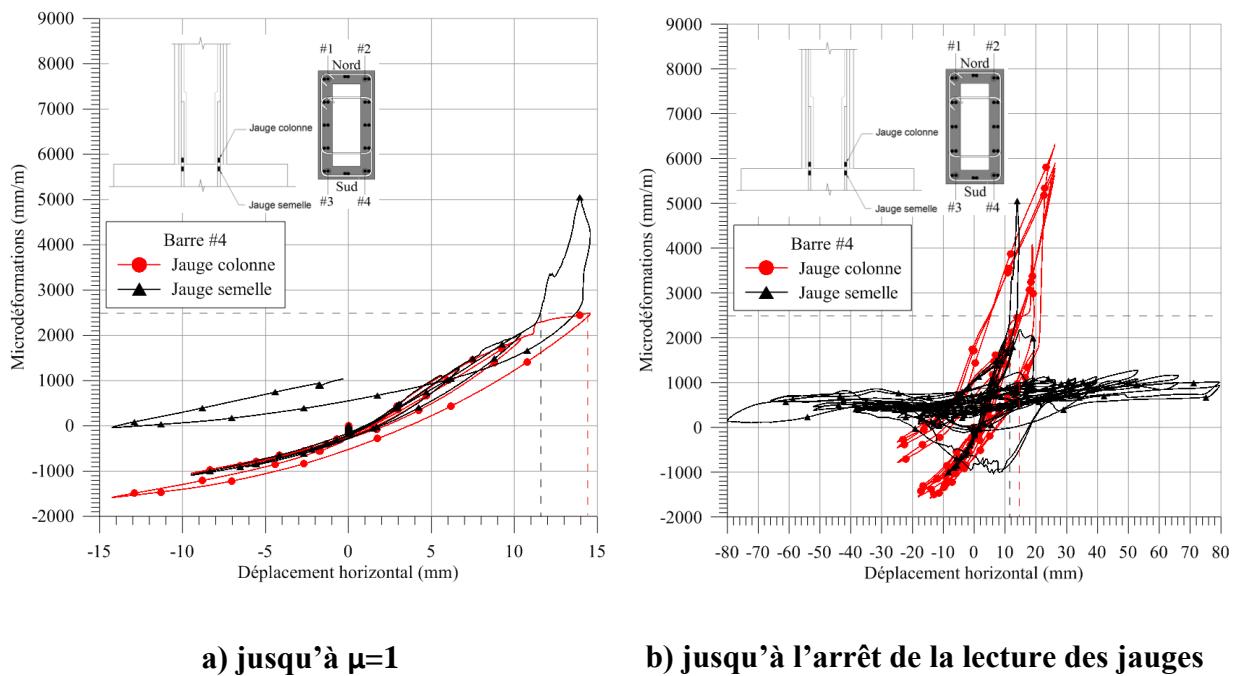


Figure 3.49 : Déformations de la barre #4 de la pile S5

Le Tableau 3.7 résume les déplacements horizontaux (en valeurs absolues) causant la plastification des jauge de chacune des barres. Il peut être observé que les barres #1, #3 et #4 ont plastifié dans la semelle en premier, alors que la barre #2 a plastifié aux deux endroits presqu'au même déplacement. Dans ce tableau, une moyenne pour chaque barre est calculée. La moyenne des quatre barres y est aussi indiquée. Le déplacement moyen causant la plastification des quatre barres selon les lectures des jauge serait 11.8 mm ce qui est légèrement inférieur à la valeur de 13.5 mm sélectionnée lors des essais au laboratoire. En fait, la valeur sélectionnée s'approche davantage des valeurs de plastification des barres 3 et 4 qui est 13.0 mm. La valeur sélectionnée permet donc d'englober la plastification de toutes les barres avant de considérer que la pile a atteint un niveau de ductilité $\mu=1$.

Tableau 3.7 : Résumé des déplacements horizontaux au haut de la pile S5 causant la plastification des différentes barres jaugées

Barre #	Jauge	Déplacement horizontal à la plastification (en valeur absolue - mm)	Moyenne du déplacement horizontal à la plastification par barre (mm)
1	Semelle	9.6	10.0
1	Colonne	10.5	
2	Semelle	11.0	11.0
2	Colonne	10.9	
3	Semelle	11.7	13.0
3	Colonne	14.2	
4	Semelle	11.6	13.0
4	Colonne	14.5	
Moyenne quatre barres =			11.8

3.7.8.2 Pile S6

Des essais au laboratoire sur des échantillons des barres ancrées à la semelle ont permis de fixer la déformation à la plastification ε_y à environ $2000 \mu\text{m/m}$. La Figure 3.50 a), la Figure 3.51 a), la Figure 3.52 a) et la Figure 3.53 a) présentent la déformation des barres 1, 2, 3 et 4 respectivement jusqu'au niveau de ductilité $\mu=1$ établi au laboratoire à une valeur de déplacement de 13.5 mm. La Figure 3.50 b), la Figure 3.51 b), la Figure 3.52 b) et la Figure 3.53 b) présentent la déformation des mêmes barres, mais jusqu'à un niveau de ductilité correspondant à la perte de la lecture des jauge, soit μ variant de 1.5 à 3 pour la jauge colonne et μ variant de 1.5 à 3 pour la jauge semelle. Ainsi, la tendance de perte de lecture prématuée par les jauge colonnes est moins nette que pour la pile S5.

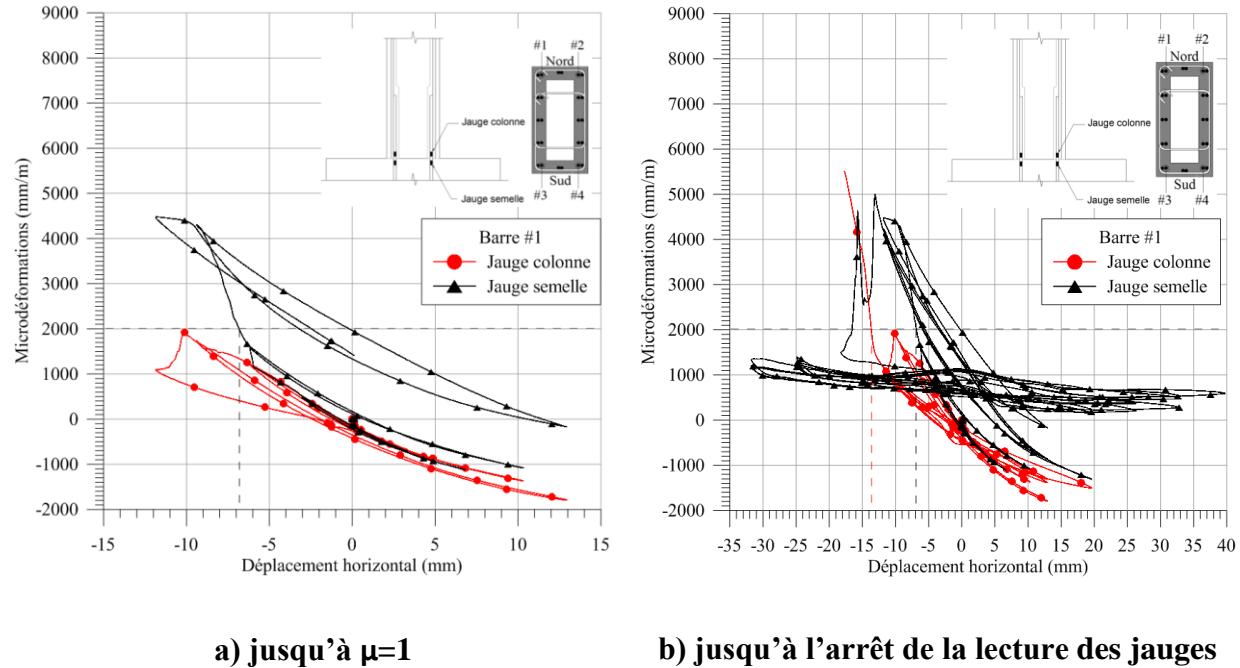


Figure 3.50 : Déformations de la barre #1 de la pile S6

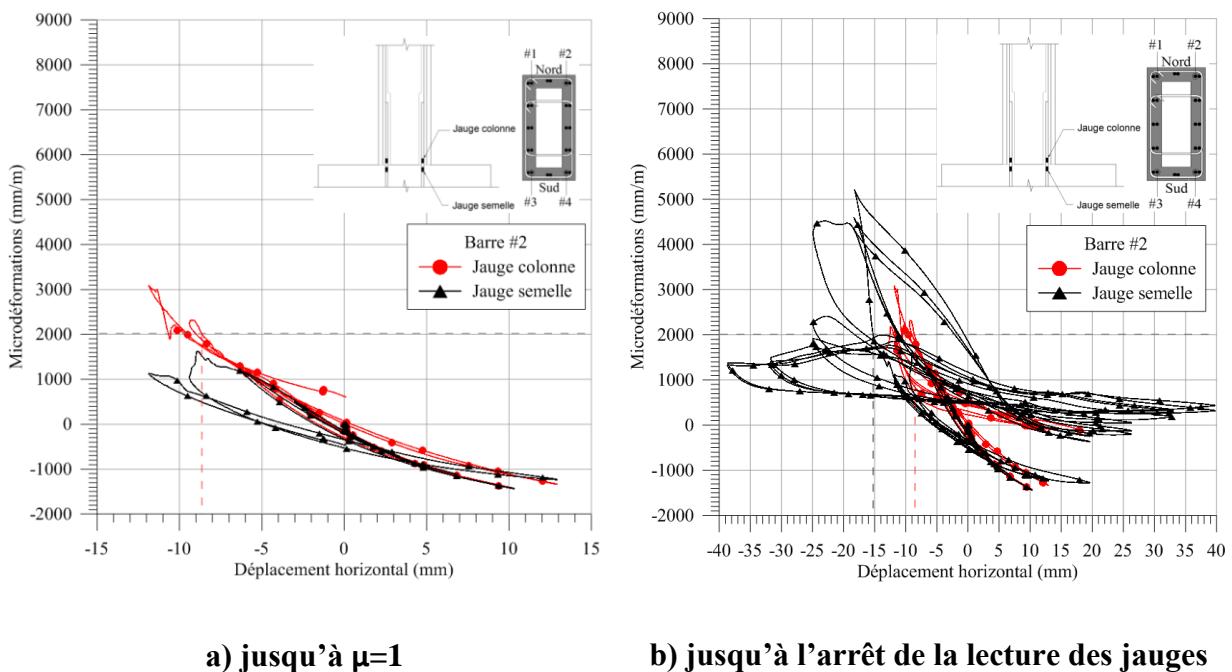
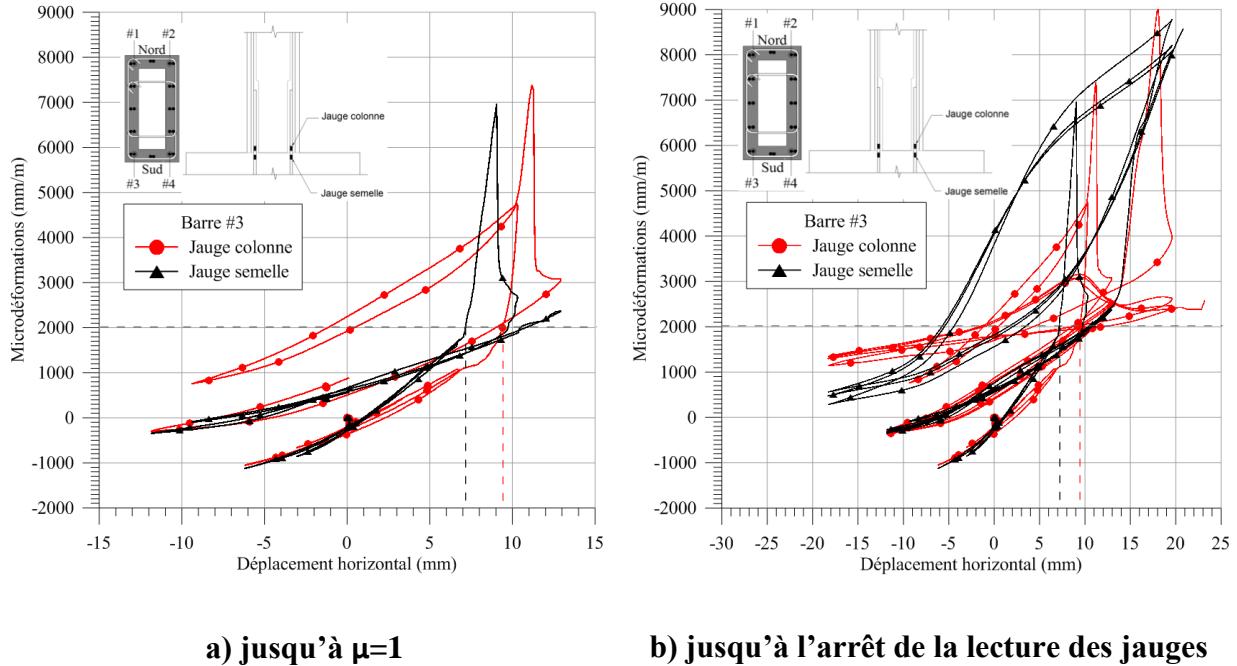
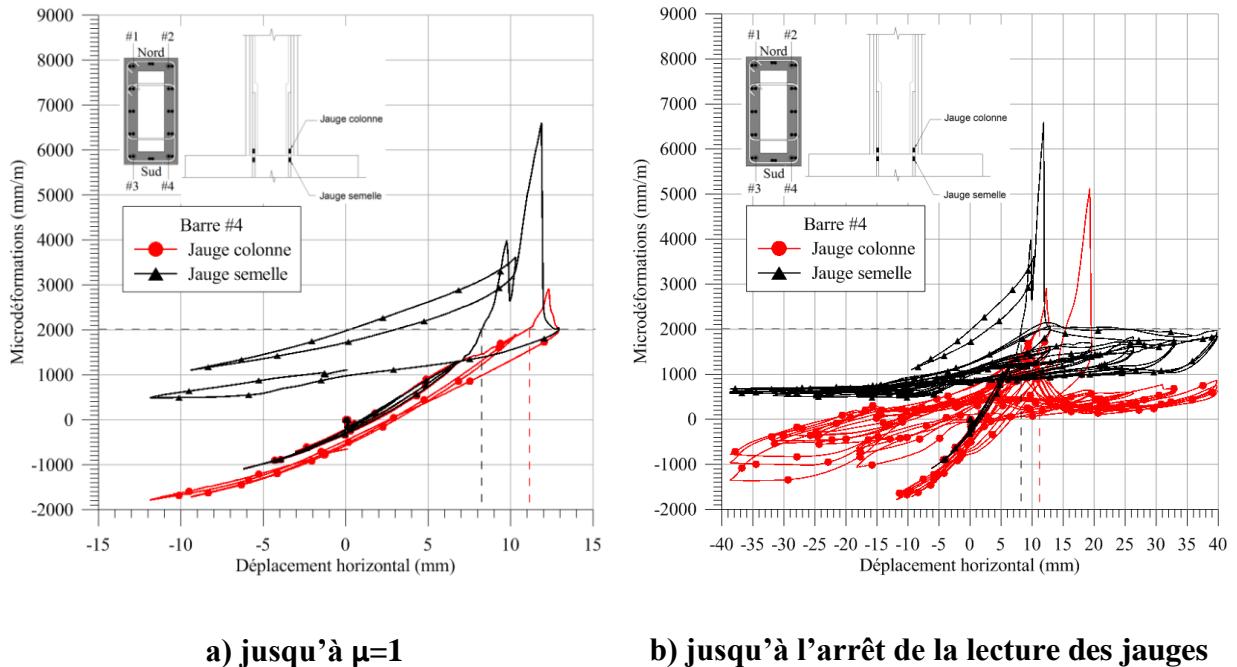


Figure 3.51 : Déformations de la barre #2 de la pile S6

a) jusqu'à $\mu=1$

b) jusqu'à l'arrêt de la lecture des jauge

Figure 3.52 : Déformations de la barre #3 de la pile S6

a) jusqu'à $\mu=1$

b) jusqu'à l'arrêt de la lecture des jauge

Figure 3.53 : Déformations de la barre #4 de la pile S6

Le Tableau 3.8 résume les déplacements horizontaux (en valeurs absolues) causant la plastification des jauge de chacune des barres. Il peut être observé que les barres #1, #3 et #4 ont plastifié dans la semelle en premier, alors que la barre #2 a plastifié dans la colonne en premier. Au Tableau 3.8, une moyenne pour chaque barre est calculée. La moyenne des quatre barres y est aussi indiquée. Le déplacement moyen causant la plastification des quatre barres selon les lectures des jauge serait 10.5 mm ce qui est légèrement inférieur à la valeur de 13.5 mm sélectionnée lors des essais au laboratoire. En fait, la valeur sélectionnée s'approche davantage des valeurs de plastification de la barre 2 qui est 12.0 mm. La valeur sélectionnée permet donc d'englober la plastification de toutes les barres avant de considérer que la pile a atteint un niveau de ductilité $\mu=1$. Aussi, en fixant $\mu=1$ au même déplacement pour les deux piles, les comparaisons entre les deux piles sont plus faciles.

Tableau 3.8 : Résumé des déplacements horizontaux au haut de la pile S5 causant la plastification des différentes barres jaugées

Barre #	Jauge	Déplacement horizontal à la plastification (en valeur absolue - mm)	Moyenne du déplacement horizontal à la plastification par barre (mm)
1	Semelle	6.9	10.2
1	Colonne	13.6	
2	Semelle	15.2	12.0
2	Colonne	8.7	
3	Semelle	7.1	8.3
3	Colonne	9.4	
4	Semelle	8.2	9.7
4	Colonne	11.1	
Moyenne quatre barres =			10.5

3.7.9 Inclinaison

Afin de capter l'inclinaison dans le haut de la pile, un inclinomètre a été installé dans le haut des piles. Les figures suivantes présentent les données recueillies par cet instrument. L'inclinaison, entre autres, a permis de soustraire l'effet horizontal de la charge axiale appliquée pour tracer les courbes charge-déplacement (section 3.7.2). La relation entre le déplacement horizontal et l'inclinaison est pratiquement parfaitement linéaire tout au long des essais.

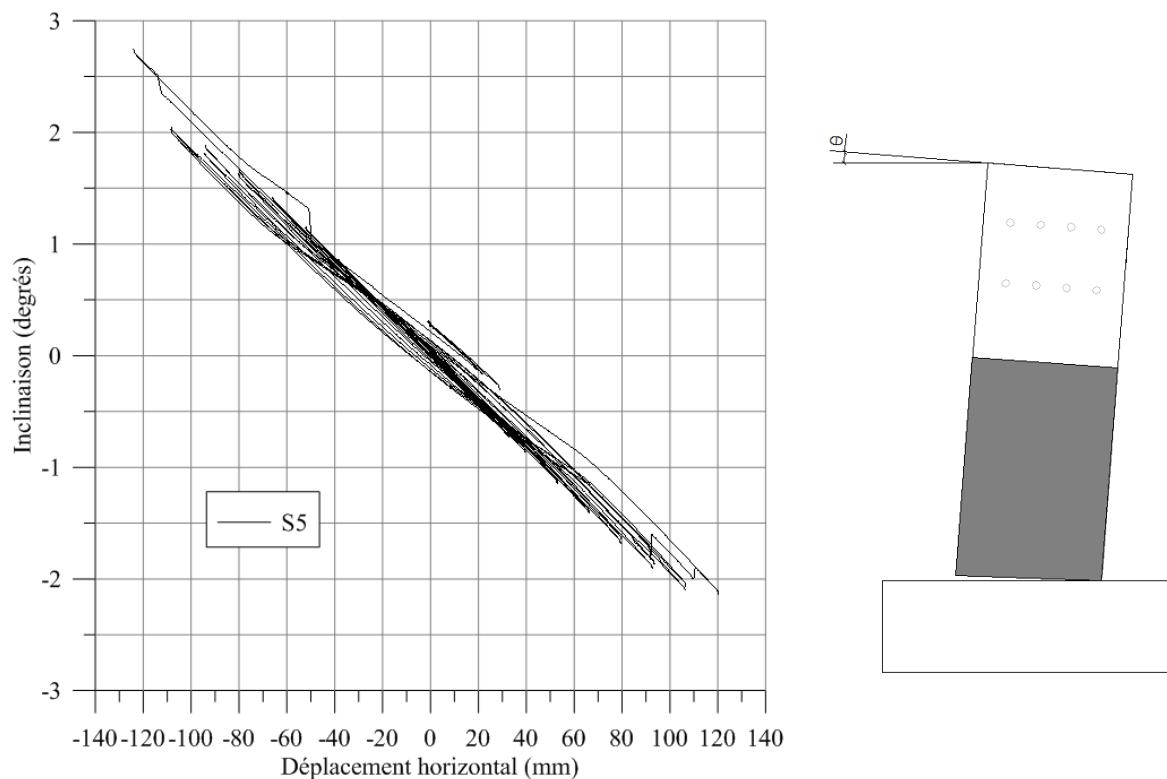


Figure 3.54 : Inclinaison de la pile S5 (positive lorsque le chargement est vers le sud)

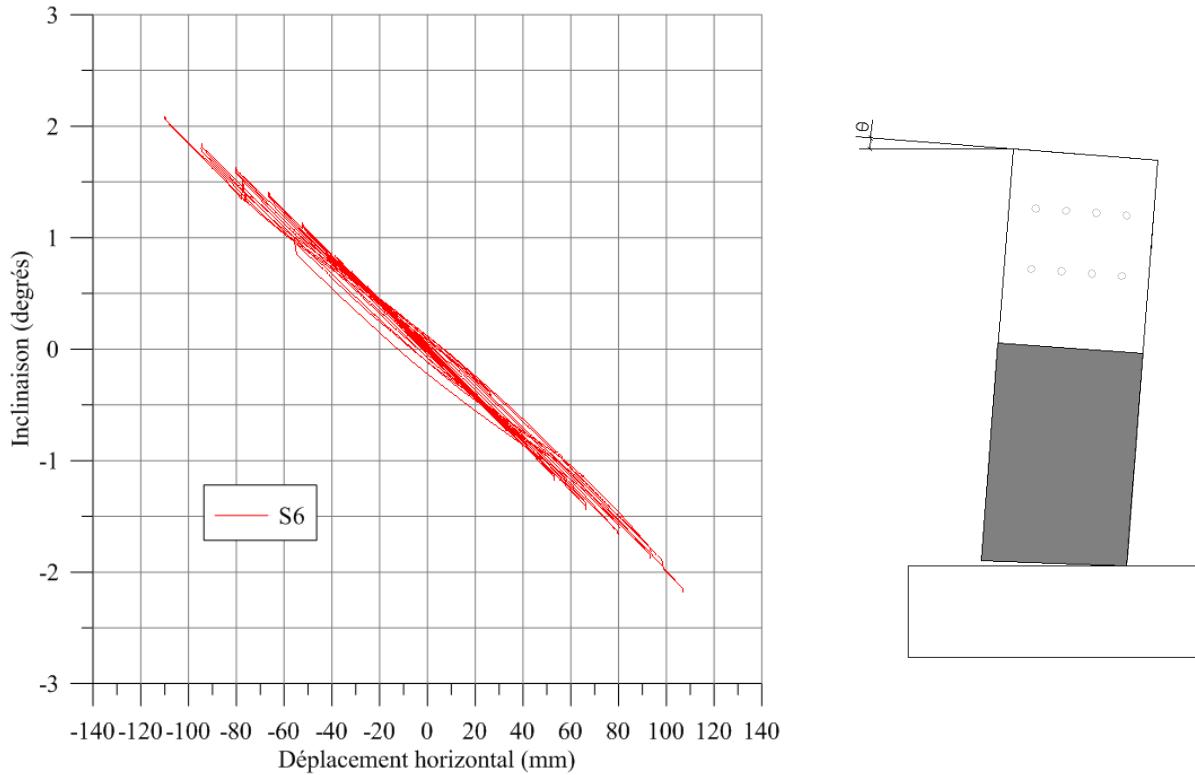


Figure 3.55 : Inclinaison de la pile S6 (positive lorsque le chargement est vers le sud)

3.7.10 Ouverture à l'interface

L'ouverture à l'interface semelle-colonne où se concentrat la déformation tel qu'observée aux Figure 3.24 et Figure 3.27, a été mesurée par une paire de potentiomètres linéaires positionnés à la base des faces sud et nord ($i=1$). Les figures suivantes présentent les données recueillies par ces instruments. Ils ont dû être déconnectés avant le cycle de rupture, afin d'éviter leur endommagement. Comme il pouvait être attendu, le soulèvement s'est accentué au fil de l'essai. Il existait un soulèvement positif (vers le haut) permanent à force d'augmenter le niveau de charge ce qui montre bien la plastification en traction des barres longitudinales. L'ouverture maximale obtenue avant que les instruments soient déconnectés était de 24 mm pour la pile S5 et de 28 mm pour la pile S6. L'ouverture maximale estimée à la rupture est de l'ordre de 32 mm pour la pile S5 et 35 mm pour la pile S6.

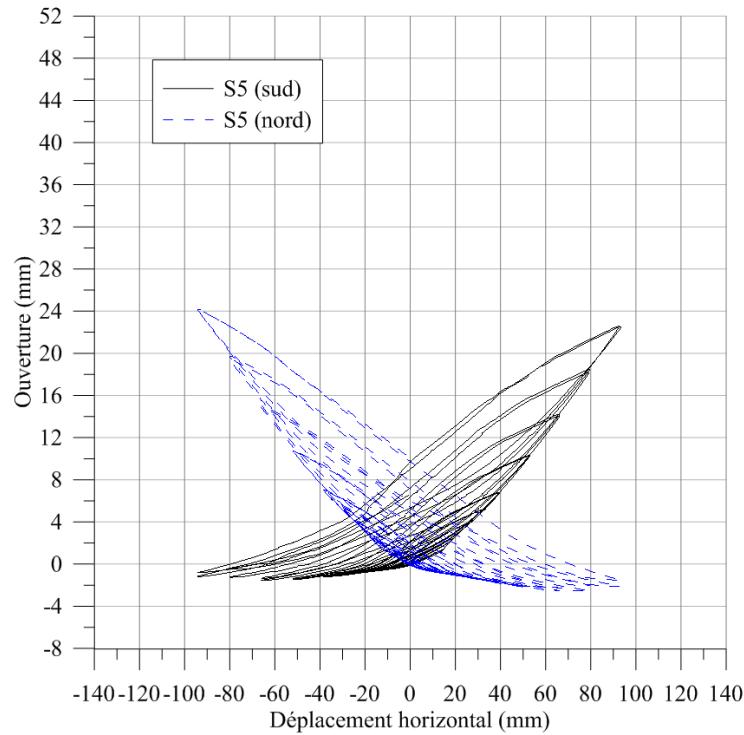


Figure 3.56 : Ouverture verticale à l'interface semelle-pile pour le spécimen S5

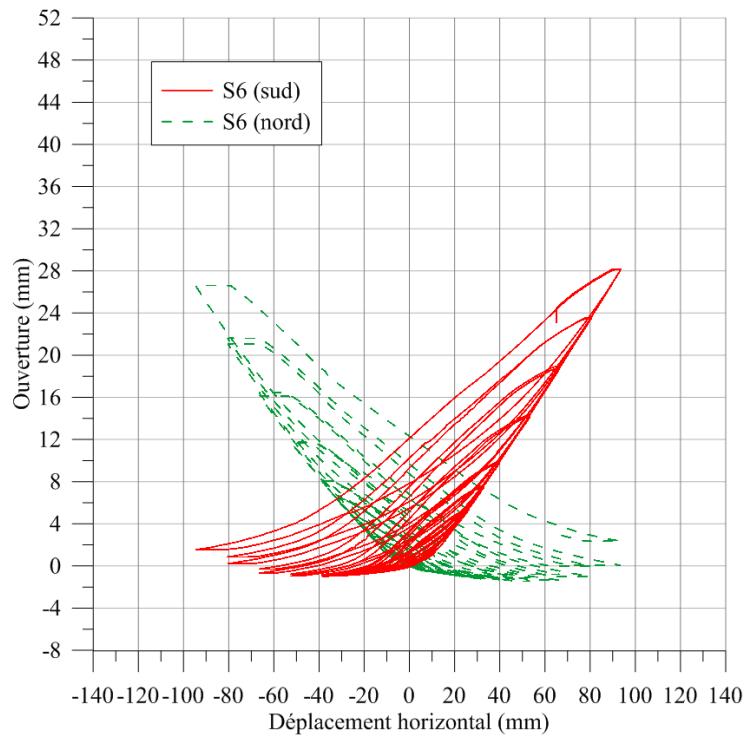


Figure 3.57 : Ouverture verticale à l'interface semelle-pile pour le spécimen S6

3.7.11 Ouverture horizontale à la base

Afin de vérifier l'endommagement vertical du BFUP, des instruments de mesure ont permis de capter l'ouverture horizontale à la base des piles (Figure 3.17). Les quatre figures suivantes présentent cette information. Il faut cependant être vigilant dans l'interprétation des résultats, puisque cette ouverture ne représente pas nécessairement des fissures de fendage, mais peut être le résultat de l'éclatement du couvert de BFUP en compression.

Selon ces figures, l'ouverture est plus importante aux faces sud et nord qu'aux faces est et ouest et cela, pour les deux piles. Ceci découle du sens de chargement qui est nord-sud. Aussi, la pile S6 présente moins d'ouverture pour les quatre faces que la pile S5 malgré des détails de conception non favorables. L'effet bénéfique des tiges filetées peut être mis de l'avant comme hypothèse de la réduction de l'ouverture mesurée.

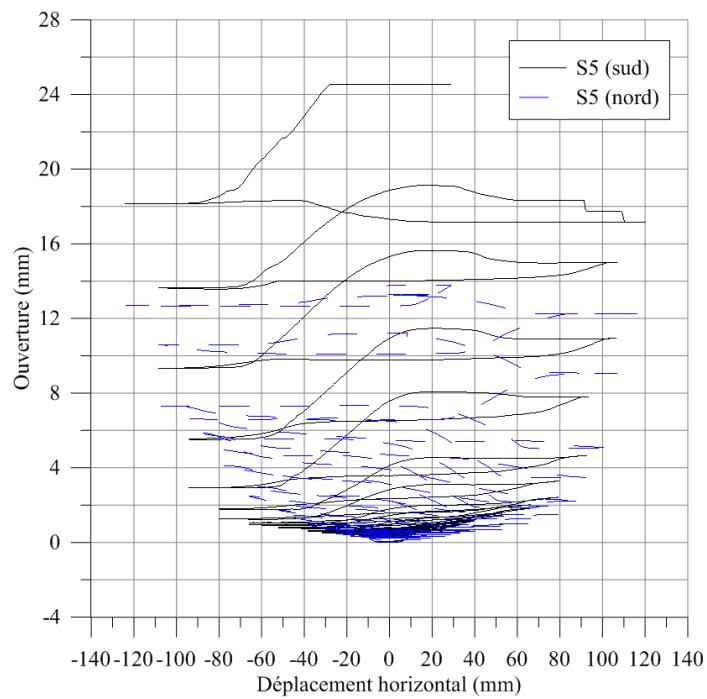


Figure 3.58 : Déformation horizontale totale des faces sud et nord à la base de la pile S5

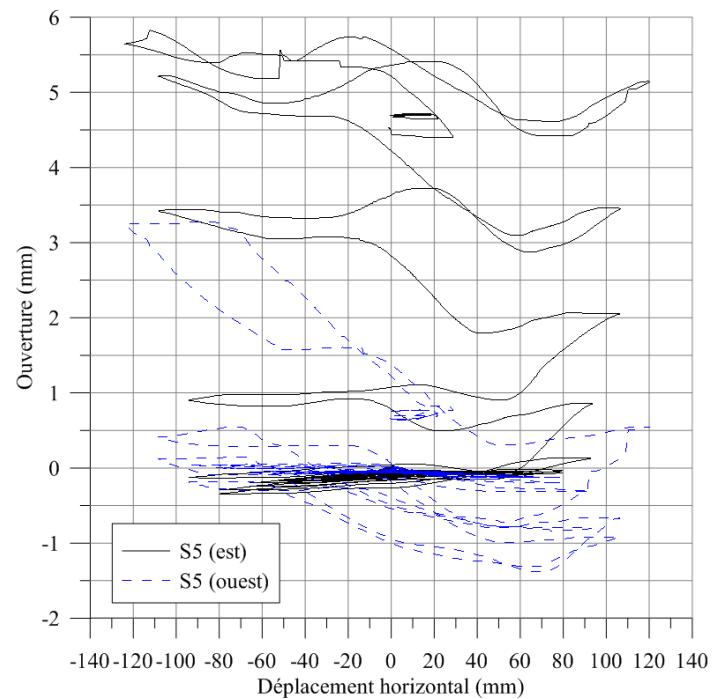


Figure 3.59 : Déformation horizontale totale des faces est et ouest à la base de la pile S5

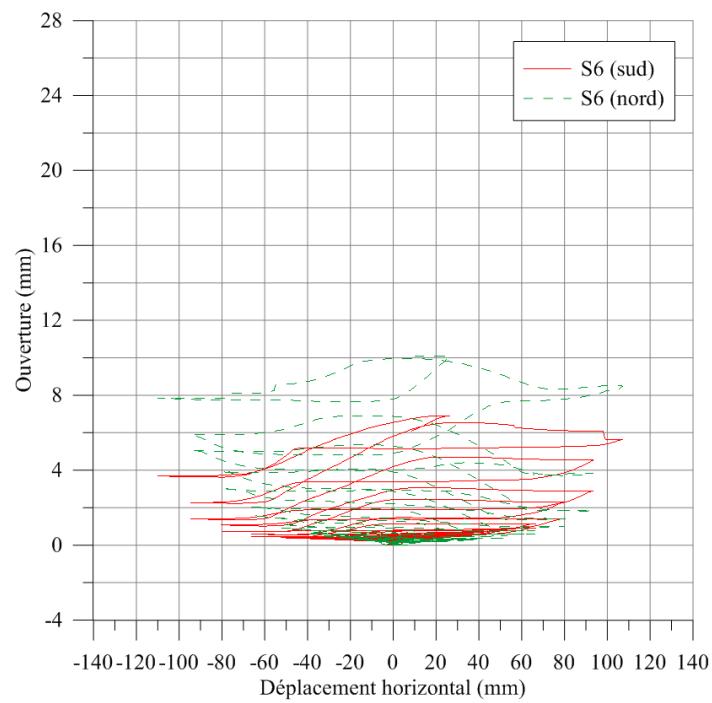


Figure 3.60 : Déformation horizontale totale des faces sud et nord à la base de la pile S6

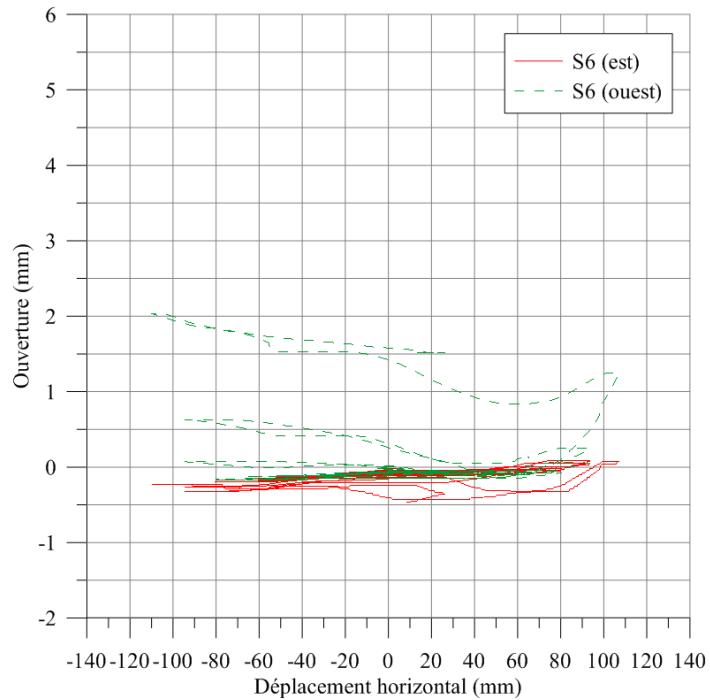


Figure 3.61 : Déformation horizontale totale des faces est et ouest à la base de la pile S6

3.7.12 Glissement pile/équerre

Le système de chargement horizontal des piles était innovateur dans le sens que la charge était transférée par friction entre l'acier des pièces de chargement au béton des piles. Pour ce faire, huit barres B7 de deux pouces de diamètre ont été tendues avec 700 kN chacune. Un système auxiliaire de butées installé sur les piles (Figure 3.62) travaillait en parallèle à la friction développée par les barres B7 et aurait permis à l'essai de se poursuivre advenant que la friction n'aurait pas suffi.

Comme il s'agissait de la première fois qu'un chargement horizontal quasi-statique était transféré par friction à des spécimens au laboratoire de Polytechnique, des LVDT ont été installés au haut des piles (Figure 3.18) pour capter le mouvement relatif entre les équerres et la pile (Figure 3.63 et Figure 3.64). Ce glissement est demeuré minime; il se mesurait en centièmes de millimètre. Il peut donc être considéré que le montage a bien été efficace pour transférer la charge horizontale des vérins hydrauliques aux spécimens.



Figure 3.62 : Système auxiliaire de butées assurant le transfert de la charge horizontale

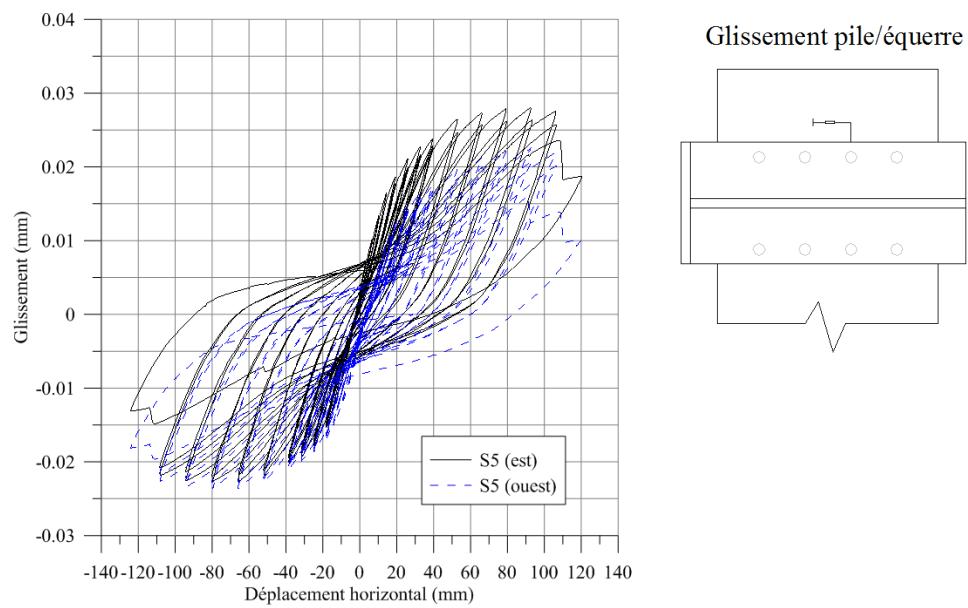


Figure 3.63 : Glissement pile/équerre pour la pile S5 (positif vers le nord)

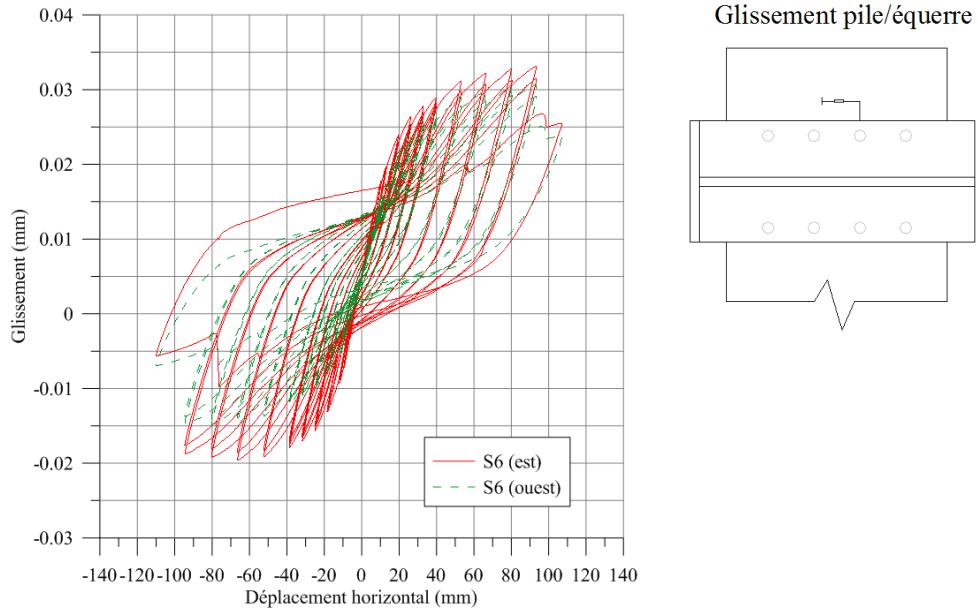


Figure 3.64 : Glissement pile/équerre pour la pile S6 (positif vers le nord)

3.7.13 Déplacement latéral selon l'axe faible

Un système de retenue latéral a été mis en place au laboratoire advenant que le déplacement latéral de la pile selon son axe faible aurait été trop important à mesure que l'endommagement s'accumulait au cours de l'essai et aurait compromis la sécurité au laboratoire (Figure 3.65 et Figure 3.66). Ce système a été conçu pour minimiser la charge de retenue sur le spécimen. En ce sens, des cellules de charge intégrées aux bras ont permis de tracer la retenue au cours des essais (Figure 3.70 et Figure 3.71). Ces charges sont demeurées en tout temps inférieures à 1 kN. Le déplacement latéral de la pile sur son axe faible a été capté par des potentiomètres à corde (Figure 3.14). La Figure 3.68 et la Figure 3.69 présentent ce déplacement latéral selon le déplacement horizontal de l'axe fort.

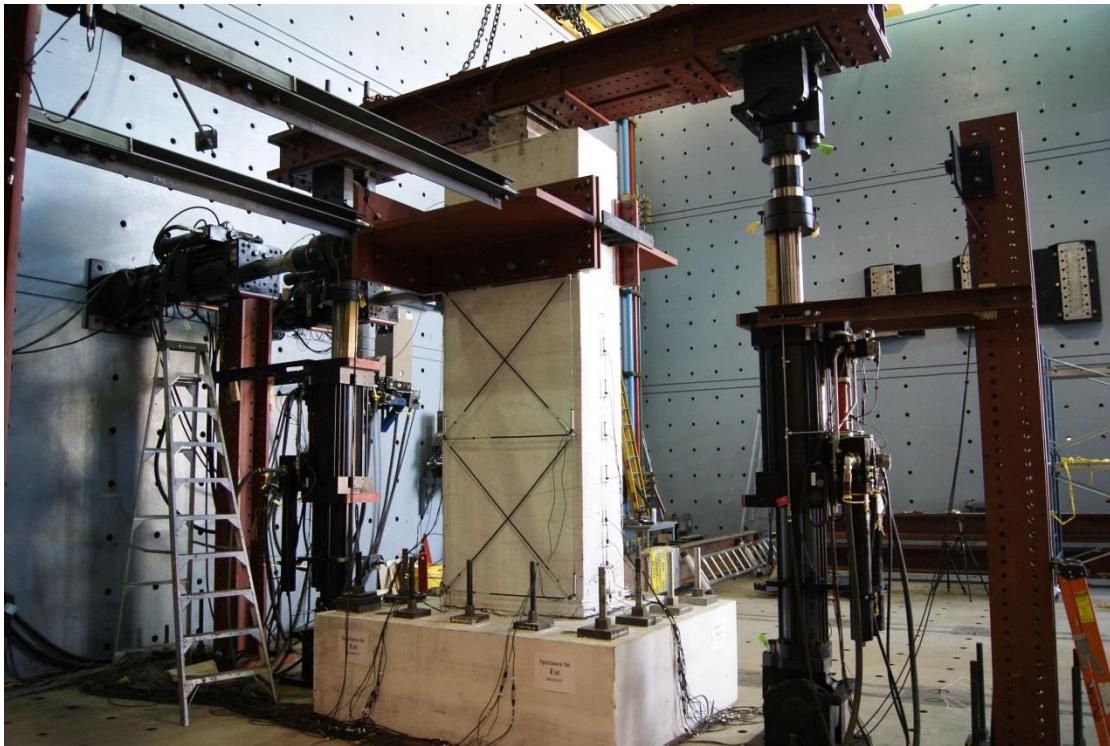


Figure 3.65 : Système de retenue latéral – fixation à la pile à l'extrémité ouest



Figure 3.66 : Système de retenue latérale – fixation à l'extrémité est

Il faut noter que l'action des bras stabilisateurs a engendré un léger effet de balançoire sur les piles. Cet effet pouvait être estimé, au préalable, avec le théorème de Pythagore (Figure 3.67):

$$x = c - a = c - \sqrt{c^2 - b^2} \quad (3.14)$$

Ces valeurs estimées (Figure 3.68 et Figure 3.69) représentent bien ce qui a été observé au laboratoire avant que l'endommagement des piles devienne trop important. Cet effet balançoire a certainement engendré des efforts supplémentaires, aussi minimes soient-ils, au niveau des barres ancrées à la semelle.

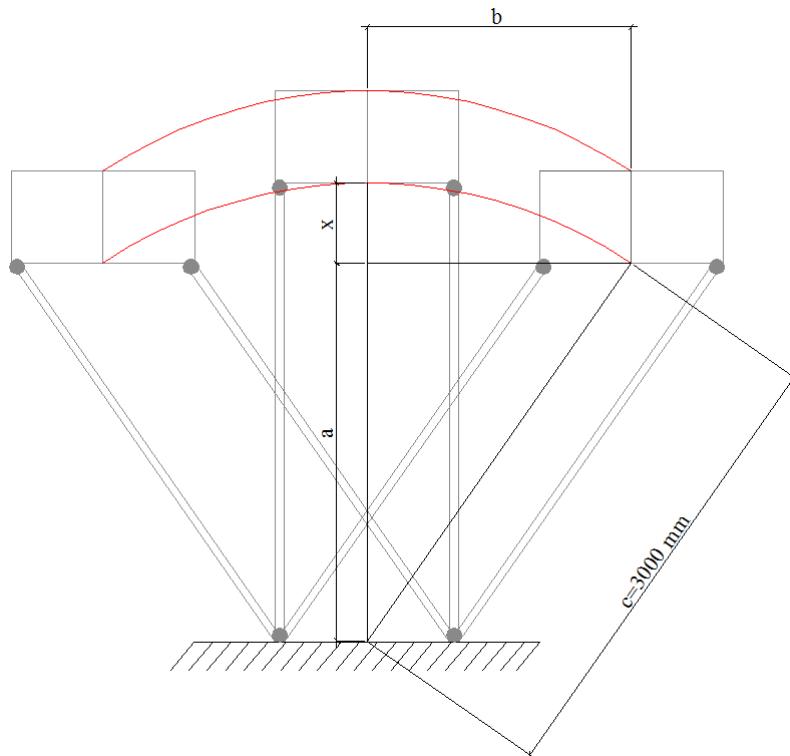


Figure 3.67 : Effet de balançoire (exagéré) vu du haut engendré par les bras stabilisateurs

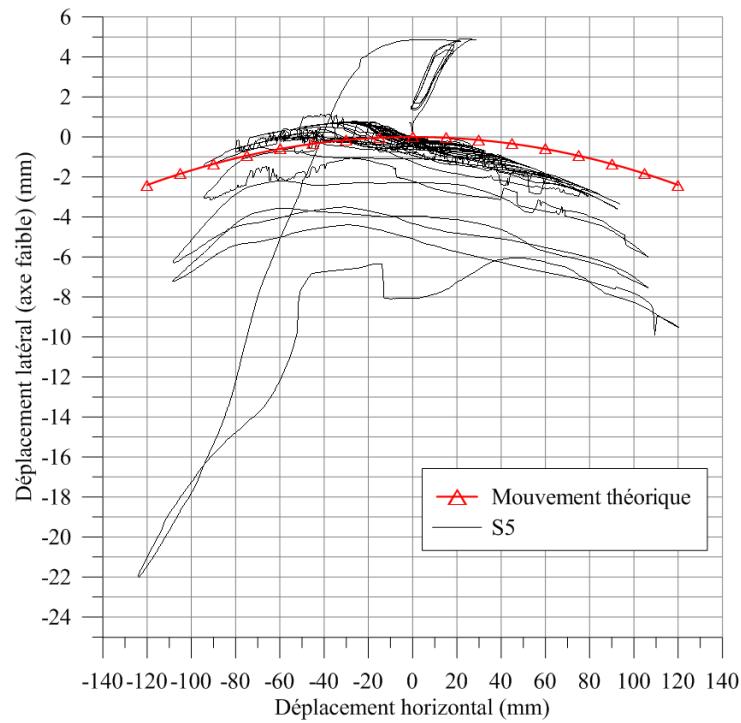


Figure 3.68 : Déplacement latéral selon l'axe faible pour la pile S5 (positif vers l'ouest)

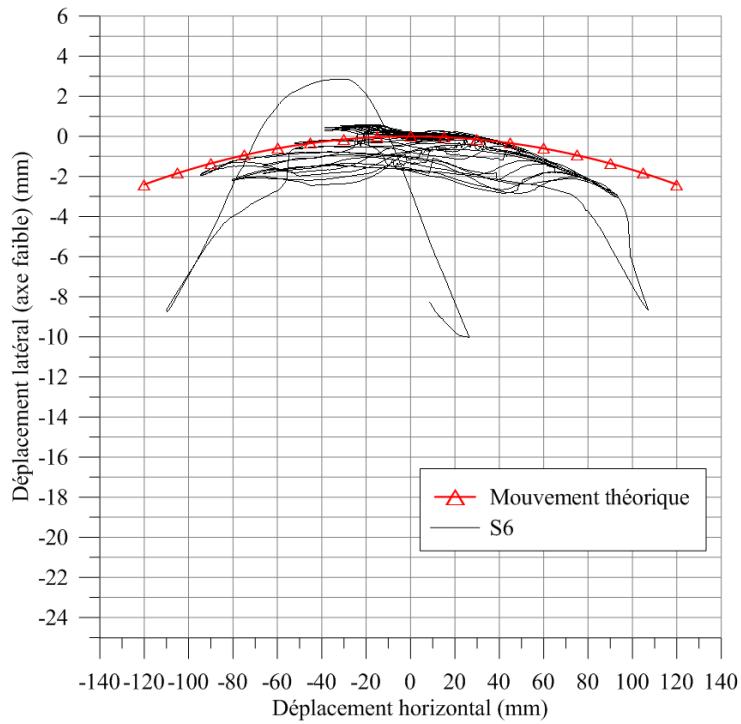


Figure 3.69 : Déplacement latéral selon l'axe faible pour la pile S6 (positif vers l'ouest)

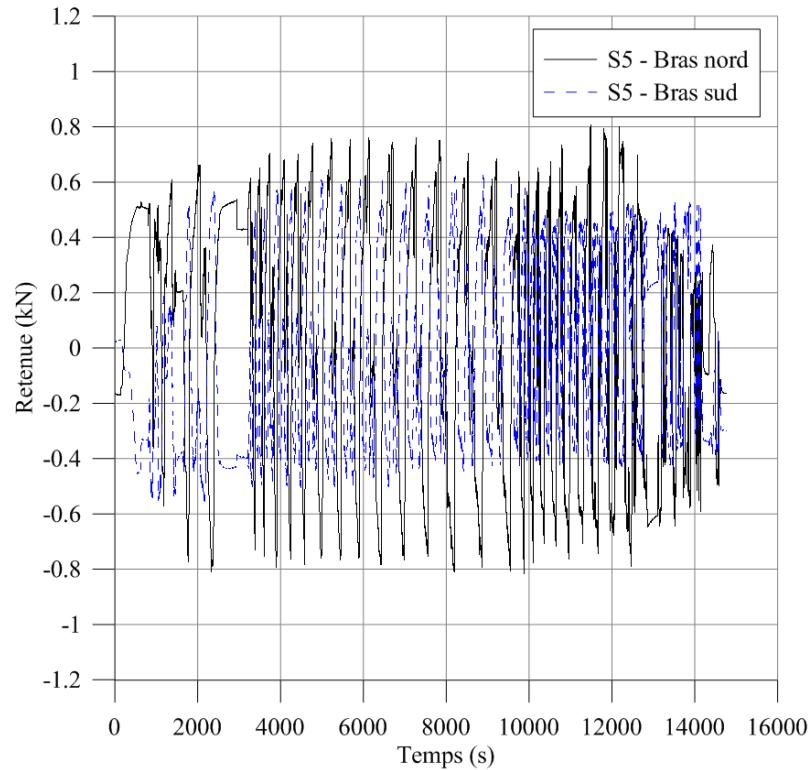


Figure 3.70 : Retenue latérale des bras stabilisateurs sur la pile S5

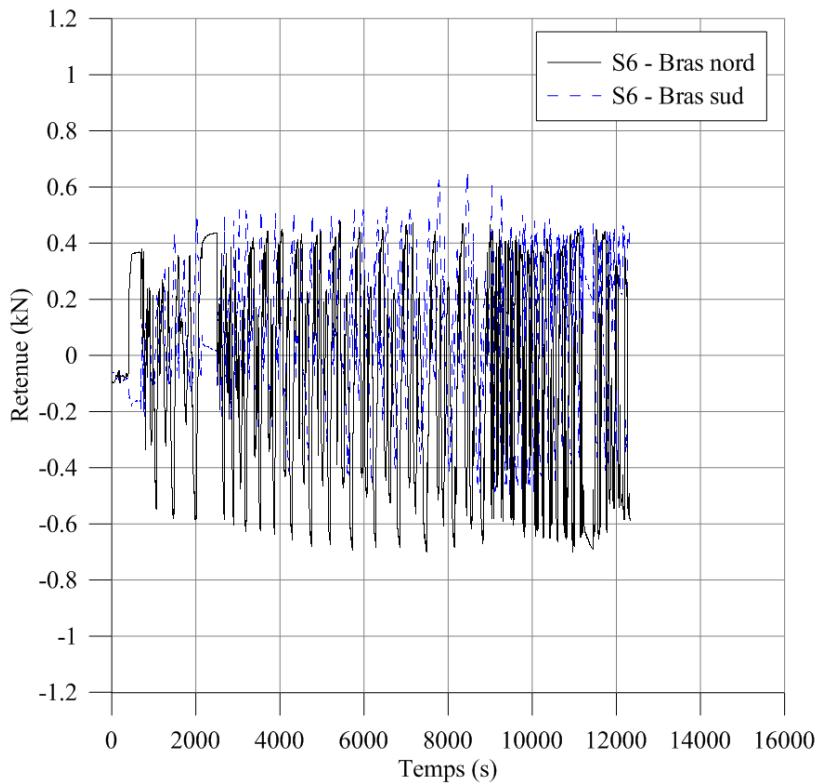


Figure 3.71 : Retenue latérale des bras stabilisateurs sur la pile S6

3.8 Discussions générales

Suite à l'étude des données recueillies par les instruments au laboratoire et à l'observation des photos et des vidéos captées lors des essais, il peut être établi que la réparation avec du BFUP a été efficace tant pour un spécimen possédant moins de défauts de conception parasismique (pile S5) que pour celui en possédant davantage (pile S6):

- les deux piles ont montré une dissipation d'énergie semblable n'indiquant aucun problème de ductilité en déplacement;
- la courbure des piles a montré que l'endommagement se concentrat bien à la base des piles au niveau de l'interface semelle-colonne et qu'aucun glissement des barres chevauchées n'a eu lieu;
- l'évolution de la dégradation de la rigidité latérale et du rapport d'amortissement critique des deux piles ont démontré qu'aucun endommagement dû aux joints de chevauchement n'a altéré l'intégrité structurale et que, par surcroît, le comportement s'apparentait à celui de piles avec des barres continues;
- l'endommagement dû à l'effort tranchant élevé ($M/VD=2.23$) est demeuré minime tout au long des essais ce qui a été confirmé par le calcul de la déformation en cisaillement des piles.

Plusieurs instruments ont permis de s'assurer de l'efficacité du montage expérimental et de quantifier certains effets parasites comme l'effet « balançoire ». Un inclinomètre a permis de convertir le chargement appliqué par les vérins en un cisaillement horizontal à la base des piles.

CHAPITRE 4 MODÉLISATIONS NUMÉRIQUES

4.1 Portée des modélisations

Des modélisations par éléments finis ont été effectuées suite aux essais au laboratoire. Le but principal était de reproduire l'enveloppe des courbes charge-déplacement des piles obtenue des essais quasi-statiques présentés au chapitre précédent. Aussi, le comportement théorique (numérique) des piles sans renforcement a été étudié tout comme celui des mêmes piles chargées selon leur axe faible. Finalement, l'analyse des spécimens testés lors de projets de recherche antérieurs réalisés à Polytechnique par Boucher-Proulx (2008) et Dagenais (2014) a été effectuée. Les analyses ont été effectuées avec le logiciel EPM3D « Endommagement Progressif Multiaxial Tridimensionnel » développé à Polytechnique (Ben Ftima, 2013; Massicotte, Nour, Ben Ftima, Yildiz, & Conciatori, 2012) ainsi qu'avec le logiciel RESPONSE2000 développé à l'Université de Toronto (Bentz & Collins, 2001).

4.2 Présentation sommaire d'EPM3D

Ce logiciel permet la modélisation non linéaire en trois dimensions de structures en béton armé et en béton renforcé de fibres. Il s'utilise comme module complémentaire au logiciel ABAQUS. Il permet d'effectuer des modèles de piles en considérant le comportement non linéaire des matériaux et leur détérioration progressive avec l'accroissement de la charge appliquée. Le but de cette section n'est pas de présenter les détails des paramètres propres à l'utilisation du logiciel, mais plutôt de présenter certaines fonctionnalités post-traitement qui serviront pour analyser les résultats des sections suivantes. Les détails de programmation et les modèles des courbes de comportement adoptées sont présentés dans plusieurs publications, dont le manuel d'utilisation d'EPM3D (Massicotte et al., 2012), ainsi que la thèse de Ben Ftima (2013).

EPM3D permet la modélisation en trois dimensions d'éléments en béton armé. Les propriétés du béton sont déterminées uniquement à partir de la résistance en compression uniaxiale pour le béton

ordinaire, avec en plus la résistance en traction pour le béton renforcé de fibres. Pour l'armature la courbe contrainte déformation en traction est requise. Le logiciel permet de mettre en place l'armature et de la « noyer » dans le béton. L'armature peut être modélisée par plusieurs types d'éléments finis. Le type treillis est normalement utilisé pour représenter des barres d'armature. Celui-ci a été adopté pour les modélisations de ce chapitre.

EPM3D est utilisé dans l'environnement Explicit d'ABAQUS qui consiste en une analyse dynamique lente. Lors de ces analyses, ABAQUS enregistre plusieurs types d'énergies dont les principaux sont indiqués au Tableau 4.1. Lors des analyses il importe de vérifier le bon déroulement via les ratios d'énergie.

Tableau 4.1 : Types d'énergie enregistrés par ABAQUS

Type d'énergie	Description
ALLAE	Énergie artificielle de déformation associée à des contraintes utilisées pour éliminer les modes singuliers
ALLVD	Énergie dissipée par des effets visqueux
ALLKE	Énergie cinétique
ALLIE	Énergie totale interne de déformation

Un module d'ABAQUS permet de calculer et de visualiser l'évolution des ratios ALLAE/ALLIE, ALLVD/ALLIE et ALLKE/ALLIE. Lorsqu'un ou plusieurs de ces ratios (selon le jugement de l'analyste) dépasse 5%, l'analyse est arrêtée puisque soit le modèle est considéré avoir atteint la rupture, soit des considérations de modélisation créent des effets négatifs sur le bon déroulement de l'analyse. Ces considérations peuvent inclure un chargement trop brutal (il faut alors adopter un chargement avec pente adoucie), un mauvais choix de conditions d'appui, un phénomène de résonance numérique (il faut alors adopter un temps d'étape $t_{step} > 20/\text{fréquence}_{modèle}$), etc. Les données soutirées d'une portion d'une analyse ayant dépassé le ratio recommandé de 5% ne devraient pas être exploitées.

Plusieurs sorties post-traitement sont disponibles suite à une analyse avec EPM3D. Le Tableau 4.2 résume les principales sorties qui sont les plus souvent utiles.

Tableau 4.2 : Résumé des principaux paramètres post-traitement pour l'analyse des résultats avec EPM3D

Paramètre	Description
SDV13	Contraintes de traction résiduelles post-pic pour les éléments non linéaires en béton
SDV28	Ouverture maximale des fissures pour les éléments non linéaires en béton ordinaire ou en béton renforcé de fibres
S11	Contrainte axiale dans les barres d'armature modélisées par des éléments treillis; contrainte selon l'axe x pour les éléments solides en béton
S22	Contrainte selon l'axe y pour les éléments solides en béton
S33	Contrainte selon l'axe z pour les éléments solides en béton

Les paramètres précédents sont généralement suffisants pour procéder au post-traitement de l'analyse et pour déterminer les modes de rupture en cause. De plus, la déformée de la structure soumise au chargement peut être affichée à plusieurs étapes de l'analyse et sert également comme outil de visualisation post-traitement.

4.3 Modélisation de la pile S5 avec renforcement

4.3.1 Considérations de modélisation

Le modèle de la pile S5 a été construit pour représenter le plus fidèlement possible le spécimen testé au laboratoire. La disposition de l'armature (Figure 4.1) a été faite selon les plans de fabrication de la pile S5 (Annexe II).

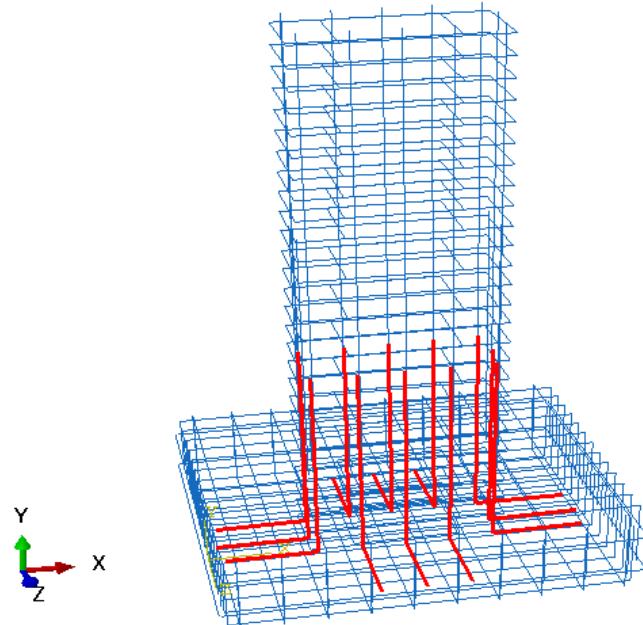


Figure 4.1 : Armature de la pile S5 modélisée par des éléments de treillis

Le modèle a été fait pour prendre en compte le mieux possible les conditions de retenue. Une partie de la dalle d'essai a été modélisée afin que la pile puisse s'appuyer directement dessus. Le dessous de la dalle d'essais était retenu verticalement et horizontalement. Le dessous de la semelle était retenu horizontalement, mais était libre verticalement ce qui permettait à la dalle de réagir au chargement de la pile. L'effet de l'ancrage de la pile à la dalle par 14 tiges Dywidag ou B7 pré-tensionnées était modélisé par une de retenue verticale au-dessus de la semelle (surface rouge sur la Figure 4.2). Le chargement horizontal était représenté par un déplacement horizontal graduellement imposé au-haut de la pile jusqu'à la rupture.

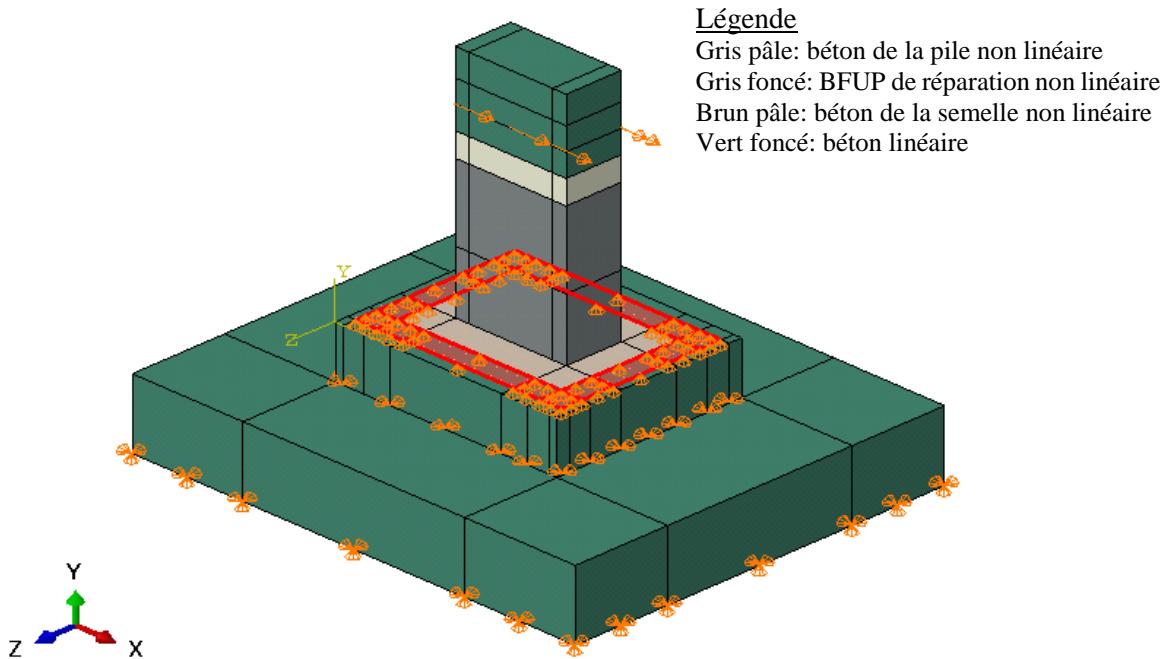


Figure 4.2 : Conditions de retenue, chargement horizontal selon l'axe fort et matériaux adoptés

Le poids propre du béton a été considéré dans l'analyse. Le poids de l'équipement de chargement au laboratoire tel les équerres, la poutre de transfert de l'effort axial et les vérins n'a pas été considéré. L'effort axial de 1500 kN appliqué à la pile a été imposé via une pression verticale uniforme sur la surface horizontale au-dessus de la pile.

La Figure 4.3 montre le maillage adopté pour le béton du modèle qui est formé d'éléments solides 3D. Typiquement les éléments de la pile et de la semelle ont 60 mm de côté alors que les éléments de la dalle d'essai ont une dimension de 120 mm. Il a été déterminé qu'un maillage plus fin ne permettait pas d'obtenir une meilleure courbe charge-déplacement ce qui alourdirait les calculs inutilement.

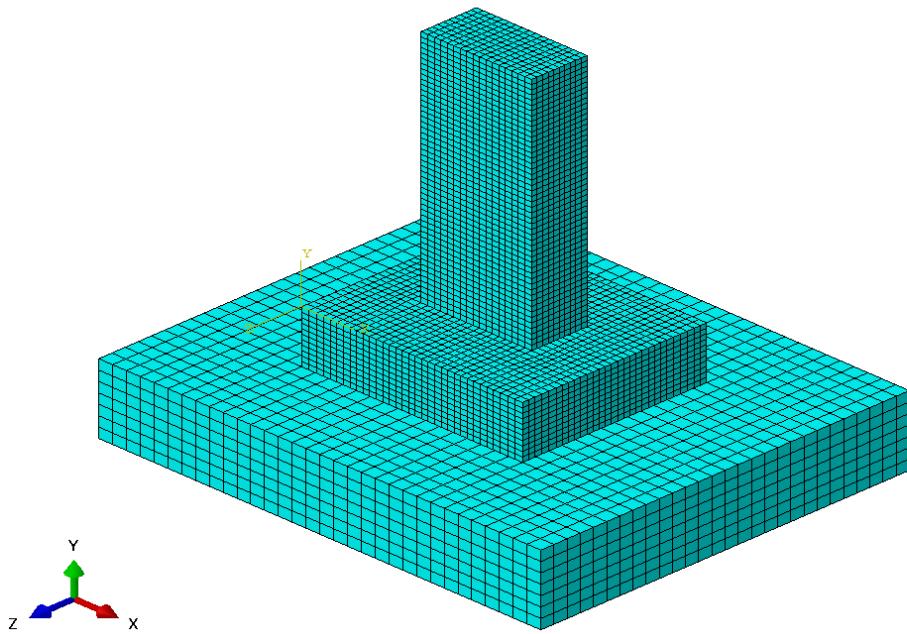


Figure 4.3 : Maillage en éléments solides 3D

4.3.2 Matériaux

4.3.2.1 Béton ordinaire

Il faut rappeler que la fabrication s'est déroulée en étapes donc que des bétons différents ont été coulés et ne possédaient donc pas exactement les mêmes caractéristiques. La Figure 4.4 présente les courbes de comportement du béton utilisé pour la fabrication de la pile S5. Le béton de la semelle de la pile S5 est caractérisé par la courbe en trait pointillé, alors que celui constituant le cœur de la pile est représenté par un trait plein. Sur la Figure 4.2, le béton de la pile est représenté par une couleur gris pâle et le béton de la semelle par une couleur brunâtre. Afin de ne pas alourdir le temps de calcul, le béton hors de la zone d'intérêt a été représenté par des caractéristiques linéaires ($E = 35000 \text{ MPa}$). Sur la Figure 4.2, il s'agit des zones en vert forêt, soit la dalle d'essai, la partie extérieure de la semelle et la partie supérieure de la pile.

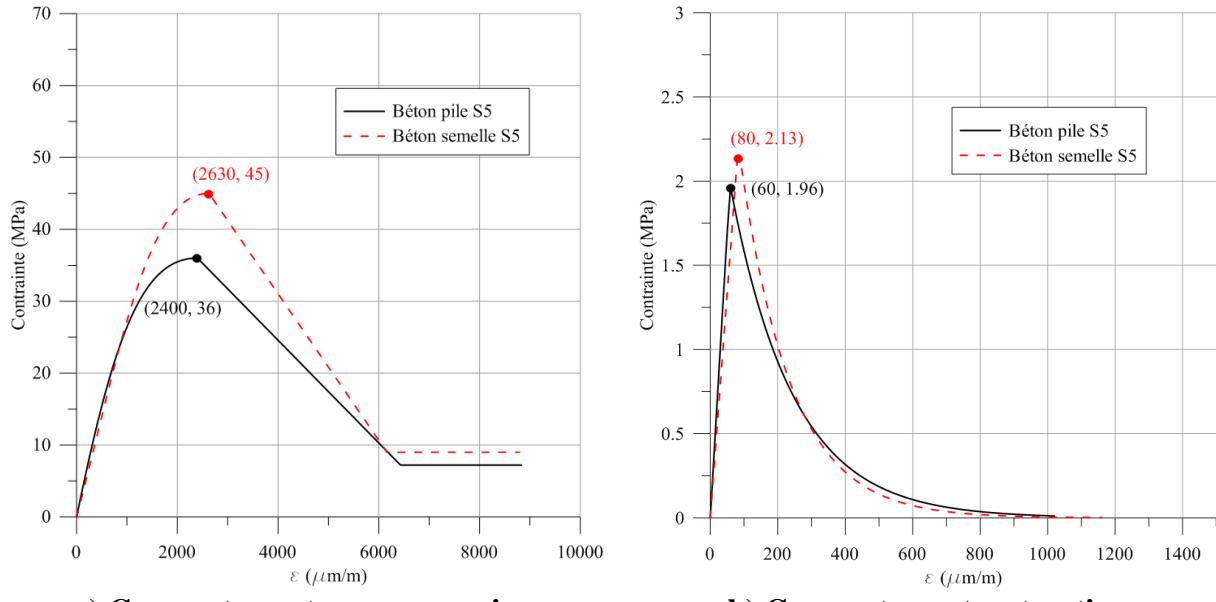


Figure 4.4 : Courbes de comportement du béton de la pile S5

4.3.2.2 BFUP

Le comportement du BFUP a été implémenté de la même façon que les autres types de béton, mais le comportement en traction, surtout la partie adoucissante, est représentée d'une autre manière (Figure 4.6). En effet, comme ce comportement adoucissant est dicté par l'ouverture d'une macrofissure dominante, la déformation unitaire ne peut plus être employée en abscisse. Il est donc plus adéquat d'adopter une courbe contrainte-ouverture de fissure pour cette zone. Il a été convenu que même si la mise en place du BFUP pour le renforcement des piles n'était pas aussi parfaite au niveau de l'orientation préférentielle des fibres que celle des échantillons en forme d'os qui ont servi pour les essais de traction directe, les propriétés de ces essais (Figure 3.12) allaient directement être utilisées comme loi de comportement pour les modélisations. Ceci est valable en considérant que plusieurs dispositions de fabrication ont favorisé le plus possible une orientation préférentielle (section 3.2.2.3). L'échantillon le plus représentatif du groupe d'échantillons testés en traction directe a été utilisé pour le modèle. Pour la modélisation, aucune considération n'a été faite concernant le retour élastique des microfissures lorsque le comportement passe d'écrouissant à adoucissant. En effet, selon les observations lors des essais, il était attendu que le BFUP en traction demeurerait majoritairement dans le domaine élastique ou écrouissant et donc que la

définition du comportement adoucissant à la Figure 4.6 b) affecterait peu les résultats des analyses. Sur la Figure 4.2, le BFUP est représenté par une couleur grise foncée.

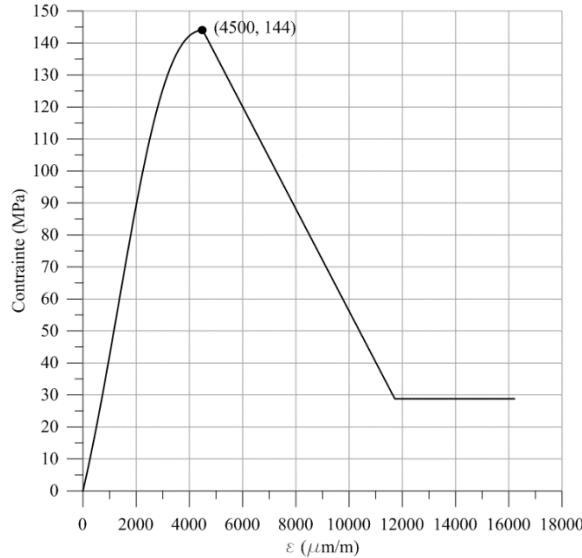
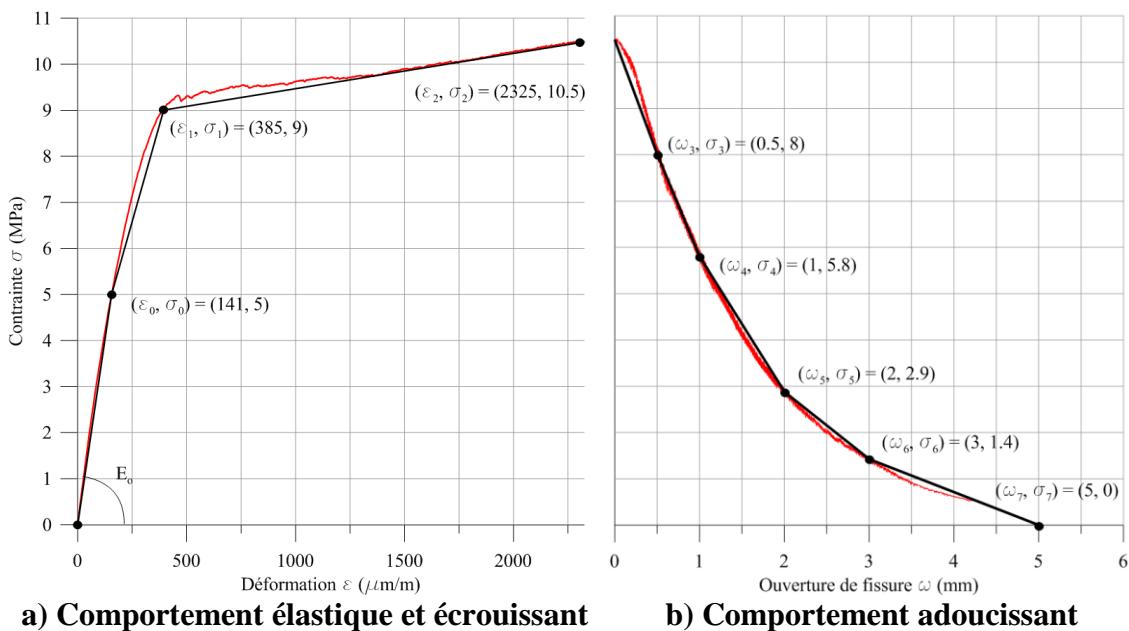


Figure 4.5 : Courbe de comportement en compression du BFUP de la pile S5



a) Comportement élastique et écrouissant

b) Comportement adoucissant

Figure 4.6 : Courbes de comportement en traction du BFUP de la pile S5 obtenues en essai de traction axiale (courbes rouges) et courbes adoptées pour les modélisations par éléments finis (courbes noires)

4.3.2.3 Acier

La Figure 4.7 présente le comportement de l'acier des barres 35M ancrées à la semelle tel qu'obtenu en essai de traction axiale au laboratoire. Comme il serait plus lourd en temps de calcul d'implémenter cette courbe en entier dans le logiciel, certains points caractéristiques (un total de sept) ont été utilisés pour caractériser l'acier. Ces points sont suffisants pour représenter le plateau plastique et l'écrouissage de l'acier. Le comportement de l'acier des autres types de barres constituant les piles a été implémenté de la même façon, selon les données de laboratoire disponibles. Leur importance est cependant beaucoup moindre que les barres ancrées aux semelles, puisqu'il a été établi, suite aux analyses, que la majorité des autres armatures demeurait dans le domaine élastique, excepté les barres longitudinales des piles.

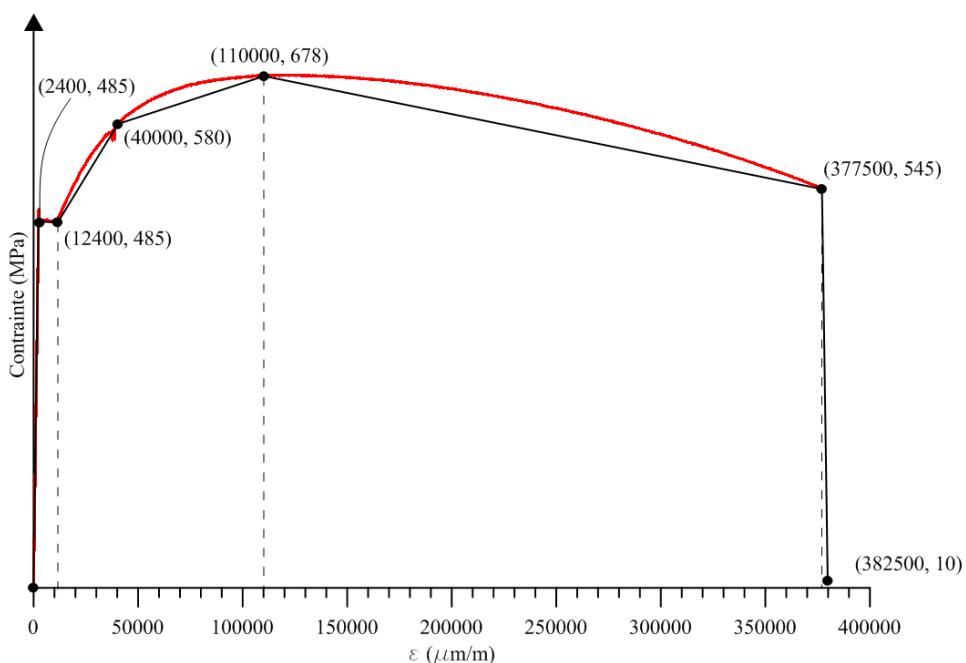


Figure 4.7 : Courbe de comportement de l'acier des barres 35M ancrées à la semelle de la pile S5 obtenue en essai de traction axiale (courbe rouge) et courbe adoptée pour les modélisations par éléments finis (courbe noire)

4.3.3 Résultats

La Figure 4.9 présente la superposition de l'enveloppe obtenue de la poussée statique avec EPM3D sur la pile S5 aux résultats de l'essai cyclique quasi-statique au laboratoire. L'enveloppe représente assez bien les valeurs maximales atteintes lors de l'essai cyclique. La rupture a été détectée numériquement par une hausse marquée des rapports ALLAE/ALLIE et ALLVD/ALLIE à environ 125 mm de déplacement horizontal au haut de la pile. Les données sont donc présentées jusqu'à ce déplacement ce qui est légèrement supérieur à la rupture expérimentale du spécimen à 120 mm. La rigidité initiale du modèle est plus grande que le spécimen réel. Quelques hypothèses pourraient expliquer ce surplus de rigidité. La première serait que la présence importante de fissures de retrait aurait réduit quelque peu la rigidité latérale (Figure 3.23 et Figure 3.27 a)). En effet, leur fermeture/ouverture lors du chargement latéral au laboratoire peut expliquer le fait que numériquement, le comportement est plus rigide. La deuxième serait en lien avec la qualité de la mise en place du béton du cœur de la pile. Des contraintes de fabrication ont nécessité une chute de béton, lors de la coulée, de l'ordre de 3.4 mètres ce qui pourrait avoir créé de la ségrégation importante dans le béton à la base de la pile (Figure 4.8). Les propriétés mécaniques du béton à cet endroit en seraient donc réduites. Il est cependant impossible de clairement quantifier cet effet. Finalement, la qualité des modules de Young présentés au Tableau 3.2 pour le béton des colonnes peut être remise en question. En effet, ces valeurs sont jugées passablement supérieures à ce qu'il est normalement rencontré pour un béton de 35 MPa.

Un problème de la qualité des barres d'armature ancrées à la semelle pour la pile S5 a été soulevé à la section 3.3. En effet, il semble que la variabilité importante dans les propriétés de ces barres a pu créer un certain écart entre l'enveloppe numérique de la poussée statique et les résultats expérimentaux. Selon les propriétés réelles des barres mises en place dans le spécimen, la plastification pourrait avoir lieu à une charge plus ou moins élevée que celle prédicta numériquement. Il aurait fallu être en mesure de tester chacune des barres, puisqu'elles ne provenaient visiblement pas du même lot et possédaient des propriétés différentes.



Figure 4.8 : Chute du béton lors de la fabrication des piles

Comme mentionné précédemment, la rupture a été déterminée numériquement par une hausse importante des ratios d'énergie. Aucune rupture de barres n'a pu être détectée avant l'arrêt de l'analyse. Malgré qu'il s'agisse d'une analyse non linéaire, certains effets d'un essai cyclique sont difficilement reproductibles numériquement par poussée statique non linéaire, comme l'effet de l'endommagement plastique cumulé (fatigue des barres d'armature) ou les effets parasites de torsion en lien avec le montage expérimental. Ces raisons peuvent expliquer l'absence de la rupture des barres avant l'arrêt de l'analyse à 125 mm.

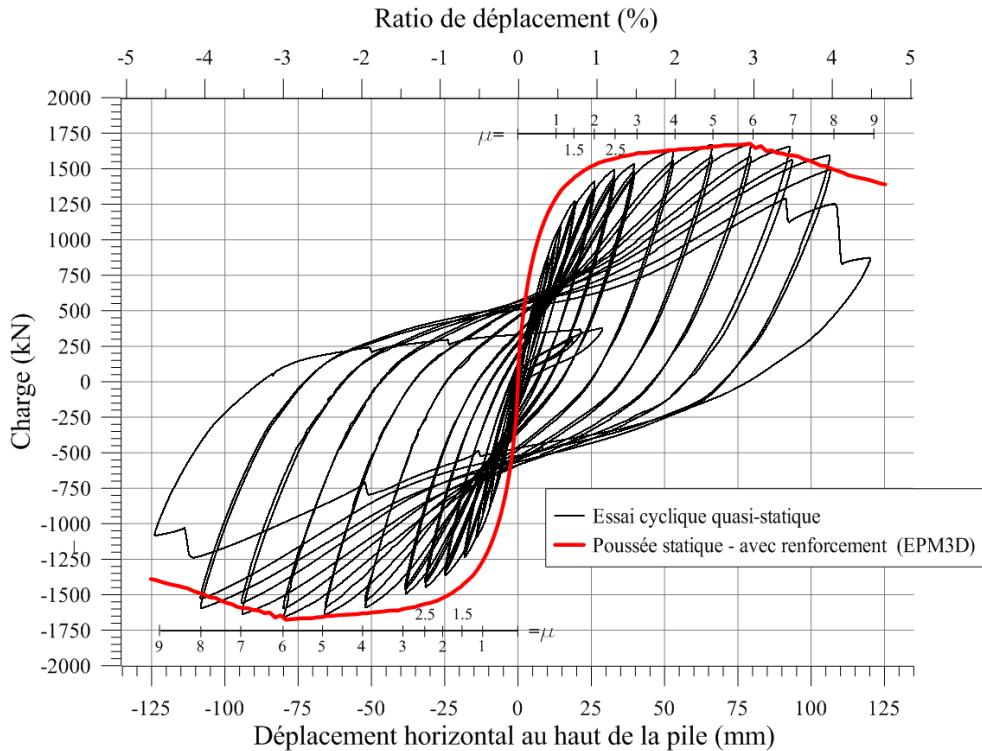


Figure 4.9 : Enveloppe charge-déplacement obtenue par la poussée statique avec EPM3D

La Figure 4.10 montre l'évolution des contraintes axiales (S11) dans les barres d'armature ancrées à la semelle. Le chargement est vers la droite. Les contraintes positives indiquent que les barres sont en traction. L'échelle a été choisie pour bien représenter le choix des points de la courbe de comportement de l'acier de la Figure 4.7. La contrainte de plastification (485 MPa) est atteinte lorsque la couleur passe au orange foncé. La Figure 4.10 b) montre bien que la plastification de l'acier (485 MPa) du 1^{er} rang d'armature (à partir de la gauche) a bien lieu aux alentours de $\mu=1$ (13.5 mm de déplacement au haut de la pile).

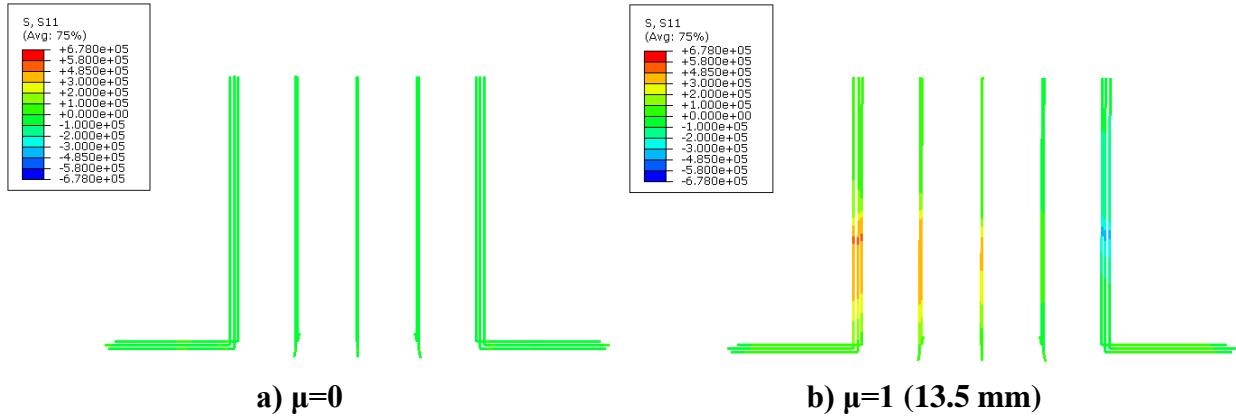


Figure 4.10 : Évolution des contraintes axiales dans les barres d'armature ancrées à la semelle (S11) [kN/m²]

4.4 Modélisation de la pile S6 avec renforcement

4.4.1 Considérations de modélisation

Le modèle de la pile S6 utilise le même format de celui de la pile S5 à quelques différences près. L'armature transversale a été modifiée pour respecter les plans tels que construit de cette pile (Figure 4.11). Les autres modifications concernent essentiellement les propriétés des matériaux et sont présentées à la section 4.4.2. À noter que ce modèle n'a pas pris en compte l'apport des tiges filetées transversales ajoutées lors du renforcement des piles.

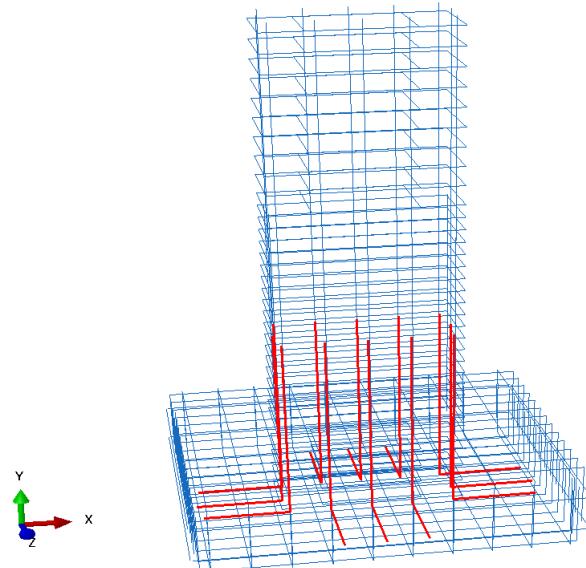
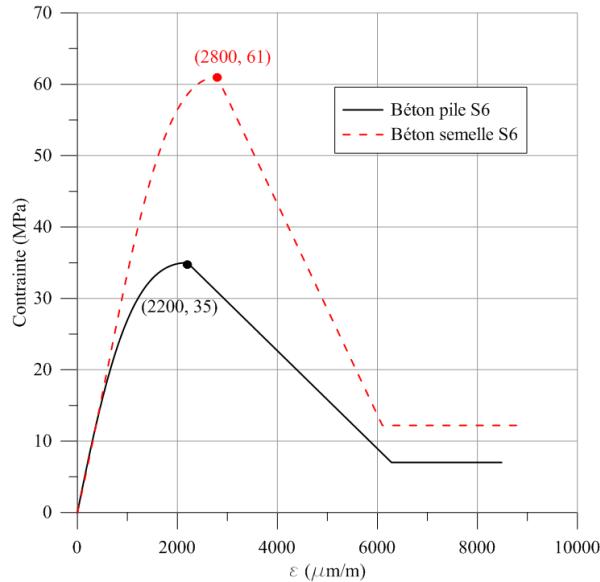


Figure 4.11 : Armature de la pile S6 modélisée par des éléments de treillis

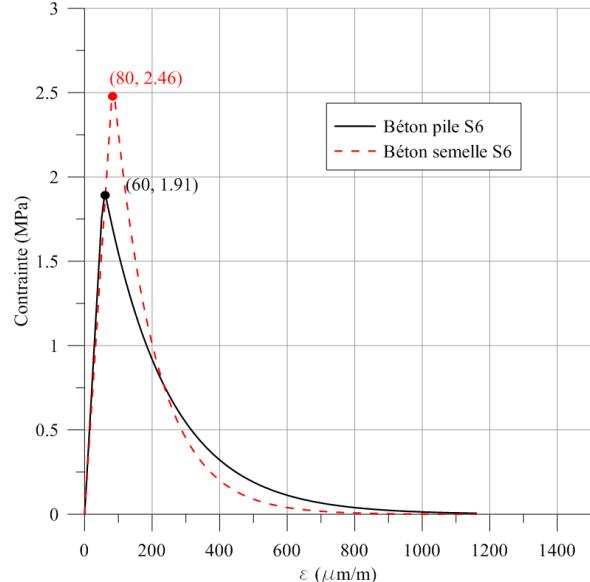
4.4.2 Matériaux

Comme pour la pile S5, les caractéristiques des matériaux ont été implémentées dans le logiciel pour prendre en compte les non linéarités (Figure 4.12 à Figure 4.15).

4.4.2.1 Béton ordinaire



a) Comportement en compression



b) Comportement en traction

Figure 4.12 : Courbes de comportement du béton de la pile S6

4.4.2.2 BFUP

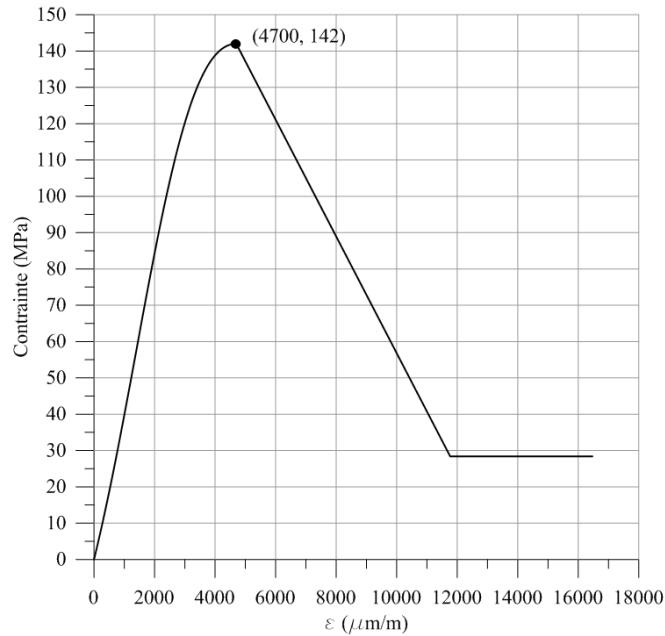


Figure 4.13 : Courbe de comportement en compression du BFUP du renforcement de la pile S6

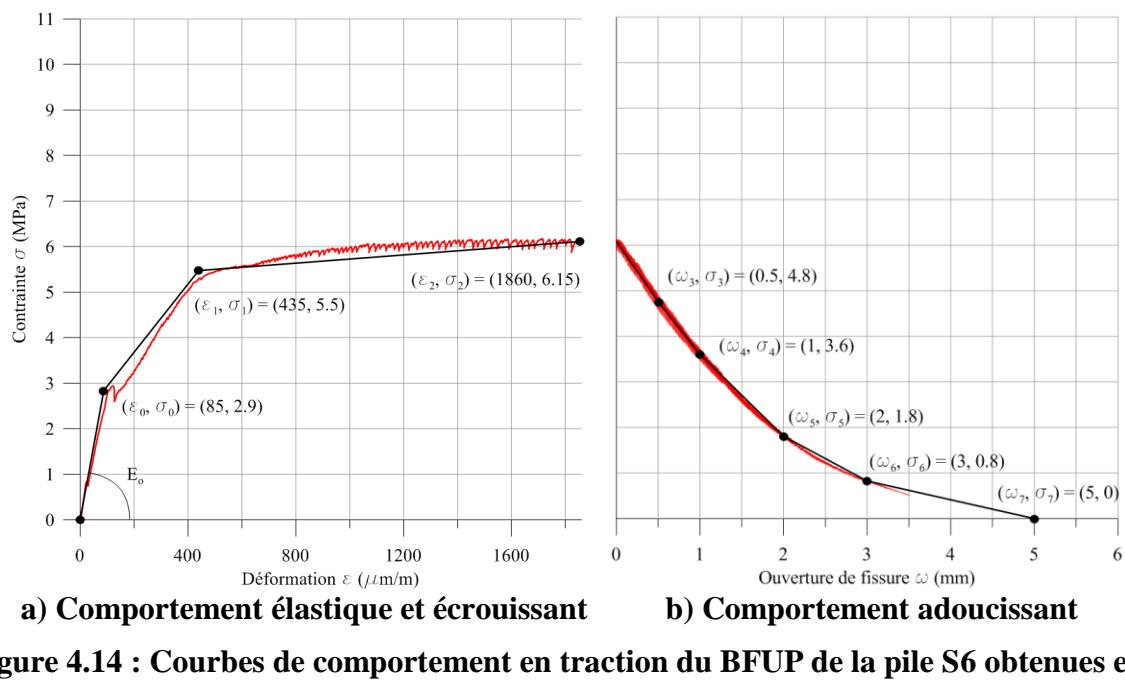


Figure 4.14 : Courbes de comportement en traction du BFUP de la pile S6 obtenues en essai de traction axiale (courbes rouges) et courbes adoptées pour les modélisations par éléments finis (courbes noires)

4.4.2.3 Acier

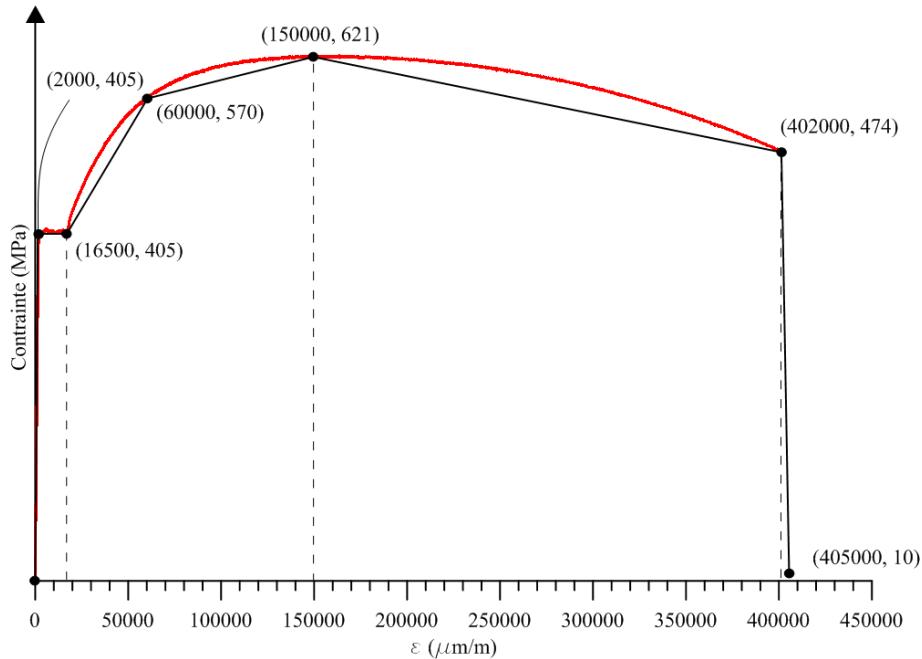


Figure 4.15 : Courbe de comportement de l'acier des barres 35M ancrées à la semelle de la pile S6 obtenue en essai de traction axiale (courbe rouge) et courbe adoptée pour les modélisations par éléments finis (courbe noire)

4.4.3 Résultats

La Figure 4.16 présente la superposition de l'enveloppe obtenue de la poussée statique avec EPM3D sur la pile S6 aux résultats de l'essai cyclique quasi-statique au laboratoire. L'enveloppe représente bien les valeurs maximales atteintes lors des essais cycliques. La rupture a été détectée numériquement par une hausse marquée des rapports ALLAE/ALLIE et ALLVD/ALLIE à environ 120 mm de déplacement horizontal au haut de la pile. Les données sont donc présentées jusqu'à ce déplacement ce que est légèrement supérieur à la rupture expérimentale du spécimen à 110 mm. La rigidité initiale du modèle est plus grande que le spécimen réel. Les hypothèses à ce sujet décrites à la section 4.3.3 pour la pile S5 s'appliqueraient toujours. Aucune rupture de barres n'a pu être détectée avant l'arrêt de l'analyse.

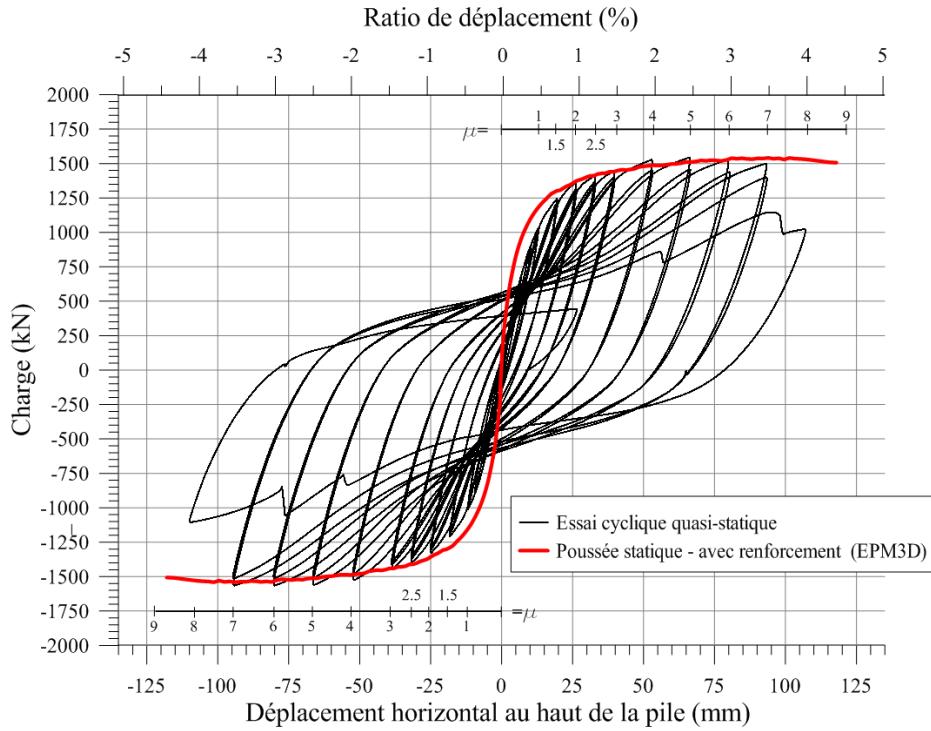


Figure 4.16 : Enveloppe charge-déplacement obtenue par la poussée statique 3D

La Figure 4.17 montre l'évolution des contraintes axiales (S11) dans les barres d'armature ancrées à la semelle. Le chargement se fait vers la droite. Les contraintes positives indiquent que les barres sont en traction. L'échelle a été choisie pour bien représenter le choix des points de la courbe de comportement de l'acier de la Figure 4.15. La contrainte de plastification (405 MPa) est atteinte lorsque la couleur passe au orange foncé. La Figure 4.15 b) montre bien que la plastification de l'acier (405 MPa) du 1^{er} rang d'armature (à partir de la gauche) a bien lieu aux alentours de $\mu=1$ (13.5 mm de déplacement au haut de la pile).

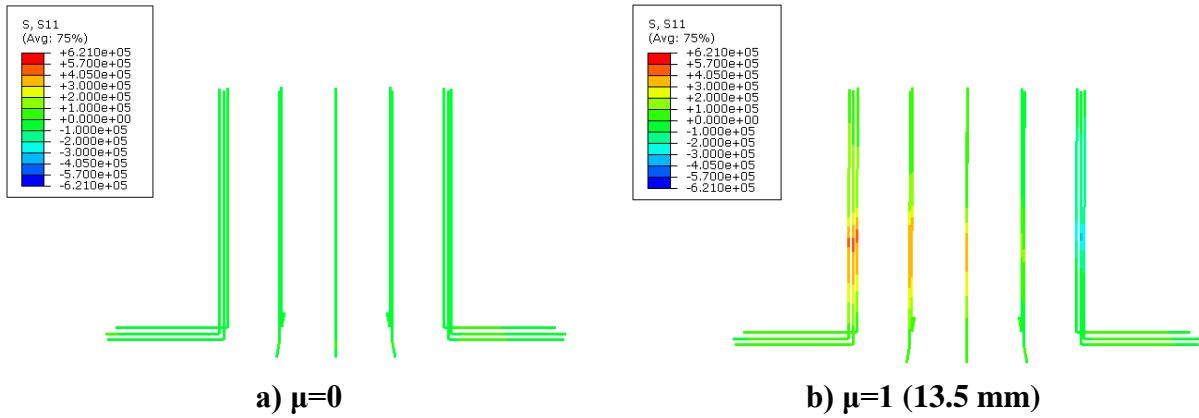


Figure 4.17 : Évolution des contraintes axiales dans les barres d'armature ancrées à la semelle (S11) [kN/m²]

4.5 Modélisation des piles S5 et S6 sans renforcement

À défaut de posséder des résultats expérimentaux sur une pile non renforcée, le comportement des piles sans renforcement a été étudié de façon numérique pour pouvoir estimer visuellement l'endommagement en cisaillement qu'aurait subi une telle pile avant la rupture. Pour ce faire, deux logiciels ont été utilisés pour procéder à une poussée statique. RESPONSE2000 a permis de faire une poussée statique en deux dimensions. EPM3D a permis de faire la modélisation tridimensionnelle d'une pile telle que présentée aux sections précédentes, mais sans l'apport du renforcement en BFUP. Les sections suivantes présentent les étapes de modélisation et les résultats des analyses.

4.5.1 Modélisation 2D (RESPONSE 2000)

Le logiciel RESPONSE2000 est le fruit du travail de chercheurs de l’Université de Toronto (Bentz & Collins, 2001). Il permet de procéder à l’analyse sectionnelle de poutres et de colonnes soumises à une combinaison d’effort axial, de moment fléchissant et d’effort tranchant. La puissance de ce logiciel vient du fait qu’il permet l’intégration du comportement de la section sur la longueur/hauteur de poutres/colonnes possédant des configurations géométriques simples. C’est donc possible de représenter la distribution de la plasticité et d’effectuer une poussée statique non linéaire sur une colonne, sans nécessiter un temps de calcul énorme (quelques secondes tout au

plus). De plus, il est possible d'adoucir un encastrement en modélisant la pénétration de la rotule plastique d'une colonne dans une semelle avec l'équation (M. J. N. Priestley et al., 1996):

$$L_p = 0.022f_yd_b \quad (4.1)$$

où L_p est la longueur de pénétration de la rotule plastique dans la semelle, f_y est la contrainte de plastification de l'acier des barres ancrées à la semelle et d_b est le diamètre de ces barres.

Une des limites du logiciel, pour le modèle de la colonne étudiée, est l'impossibilité de modéliser les joints de chevauchement et donc de prédire un mode de rupture y étant associé.

La formulation constitutive des matériaux implémentée dans ce logiciel est différente de celle d'EPM3D, mais les courbes de comportement obtenues au final sont assez semblables. Par exemple, la figure suivante montre une comparaison entre les courbes du comportement en compression du béton de la pile S5 selon les lois constitutives adoptées par EPM3D et par RESPONSE2000. Le second logiciel offre moins de possibilités pour définir une courbe souhaitée. Il faut noter, entre autres, l'absence de pouvoir définir la rigidité initiale E_c .

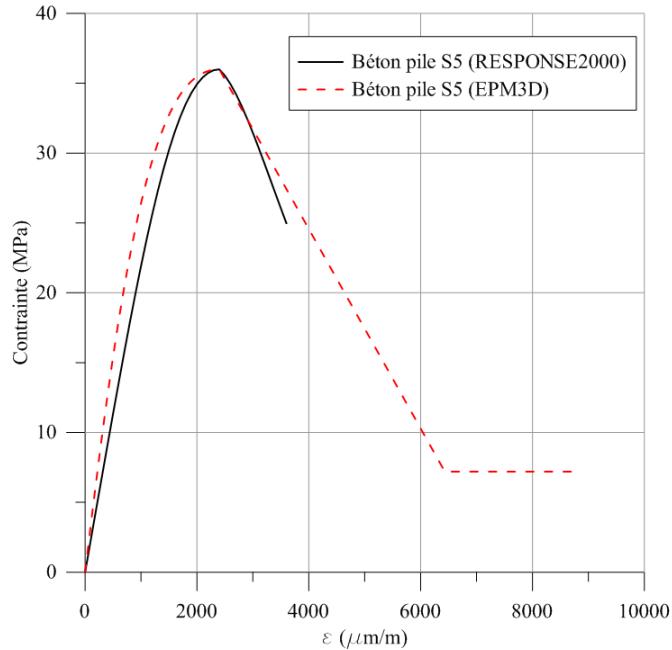


Figure 4.18 : Comparaison entre les courbes de comportement adoptées par les deux logiciels

4.5.2 Modélisation 3D (EPM3D)

Les modèles présentés aux sections 4.3 et 4.4 ont servi de départ pour construire le modèle sans renforcement. Seulement la couche de renforcement en BFUP a été remplacée par du béton ordinaire non linéaire, le même que celui du cœur de la pile. Il faut noter que comme pour le logiciel RESPONSE2000, EPM3D ne peut pas prédire un mode de rupture correspondant au glissement des barres chevauchées. Il faut donc être prudent dans l'interprétation des résultats, surtout près de la rupture.

4.5.3 Résultats

La Figure 4.19 montre le patron de fissuration à la rupture pour la pile S6 non renforcée suite à l'analyse avec le logiciel RESPONSE2000. Le côté droit correspond à l'encastrement de la colonne à la semelle. Le chargement se fait à gauche vers le haut. La présence de fissures de cisaillement

est notable (jusqu'à 2 mm). Il y a une ouverture maximale à la base de la colonne de l'ordre de 6 mm.

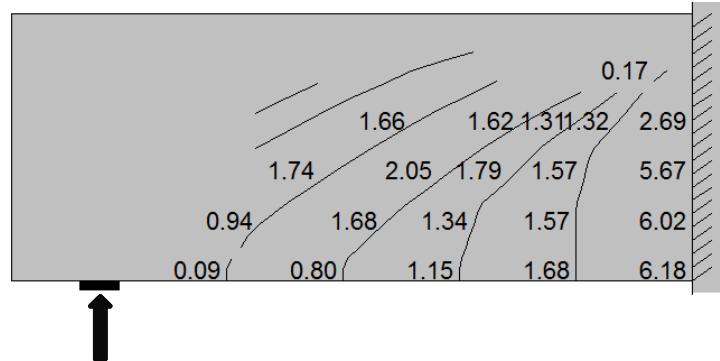


Figure 4.19 : Patron de fissuration à la rupture de la pile S6 sans renforcement [mm]

La Figure 4.20 présente l'allure de la fissuration de la pile S6 selon le modèle d'EPM3D. Le modèle prédit une fissuration allant jusqu'à 2.5 mm et l'ouverture maximale à la base est de l'ordre de 5.5 mm.

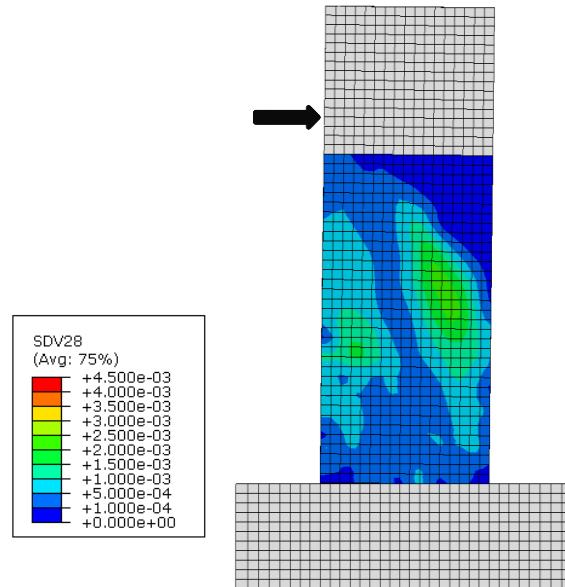


Figure 4.20 : Patron de fissuration (SDV28) à la rupture de la pile S6 sans renforcement [m]

Sans renforcement en BFUP, les piles auraient donc subi un endommagement important dû au cisaillement. À cela se superposerait l'endommagement de fendage qui ne peut être représenté par les modèles numériques qui amèneraient des ruptures plus hâties. Ces deux types d'endommagement ont été évités grâce à la technique de renforcement mise à l'épreuve par essais cycliques quasi-statiques.

La Figure 4.21 présente, à titre indicatif, les courbes charge-déplacement obtenues par les poussées statiques sur les modèles de piles non-renforcées. Il faut noter d'abord que les deux logiciels prédisent des comportements globaux assez similaires. La rigidité initiale pré-fissuration est la même pour les quatre modèles. Selon les modèles avec EPM3D, les piles auraient atteint la rupture à des déplacements d'environ 25 mm et 30 mm respectivement pour la pile S5 et S6. Les modèles 2D prédisent, pour leur part, une rupture à 29 mm pour la pile S5 et à 27.5 mm pour la pile S6.

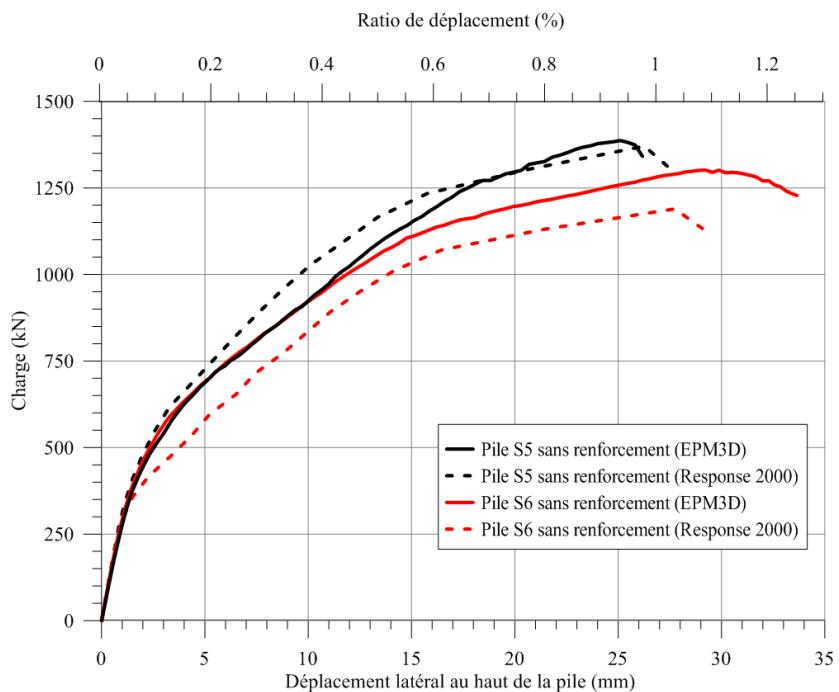


Figure 4.21 : Résultats des poussées statiques sur les modèles de piles non-renforcées

La Figure 4.22 et la Figure 4.23 présentent une comparaison entre les résultats expérimentaux et les analyses numériques des piles avec et sans renforcement. Seulement les modèles EPM3D sont utilisés pour cette comparaison. Le gain de performance en déplacement y est facilement observable; les modèles sans renforcement atteignent difficilement un niveau de ductilité de 2, alors que les piles renforcées atteignent des niveaux de ductilité dépassant 8. Il convient de souligner à nouveau que la rupture réelle des spécimens non renforcés surviendrait suite au fendage du béton dans les zones de chevauchement avant celle obtenue dans les analyses qui constituent ainsi un borne supérieure pour les spécimens non renforcés.

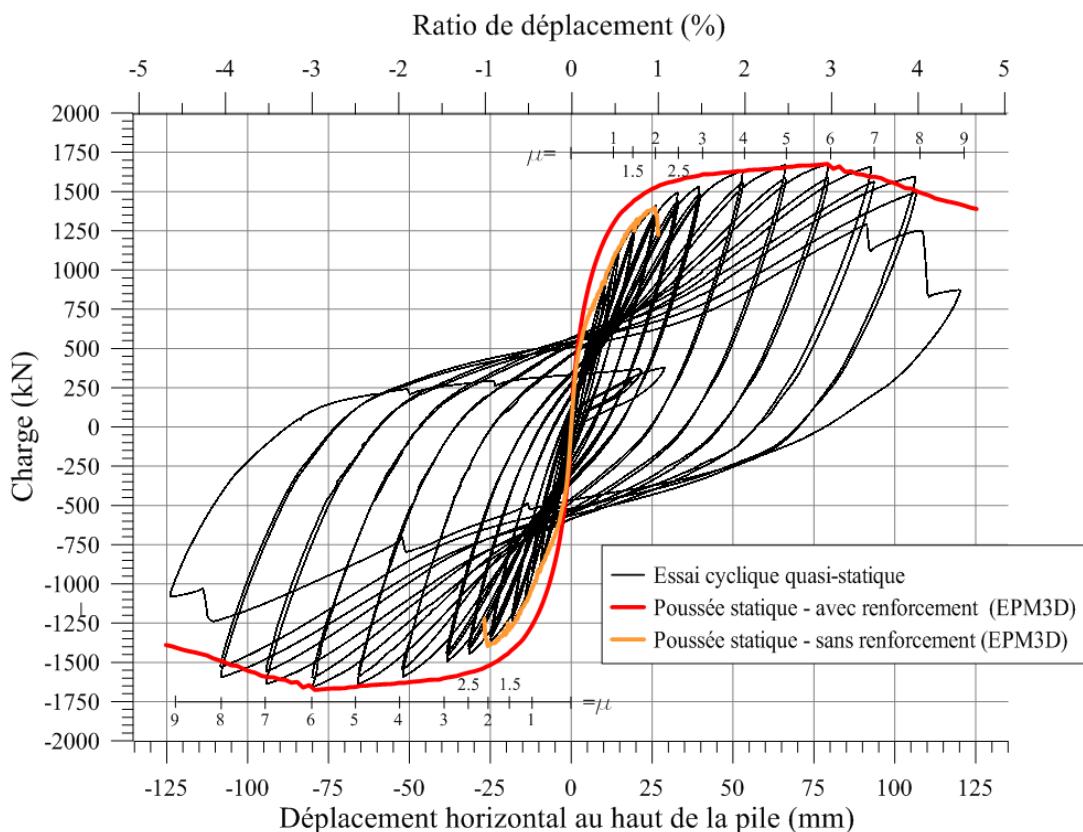


Figure 4.22 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et les analyses numériques de la pile S5 avec et sans renforcement

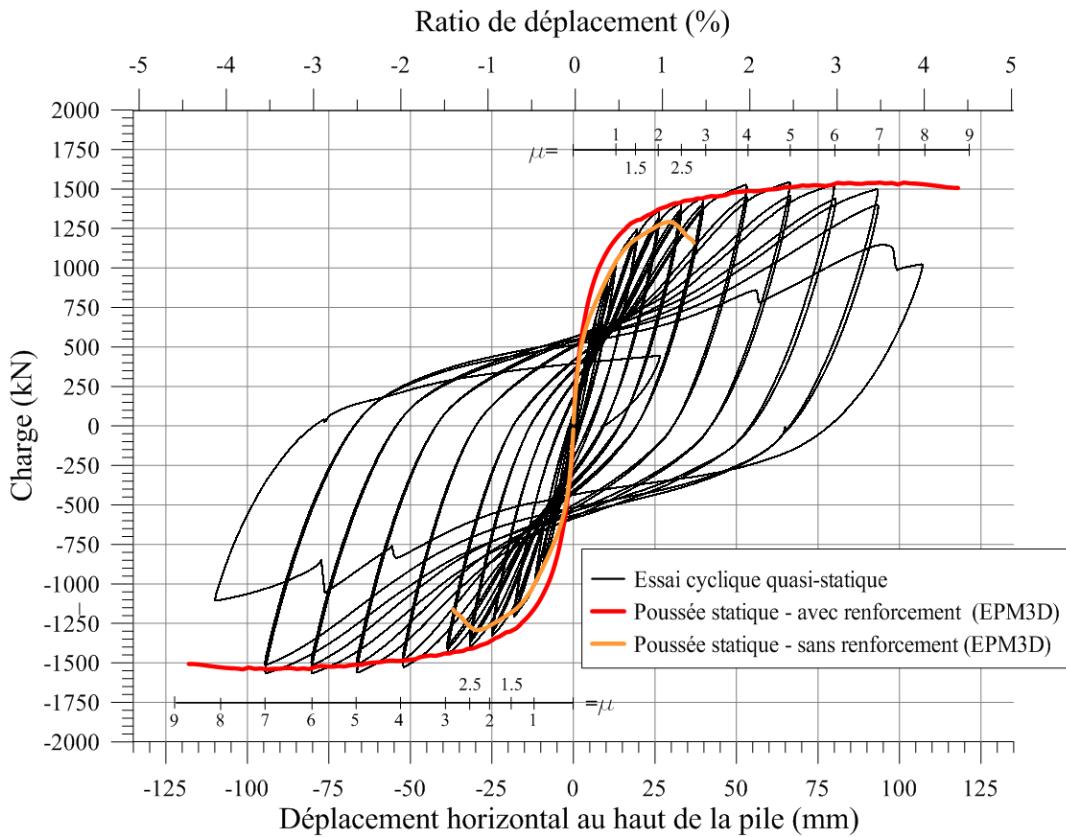


Figure 4.23 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et les analyses numériques de la pile S6 avec et sans renforcement

4.6 Poussée statique selon l'axe faible des piles S5 et S6

Numériquement, le comportement des piles a voulu être caractérisé selon un chargement sur leur axe faible, à la même hauteur que le chargement selon l'axe fort (2675 mm à partir du haut de la semelle). Ainsi, les modèles présentés précédemment ont été modifiés pour inclure ce nouveau chargement. Le ratio hauteur/largeur passe de 2.2 à 4.4. La Figure 4.24 et la Figure 4.25 montrent le résultat des analyses. Les enveloppes sont tracées jusqu'à la rupture des spécimens qui a été détectée par la hausse des ratios d'énergie suivant la rupture des barres d'armature du 1^{er} rang en traction. L'ouverture maximale détectée à la base était de l'ordre de 50 mm pour la pile S5 et de 65 mm pour la pile S6. La Figure 4.26 montre la déformée et l'état des contraintes verticales dans le béton à la rupture de la pile S6.

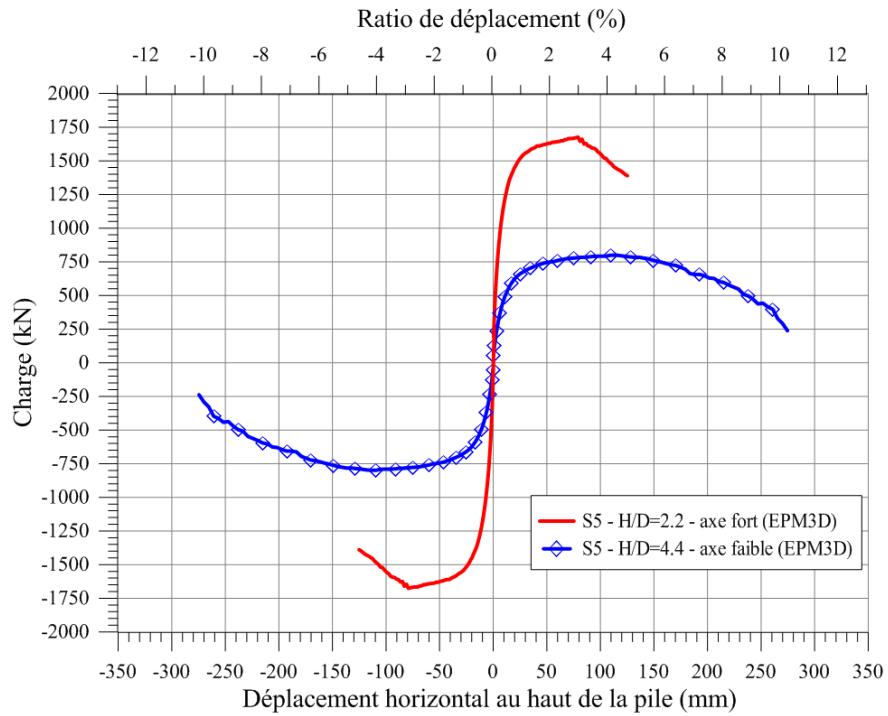


Figure 4.24 : Enveloppes des poussées statiques selon les deux axes de la pile S5

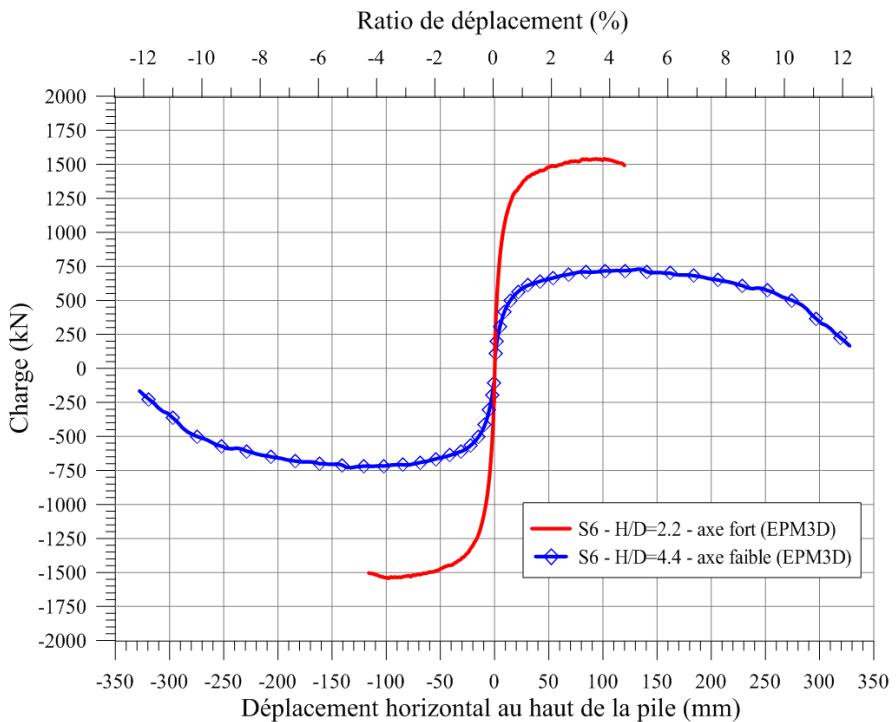


Figure 4.25 : Enveloppes des poussées statiques selon les deux axes de la pile S6

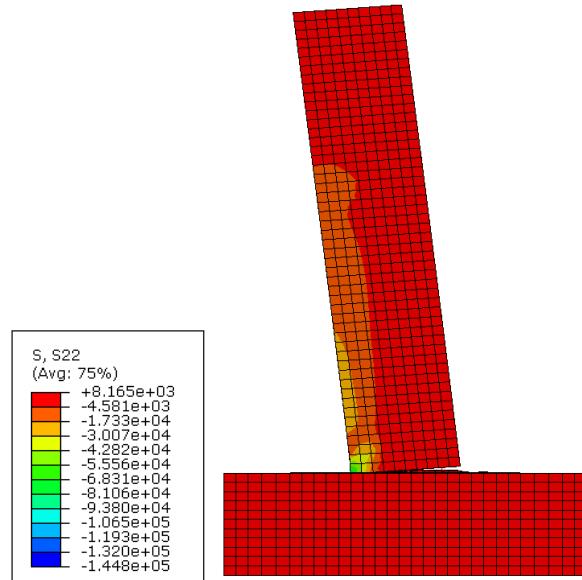


Figure 4.26 : Déformée et état des contraintes verticales dans le béton à la rupture de la pile S6 lorsque soumise à un chargement selon son axe faible [kN/m²]

Le comportement des piles, tout comme lorsqu'elles étaient chargées selon leur axe fort, est très ductile et les déplacements ultimes atteints sont de l'ordre de 275 à 325 mm. Avec un déplacement de 1^{ère} ductilité estimé à 25 mm, ces déplacements ultimes correspondraient à des niveaux de ductilité de $\mu=11$ et 13 pour les piles S5 et S6 respectivement.

4.7 Modélisation de la pile P2 (projet de Guillaume Boucher-Proulx)

La pile P2 d'un projet de recherche antérieur a été modélisée et analysée à l'aide d'EPM3D. Le but était de reproduire la courbe charge-déplacement obtenue au laboratoire suite à un essai cyclique quasi-statique.

4.7.1 Description du spécimen

La pile avait une section de forme rectangulaire de 2000 mm par 500 mm. Elle n'était soumise à aucune charge axiale et le chargement horizontal s'est fait selon l'axe faible à 4170 mm à partir du haut de la semelle ($H/D=4170/500=8.3$). Les barres ancrées à la semelle et les barres longitudinales de la pile étaient de type 25M et se chevauchaient sur une longueur de 600 mm, soit 24 d_b , à la base de l'ouvrage. L'armature transversale était constituée d'étriers refermés en U de type 10M et a été conçue de façon à ce que la résistance au cisaillement ne soit pas limitante. La réparation en BFUP utilisait pratiquement la même formulation que celle exposée à la section 3.3.2. Elle couvrait les quatre faces de la pile. La Figure 4.27 montre les détails de fabrication de la pile.

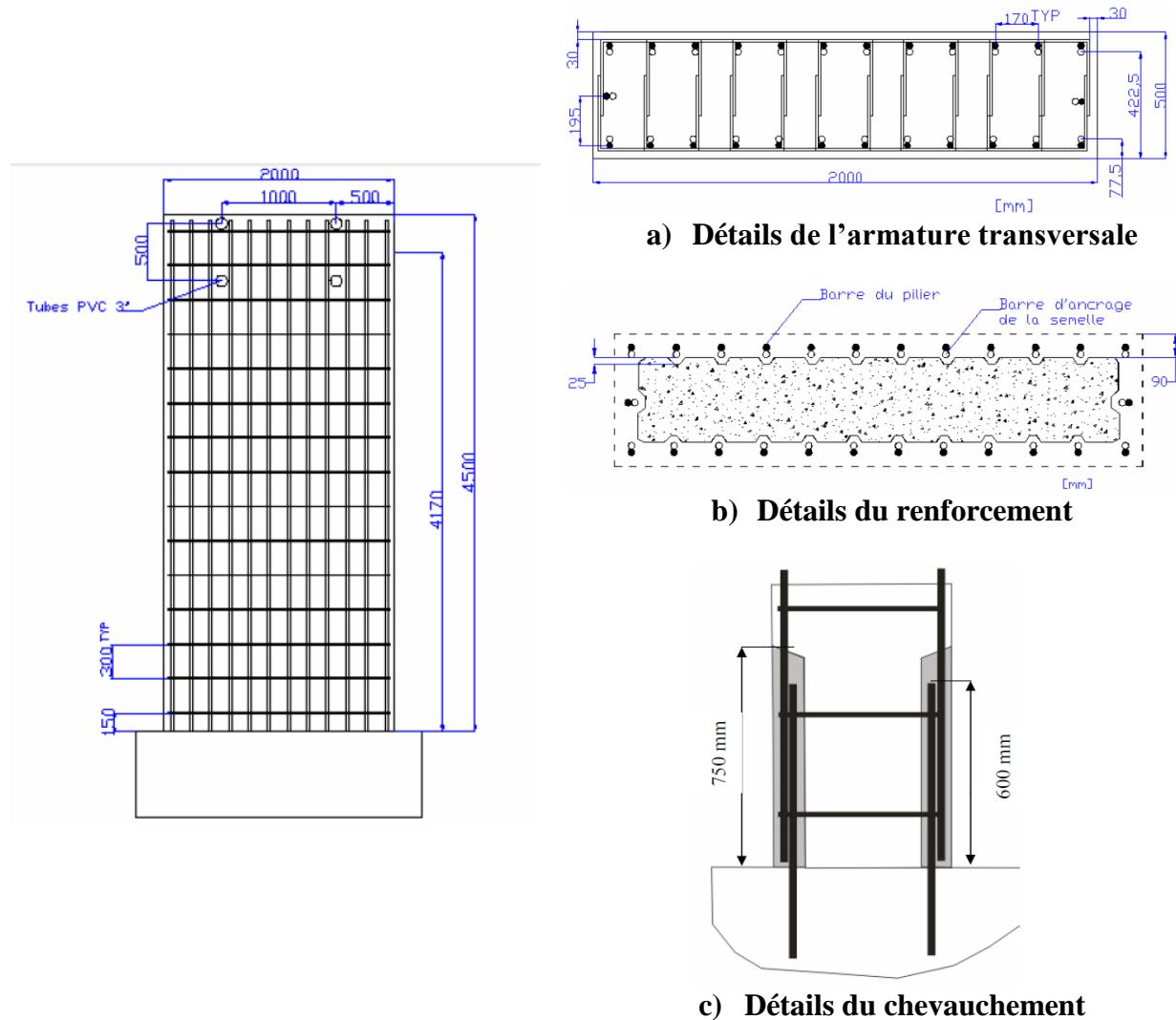


Figure 4.27 : Détails de fabrication du spécimen P2 (tirée de Boucher-Proulx (2008))

4.7.2 Présentation sommaire des résultats expérimentaux

Les essais ont permis d'obtenir les courbes charge-déplacement de chacune des piles (P1 : non-renforcée, P2 : renforcée). Pour la pile non-renforcée P1 (non modélisée), la rupture était évidente à environ $\mu=1,5$ ou à environ 80 mm de déplacement horizontal. La pile présentait de nombreuses fissures de fendage signes d'une rupture par perte d'ancrage des barres chevauchées. Pour la pile P2, des limitations engendrées par le montage expérimental ont empêché d'obtenir une rupture nette. En effet, la course des vérins ne permettait pas à la pile d'atteindre des niveaux de ductilité en déplacement supérieurs à 4.5. Un gain net en ductilité a tout de même été constaté suite à la réhabilitation de la pile. Entre autre, la figure 4.30 montre le comportement cyclique des deux spécimens lors des essais. Le premier s'est endommagé de façon importante à de faibles niveaux de ductilité en déplacement. D'importantes fissures de fendage ont d'ailleurs très tôt été observées. L'effet de pincement de la courbe présentée à la figure 4.30 a) est attribuable à la perte de rigidité latérale de la pile à mesure que les cycles de chargement étaient cumulés. Le deuxième spécimen s'est distingué par une grande ductilité et l'absence d'endommagement du béton. La figure 4.30 b) montre la capacité de la pile à conserver sa rigidité latérale à des niveaux de ductilité en déplacement élevés.

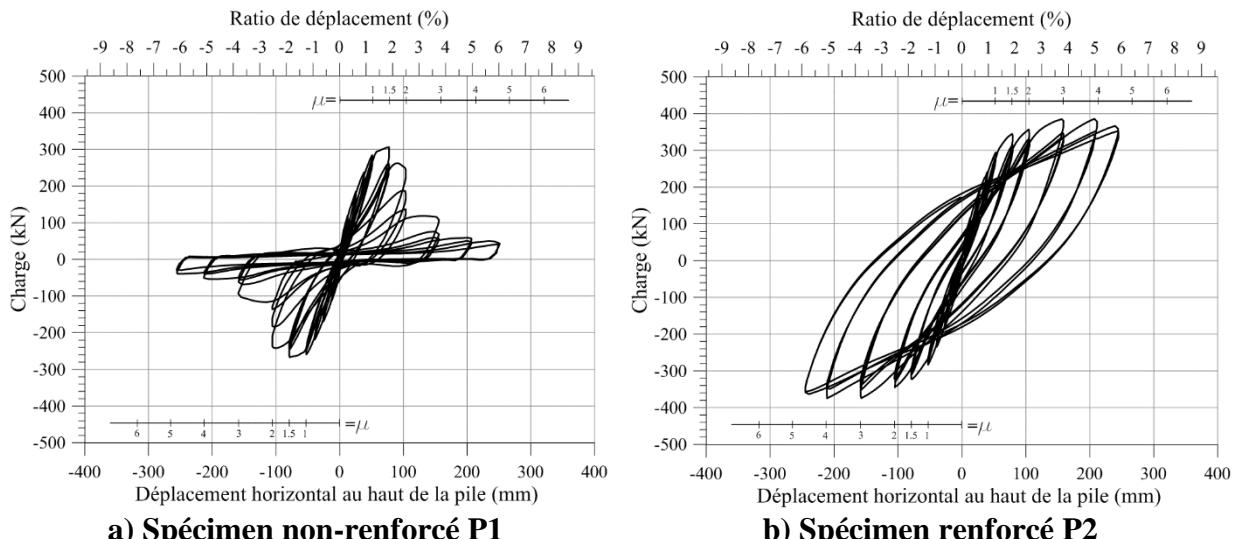


Figure 4.28 : Courbes charge-déplacement obtenues suite aux essais cycliques quasi-statiques sur les spécimens P1 et P2

4.7.3 Modélisation numérique

4.7.3.1 Considérations de modélisation

Le modèle numérique adopté pour cette pile est fortement inspiré de ceux précédemment développés pour les piles S5 et S6 (section 4.3.1). Les dimensions générales et la disposition de l'armature (Figure 4.29) ont été ajustées pour respecter les plans disponibles (Figure 4.27). Les conditions de retenue ont été sensiblement modifiées pour prendre en compte le fait que la semelle était ancrée différemment à la dalle du laboratoire (surface rouge sur la Figure 4.30).

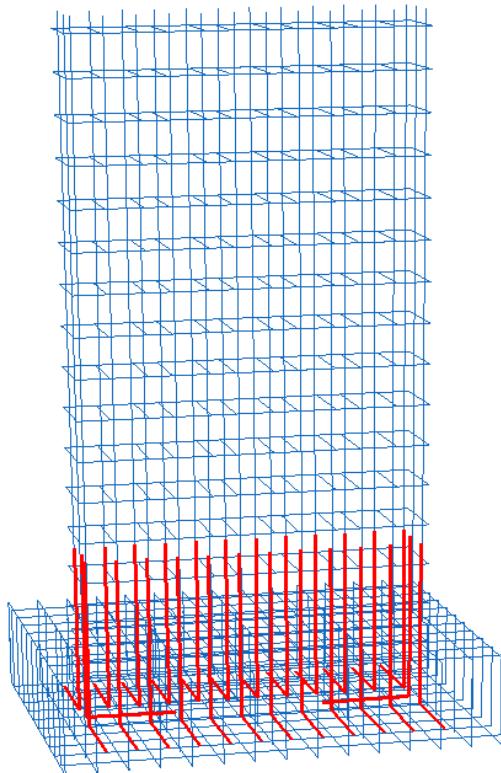


Figure 4.29 : Armature de la pile P2 modélisée par des éléments de treillis

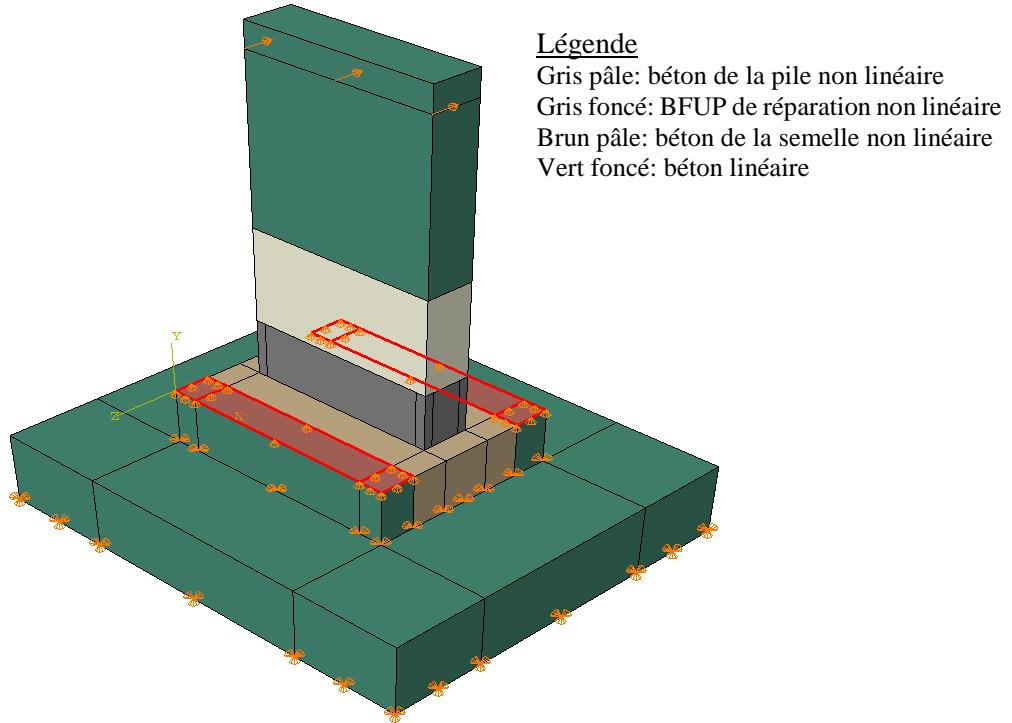


Figure 4.30 : Conditions de retenue, chargement horizontal selon l'axe faible et matériaux adoptés

4.7.3.2 Matériaux

La pile P2 a été fabriquée selon une procédure semblable à celle décrite à la section 3.2.2. Deux coulées ont été nécessaires pour mettre en place le béton des semelles et le béton des piles. Une dernière coulée a permis de mettre en place le BFUP de réparation.

4.7.3.2.1 Béton ordinaire

Les propriétés mécaniques en compression et en traction du béton employé pour la construction des spécimens sont présentées à la Figure 4.31.

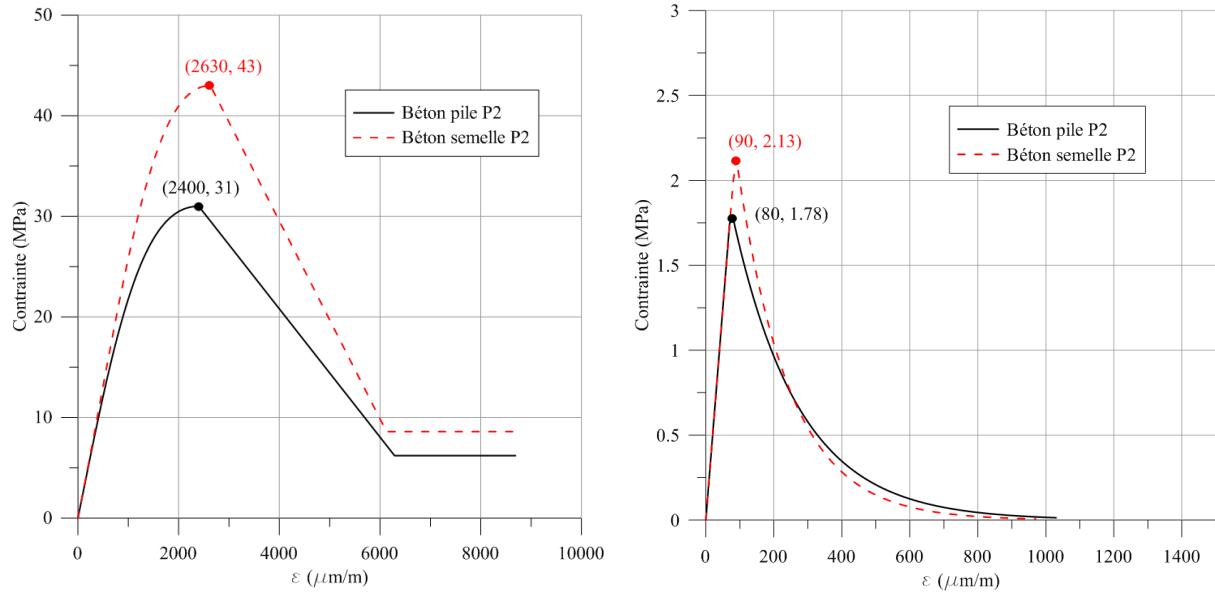


Figure 4.31 : Courbes de comportement du béton de la pile P2

4.7.3.2.2 BFUP

Les propriétés en compression du BFUP sont présentées à la Figure 4.32. Les propriétés en traction du BFUP ont été estimées égales à celles de la pile S5 (Figure 4.6), puisqu'aucun essai de caractérisation en traction directe n'a été effectué sur des échantillons en forme d'os pour cette coulée. Il s'agit d'une hypothèse valable, puisque la formulation du BFUP employée était presque identique pour les deux projets de recherche.

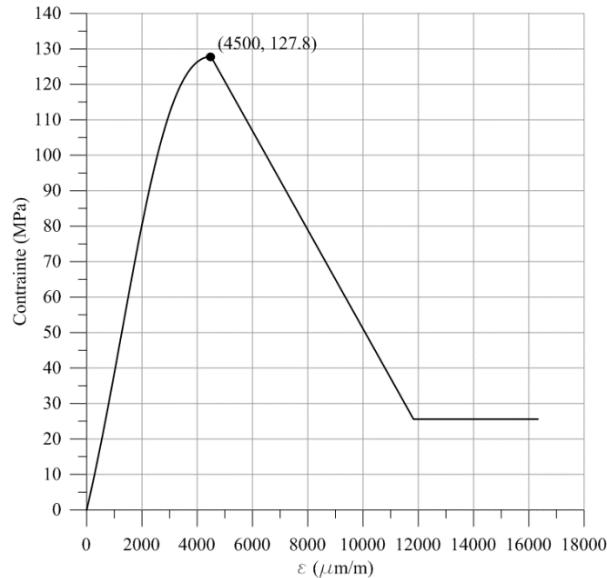


Figure 4.32 : Courbe de comportement en compression du BFUP de la pile P2

4.7.3.2.3 Acier

Avec les données disponibles, la courbe de comportement pour les barres 25M chevauchées a été établie et est présentée à la Figure 4.33. Le plateau plastique y est représenté ainsi que la phase d'écrouissage.

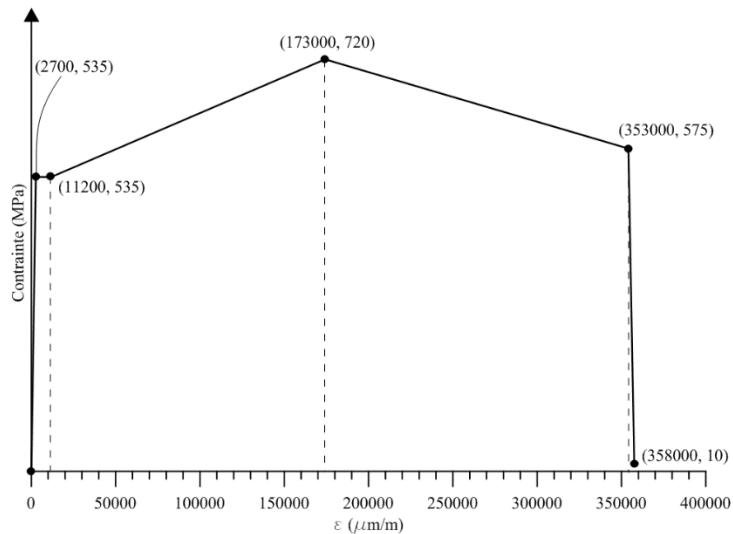


Figure 4.33 : Courbe de comportement de l'acier des barres 25M ancrées à la semelle de la pile P2 adoptée pour les modélisations par éléments finis

4.7.3.3 Résultats

La figure suivante montre la superposition de la courbe de la poussée statique du modèle numérique à celle des résultats expérimentaux. La correspondance est très bonne et, comme mentionné précédemment, il peut être observé numériquement que la pile n'avait pas atteint la rupture lors de l'arrêt de l'essai au laboratoire. En effet, le modèle numérique prédit une rupture aux environs d'un niveau de ductilité de $\mu=6$ et non à $\mu=4.5$ comme lors de l'arrêt de l'essai au laboratoire. L'observation de l'évolution de la contrainte axiale (S11) dans l'armature au niveau de l'interface semelle-colonne, caractérisée par une augmentation constante puis par une chute soudaine au fil de la poussée statique, indique que la rupture a été initiée par la rupture des barres en traction ancrées à la semelle.

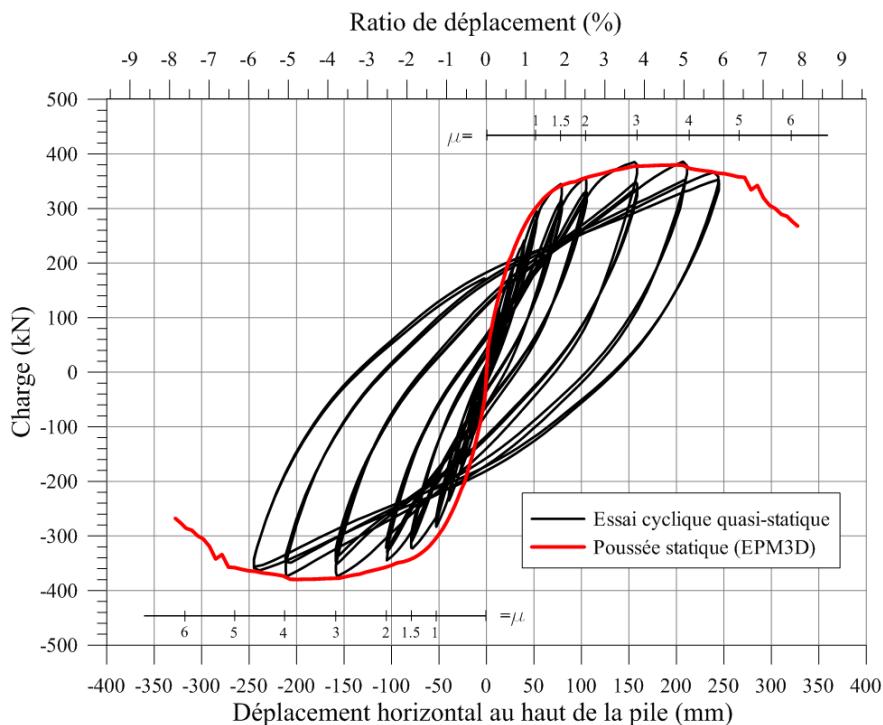


Figure 4.34 : Enveloppe charge-déplacement obtenue par la poussée statique 3D sur la pile P2

4.8 Modélisation des piles S1 à S4 (projet de Marc-André Dagenais)

Les piles S1 à S4 d'un projet de recherche antérieur ont été modélisées et analysées à l'aide d'EPM3D. Le but était de reproduire les courbes charge-déplacement obtenues au laboratoire.

4.8.1 Description des spécimens

Ces piles faisaient 1200 mm par 600 mm. Elles étaient soumises à une charge axiale de 1500 kN et le chargement horizontal se faisait selon leur axe faible à 3675 mm à partir du dessus de la semelle ($H/D=3675/600=6.1$). La différence principale entre les quatre piles était le type de barres employées pour le chevauchement. Des barres 25M, 30M, 35M et 45M ont été utilisées pour les spécimens S1, S2, S3 et S4 respectivement. Le pourcentage d'armature longitudinale demeurait équivalent d'une pile à l'autre, variant de 1.52 à 1.67%. L'armature transversale a été conçue pour que la résistance au cisaillement ne soit pas limitante. Tous les étriers étaient munis de crochets sismiques à 135 degrés. Toutes les piles ont été renforcées sur leurs deux longues faces seulement et sur une hauteur correspondant à 24 d_b . La profondeur de réparation était 1 d_b derrière les barres chevauchées.

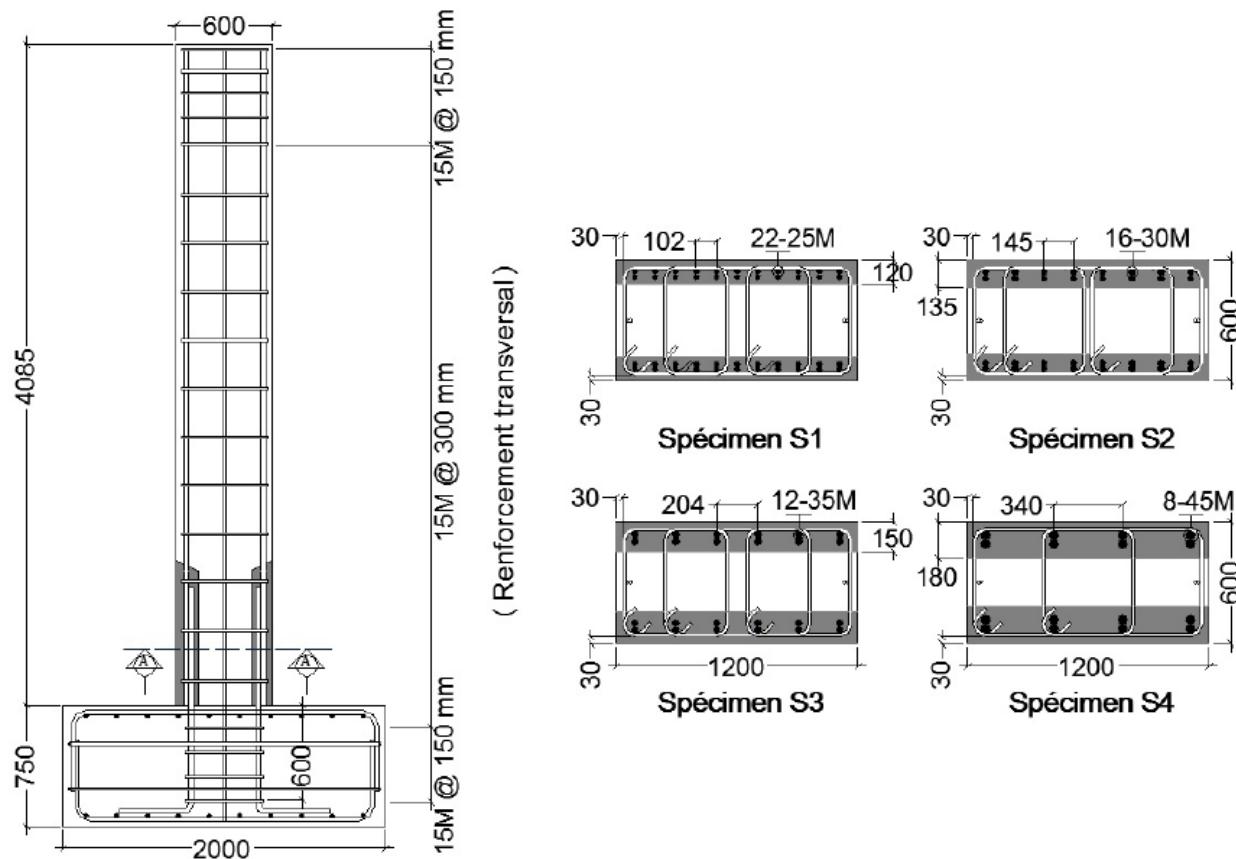


Figure 4.35 : Détails de fabrication des spécimens S1 à S4 (tirée de (Massicotte, Dagenais, et al. (2014)))

4.8.2 Présentation sommaire des résultats expérimentaux

Les spécimens S1 à S4 ont présenté un comportement similaire lors des essais quasi-statiques. Les niveaux de ductilité atteints tournaient tous autour de $\mu=8$ et les ratios de déplacement autour de 8%. L'endommagement se concentrat à l'interface semelle-colonne et la rupture, dans tous les cas, a été initiée par la rupture des barres ancrées à la semelle. Il a été établi que la grosseur des barres chevauchées n'affectait pas la qualité du renforcement dans la mesure où les barres se chevauchaient sur $24 d_b$ et que la réparation s'étendait jusqu'à $1 d_b$ derrière ces barres. La Figure 4.36 présente les courbes de comportement des quatre spécimens.

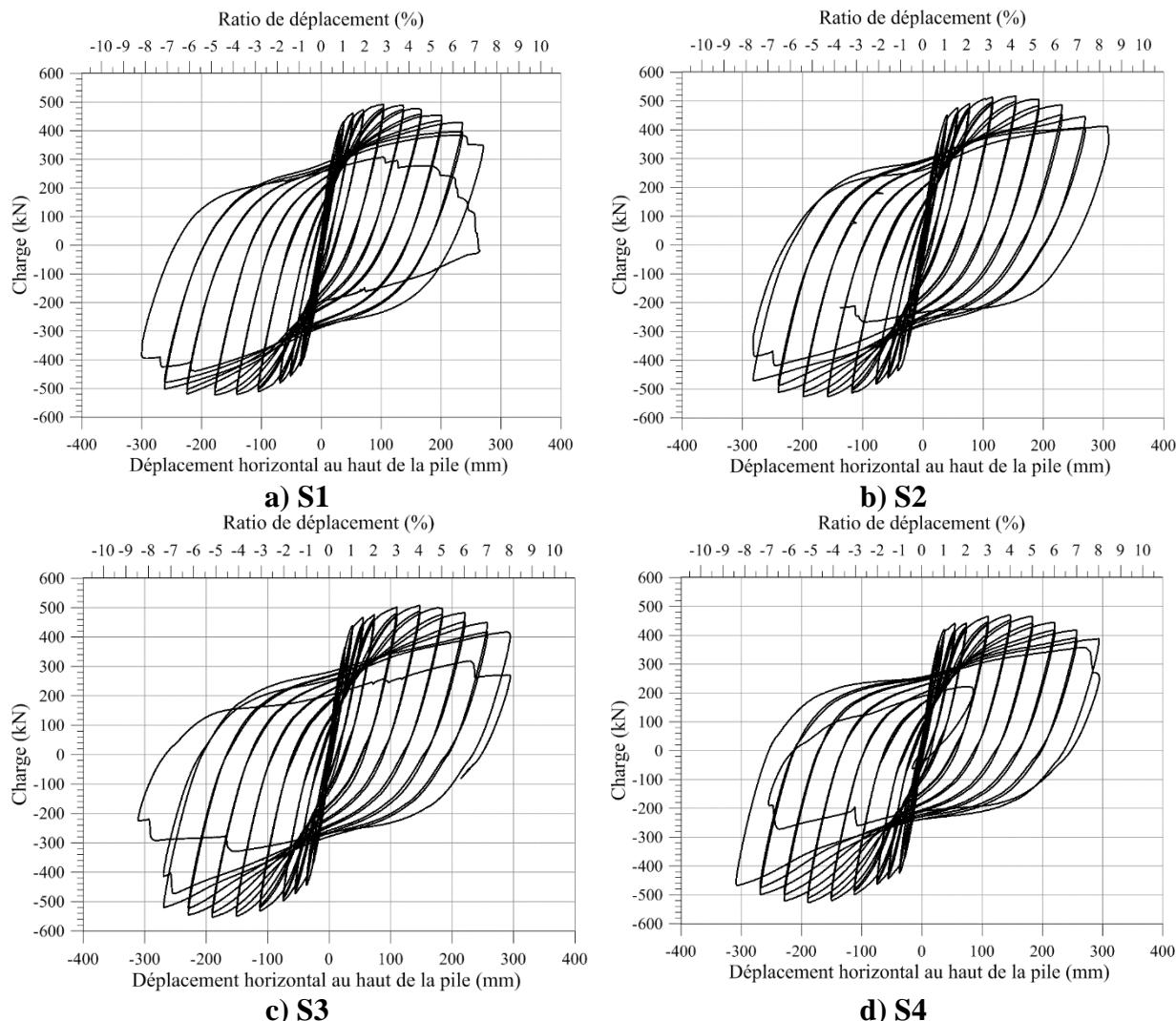


Figure 4.36 : Courbes charge-déplacement obtenues des essais quasi-statiques au laboratoire sur les spécimens S1 à S4

4.8.3 Modélisation numérique

4.8.3.1 Considérations de modélisation

Les modèles développés pour les piles S5 et S6 (section 4.3.1) ont servis de base pour l'établissement des modèles des piles S1 à S4. Les conditions de retenue sont les mêmes (Figure 4.37), mais les dimensions générales ainsi que la disposition de l'armature ont dû être ajustées selon les plans de fabrication propres de ces piles (Figure 4.35).

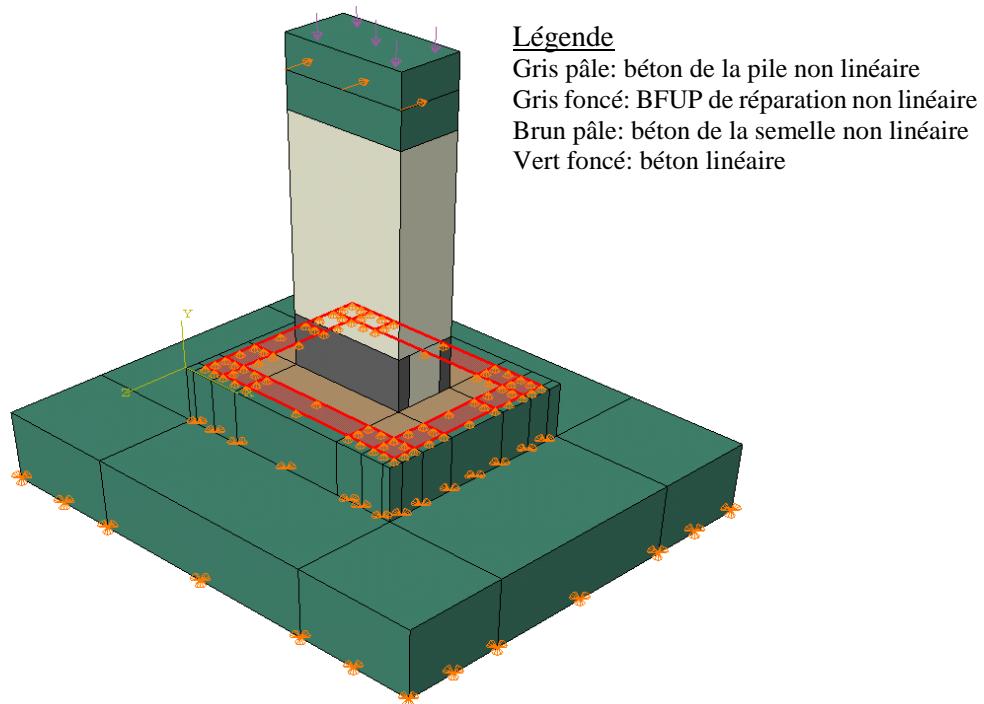


Figure 4.37 : Conditions de retenue et chargement horizontal selon l'axe faible

La Figure 4.38 montre l'armature des piles et la Figure 4.39 montre le maillage adopté ainsi que l'attribution des matériaux aux différentes zones pour chacun des modèles.

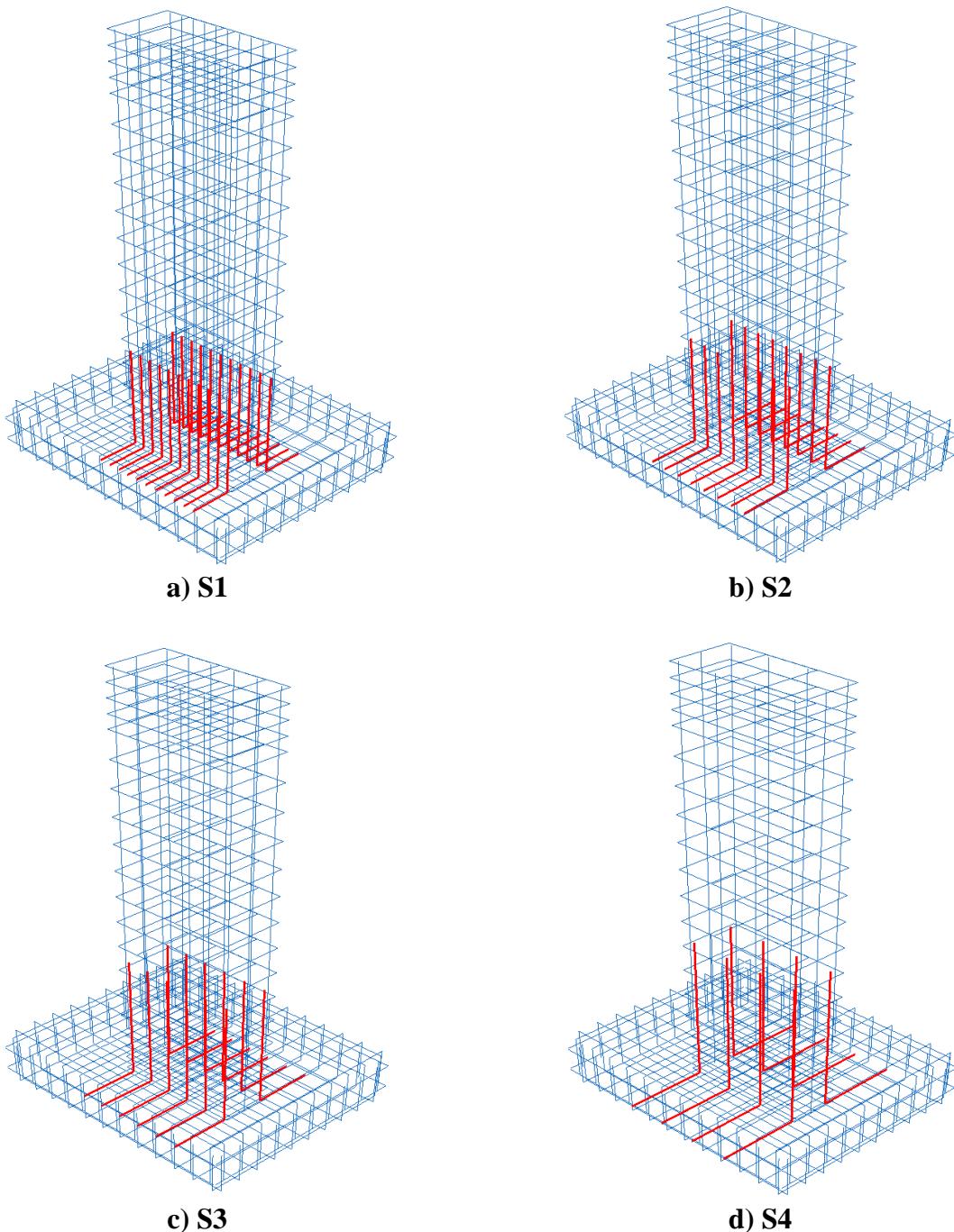


Figure 4.38 : Armature des piles S1 à S4 modélisée par des éléments finis de type treillis

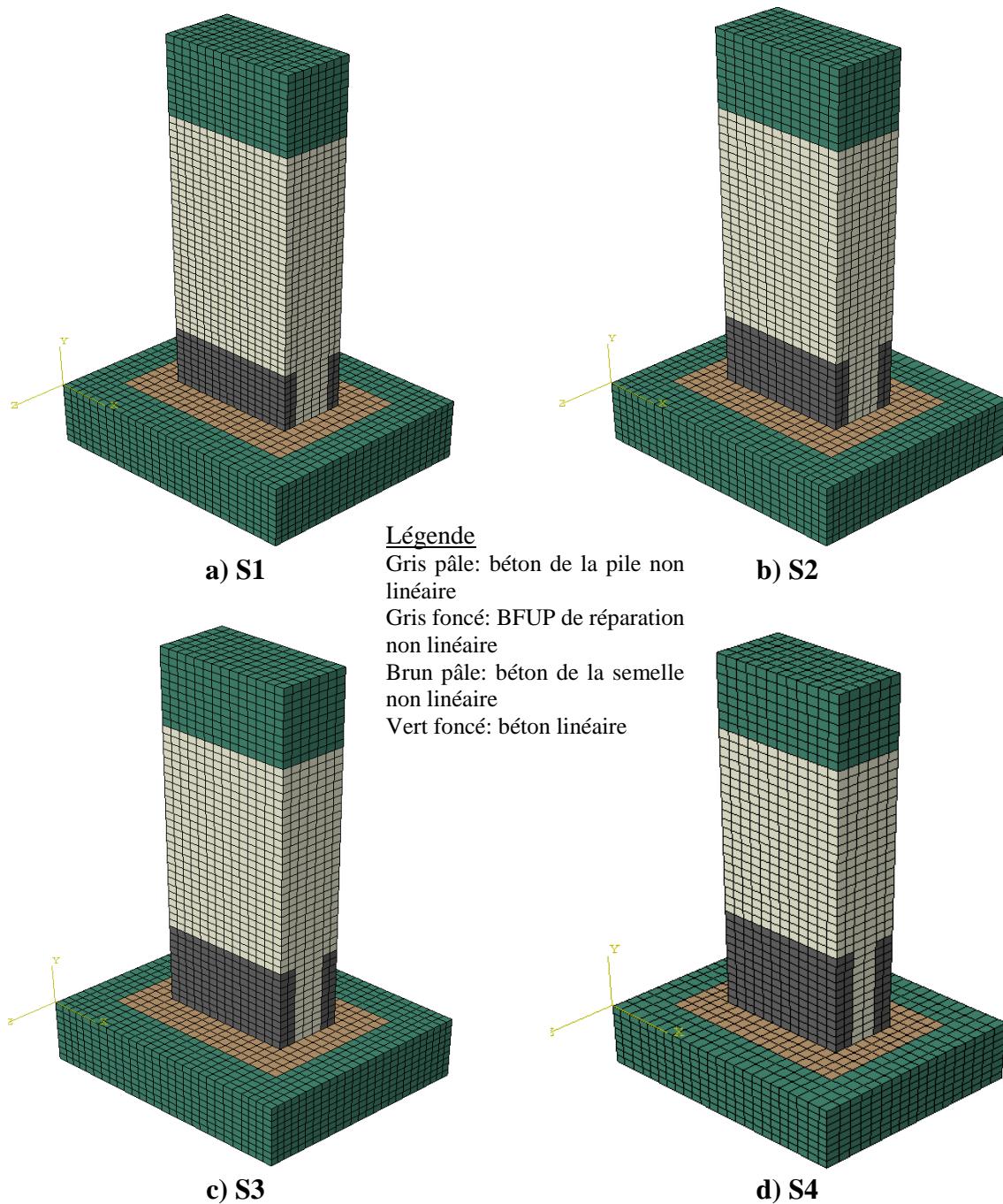


Figure 4.39 : Maillage et matériaux adoptés pour les piles S1 à S4

4.8.3.2 Matériaux

Ces piles S1 à S4 ont été fabriquées selon une procédure semblable à celle décrite à la section 3.2.2. Deux coulées ont été nécessaires pour mettre en place le béton des semelles et le béton des colonnes. Une dernière coulée a permis de mettre en place le BFUP de réparation.

4.8.3.2.1 Béton ordinaire et BFUP

Les propriétés mécaniques en compression du béton ordinaire et du BFUP des quatre spécimens sont présentées au Tableau 4.3. Ces propriétés ont été attribuées, dans EPM3D, aux différentes zones montrées à la Figure 4.39. Pour fin de simplicité et par similitude, le comportement du BFUP en traction des piles S1 et S2 a été posé égale à celui de la pile S5 (Figure 4.6), alors le comportement du BFUP en traction des piles S3 et S4 a été posé égale à celui de la pile S6 (Figure 4.14).

Tableau 4.3 : Propriétés mécaniques en compression des bétons ayant servi à la fabrication des piles S1 à S4

Identification du spécimen	f'_c (MPa)	E_c (MPa)
	Jour de l'essai	Jour de l'essai
Béton de la pile		
S1	41	32200
S2	30	30200
S3	32	28200
S4	40	33100
Béton de la semelle		
S1	53	41100
S2	47	39800
S3	39	35600
S4	42	33300
BFUP de réparation		
S1	121	35600
S2	125	34800
S3	97	31000
S4	93	32300

4.8.3.2.2 Acier

Les barres d'armature utilisées pour la fabrication de ces spécimens provenaient toutes du même lot. Leurs propriétés mécaniques étaient donc assez similaires. Celles-ci ont été déterminées par des essais de traction axiale au laboratoire sur des échantillons de barres usinées. Les courbes de comportement adoptées ont toutes été constituées de sept points avec interpolation linéaire entre ceux-ci (Figure 4.40). Cette simplification des courbes permettait l'exécution des calculs plus rapidement tout en conservant le plateau plastique et l'écrouissage de l'acier. Ces courbes de comportement ont également été adoptées pour l'armature longitudinale de la pile étant donné l'absence de données. Des propriétés quelconques ont été attribuées au restant de l'armature de la pile, puisque leur comportement demeurait élastique tout au long des poussées statiques.

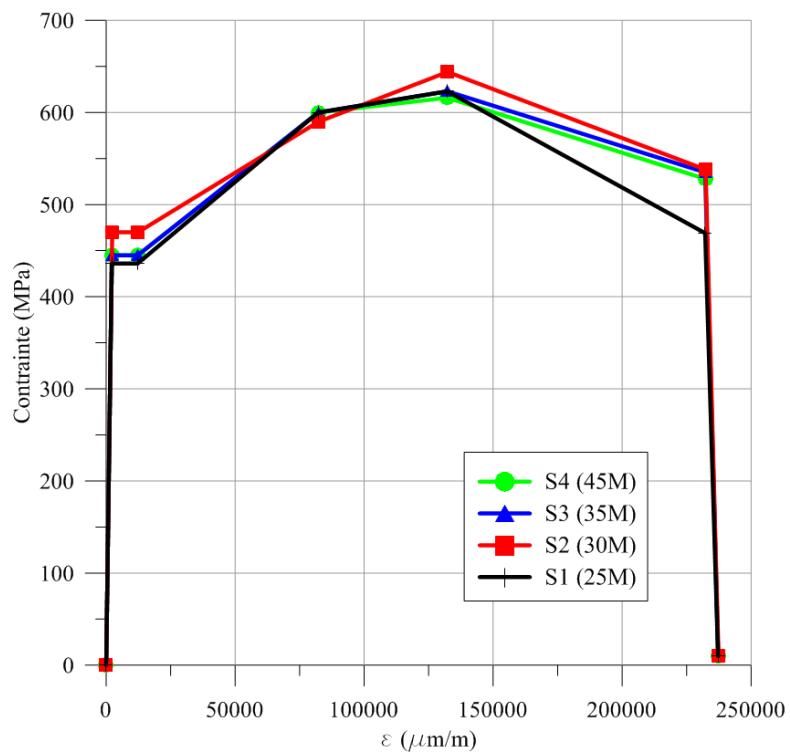


Figure 4.40 : Courbes de comportement de l'acier adoptées pour les modélisations par éléments finis de l'armature des piles S1 à S4

4.8.3.3 Résultats

Les enveloppes des poussées statiques sont présentées aux figures suivantes. L'allure globale de ces enveloppes concorde bien avec les résultats des essais au laboratoire. Les courbes sont interrompues lorsque les ratios d'énergies dépassaient 5%. Dans tous les cas, l'observation de l'évolution de la contrainte axiale (S11) dans l'armature au niveau de l'interface semelle-colonne, caractérisée par une augmentation constante puis par une chute soudaine au fil de la poussée statique, indique que la rupture a été initiée par la rupture des barres en traction ancrées à la semelle. Les résultats des poussées statiques mettent en relief une certaine asymétrie dans les résultats des essais au laboratoire, puisque pour les piles S1, S3 et S4, les charges atteintes étaient plus grandes lorsque le déplacement horizontal au haut des piles était négatif. Pour leur part, les enveloppes des poussées statiques sont parfaitement symétriques; les données ayant simplement été inversées pour une poussée inverse.

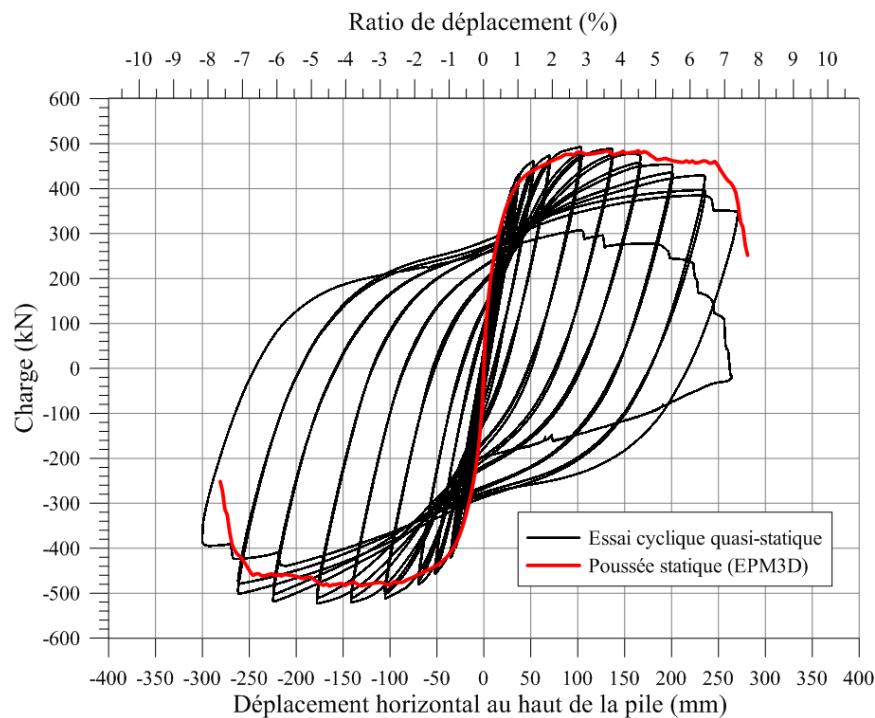


Figure 4.41 : Enveloppe charge-déplacement obtenue par la poussée statique 3D sur le modèle de la pile S1

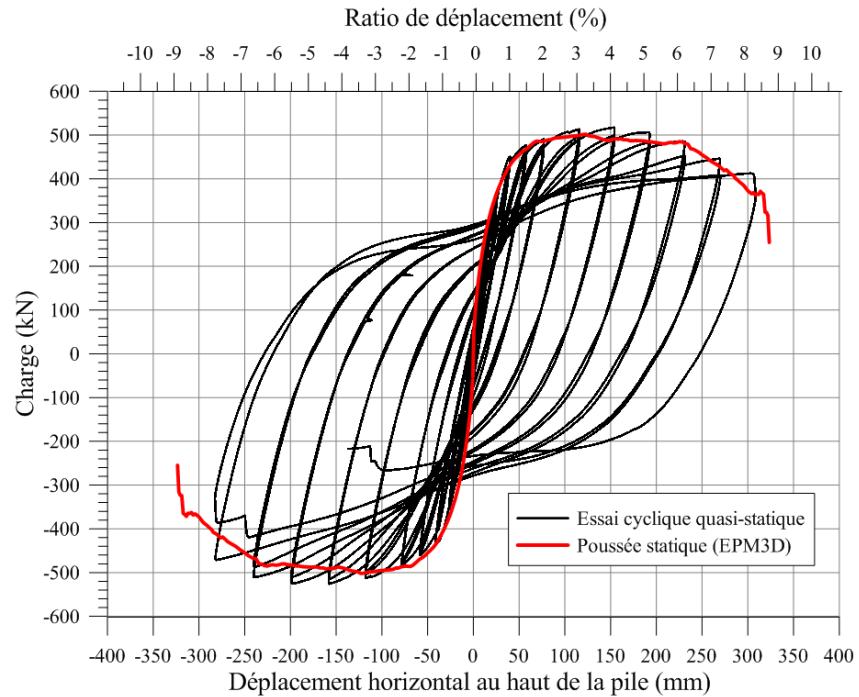


Figure 4.42 : Enveloppe charge-déplacement obtenue par la poussée statique 3D sur le modèle de la pile S2

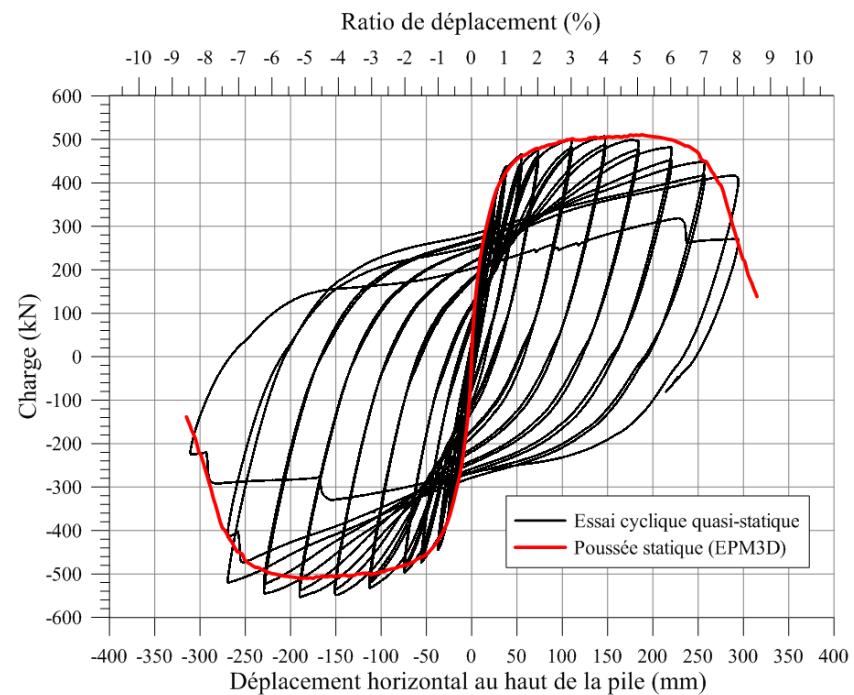


Figure 4.43 : Enveloppe charge-déplacement obtenue par la poussée statique 3D sur le modèle de la pile S3

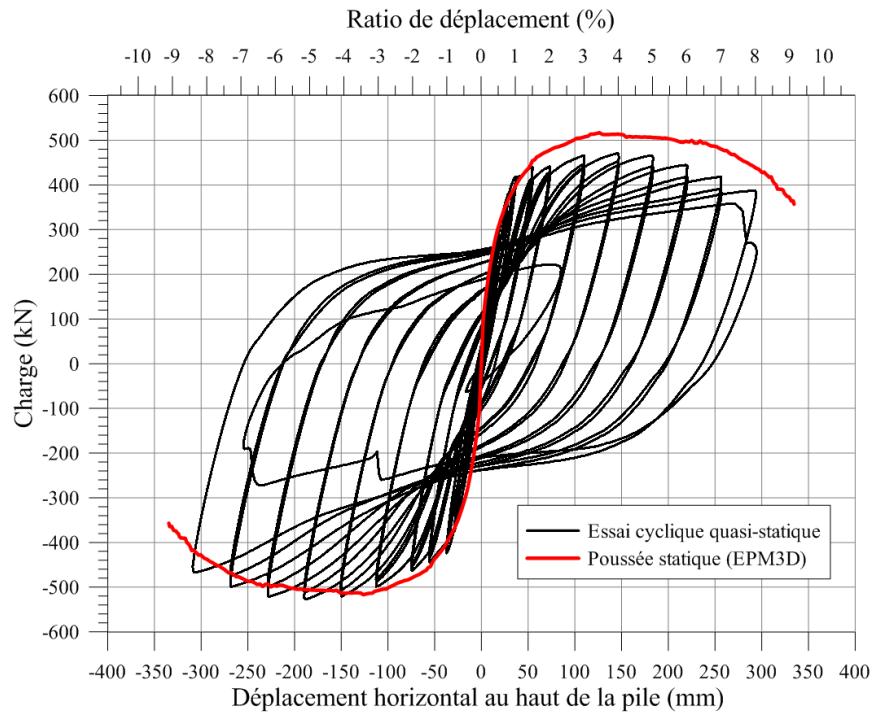


Figure 4.44 : Enveloppe charge-déplacement obtenue par la poussée statique 3D sur le modèle de la pile S4

4.8.4 Évaluation de la longueur de la rotule plastique

L’objectif de cette section est de comparer les longueurs des rotules plastiques obtenues avec les modèles numériques décrits précédemment à celles calculées dans le cadre des études de Dagenais (2014). Il s’agit donc d’un complément à ces études qui présentent d’ailleurs une revue détaillée du concept de rotule plastique.

4.8.4.1 Sommaire des études de Dagenais (2014)

Ces études ont conduit à des évaluations expérimentales et analytiques de la longueur de la rotule plastique pour les quatre spécimens testés. Le Tableau 4.4 présente les longueurs des rotules plastiques calculées par l’auteur pour les spécimens S1 à S4 avec les données expérimentales qu’il a obtenues au laboratoire lors de ses essais cycliques quasi-statiques. Il faut noter cependant que pour ses calculs, la courbure à l’ultime a été évaluée avec une analyse numérique à cause de

limitations instrumentales lors des essais. L'auteur a retenu comme valeur de L_p la moyenne (L_{pmoy}) des valeurs des deux directions de chargement (L_{ppos} et $L_{pnég}$).

**Tableau 4.4 : Longueurs des rotules plastiques calculées avec les données expérimentales
(tiré de Dagenais (2014))**

	$L_{ppos.}$ (mm)	$L_{pnég.}$ (mm)	$L_{pmoy.}$ (mm)
S1	482	307	394
S2	464	464	464
S3	636	370	503
S4	973	604	789

Pour son évaluation analytique des longueurs des rotules plastiques, l'auteur a employé les équations suivantes:

$$L_p = 0.022f_y d_b \quad (4.2)$$

$$L_p = 0.044f_y d_b \quad (4.3)$$

$$L_p = 0.022f_s d_b \quad (4.4)$$

où L_p est la longueur de la rotule plastique, f_y et f_s sont respectivement la contrainte de plastification et la contrainte réelle de l'acier des barres ancrées à la semelle et d_b est le diamètre de ces barres.

L'équation (4.2) représente une borne inférieure qui suppose une rotule plastique qui se situe entièrement dans la semelle. L'équation (4.3) représente une borne supérieure qui suppose que la rotule plastique s'étend également de part et d'autre de l'interface semelle-colonne. L'auteur avançait que la rotule plastique se développait principalement dans la semelle avec une certaine pénétration dans le BFUP de la colonne ce qui l'a amené à considérer l'équation (4.4) qui se situe entre les deux bornes. Il faut noter que ces équations ont été développées principalement à partir d'essais sur des spécimens avec des barres de 25 mm de diamètre et moins. Il faut donc être vigilant

dans l'interprétation des résultats. Le Tableau 4.5 présente les longueurs obtenues avec l'équation (4.4).

Tableau 4.5 : Longueurs des rotules plastiques calculées avec l'équation (4.4) (tiré de Dagenais (2014))

	$L_{ppos.}$ (mm)	$L_{pnég.}$ (mm)	$L_{pmoy.}$ (mm)
S1	318	341	330
S2	413	408	410
S3	438	464	451
S4	526	573	550

4.8.4.2 Longueurs des rotules plastiques avec les modèles numériques

À l'aide des modèles numériques des spécimens développés aux sections précédentes, il est possible de vérifier les longueurs des rotules plastiques en adoptant l'hypothèse qu'elles correspondent à la longueur sur laquelle la plasticité s'étend sur les barres d'armature ancrées à la semelle. Ainsi, les modèles EPM3D ont permis de vérifier la longueur sur laquelle les armatures se déforment au-delà de leur limite élastique. Pour chaque spécimen, selon la contrainte de plastification de l'armature (Figure 4.40), la moyenne des longueurs maximales plastifiées des barres déformées a été retenue pour ainsi avoir la longueur de la rotule plastique L_p (Figure 4.45). Il est également possible, avec les modèles numériques, de diviser cette longueur en deux, soit une longueur qui s'étend dans la semelle (sous l'interface semelle-colonne) (L_{ps}) et l'autre dans la colonne (au-dessus de l'interface, incluant l'ouverture) (L_{pc}) (Tableau 4.6).

La Figure 4.46 présente sous un même graphique les longueurs des rotules plastiques selon les évaluations expérimentales et analytiques (équations (4.2), (4.3) et (4.4)) de Dagenais (2014) ainsi que les résultats des modèles numériques.

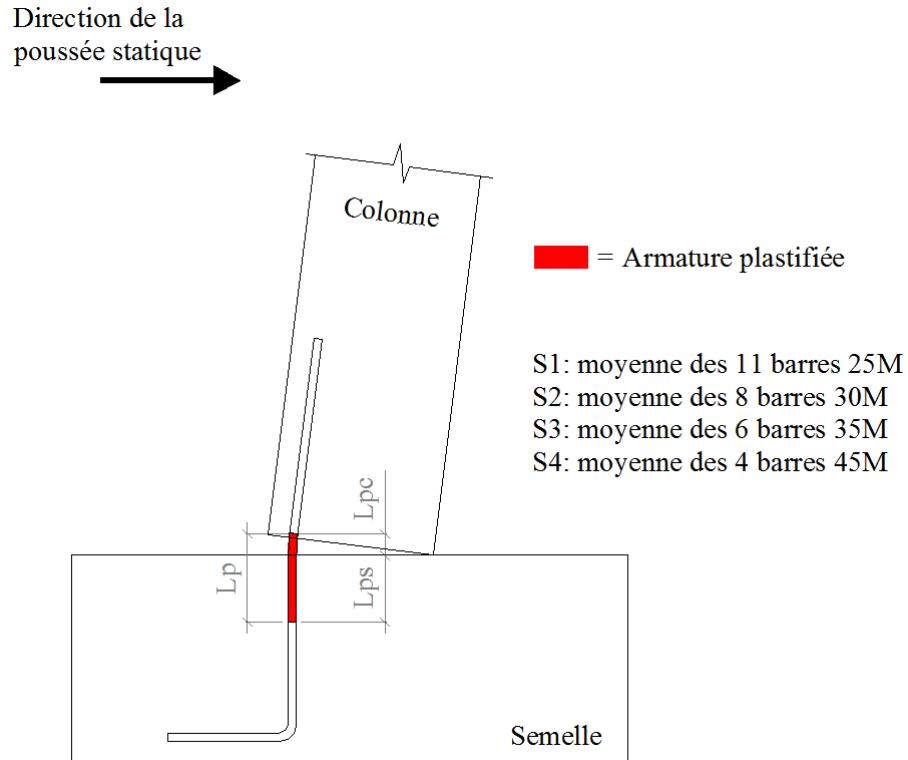


Figure 4.45 : Définition des paramètres pour déterminer la longueur de la rotule plastique avec les modèles EPM3D

Tableau 4.6 : Longueurs des rotules plastiques obtenues avec les modèles EPM3D

	Longueurs des rotules plastiques dans la colonne L_{pc} (mm)	Longueurs des rotules plastiques dans la semelle L_{ps} (mm)	Longueurs des rotules plastiques totales L_p (mm)
S1	19	284	303
S2	23	273	296
S3	26	256	282
S4	30	275	305

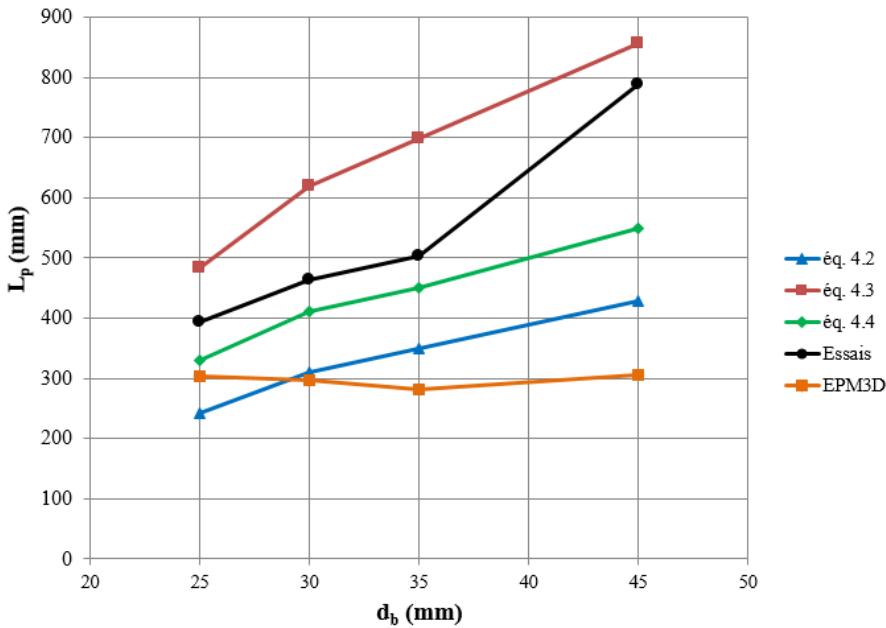


Figure 4.46 : Longueurs des rotules plastiques (L_p) selon le diamètre des barres d’ancrage à la semelle

4.8.4.3 Discussion

L’observation de la Figure 4.46 indique que les longueurs des rotules plastiques des modèles numériques constituent une borne inférieure pour toutes les grosseurs de barres sauf le spécimen avec des barres de 25M pour lequel l’équation (4.2) suggère une valeur plus faible. Les valeurs prédites numériquement varient peu en fonction du diamètre des barres ancrées à la semelle. Deux hypothèses peuvent être avancées qui pourraient expliquer cette stabilité et le fait qu’il s’agisse de valeurs constituant une borne inférieure. D’abord, EPM3D ne prend pas en compte l’endommagement de fendage autour des barres d’armature comme il l’a été mentionné dans les sections précédentes. Normalement, plus le diamètre d’une barre est grand, plus le champ de tension radial dans le béton autour sera important et plus l’endommagement deviendra important ce qui engendrera une plus grande longueur plastifiée de l’armature. Ensuite, les modèles numériques n’incluent pas l’endommagement supplémentaire apporté par les crénélures des barres d’armature (voir section 2.2.1), puisqu’elles ont été modélisées avec des éléments de treillis simples. Ces deux hypothèses et l’observation de la Figure 4.46 permettent d’avancer que plus le diamètre des barres sera petit (25 mm et moins), plus le modèle numérique se rapprochera des

valeurs expérimentales et analytiques. Des travaux sont présentement en cours par l'étudiant au doctorat Fabien Lagier concernant la prise en compte de l'endommagement apporté par les crénelures de l'armature. Bref, comme le pourcentage d'armature varie peu d'un spécimen à l'autre (1.52 à 1.67%) et qu'EPM3D ne prend pas en compte l'endommagement par fendage et l'endommagement supplémentaire apporté par les crénelures, les longueurs des rotules plastiques varient peu d'un modèle à l'autre et sont inférieures aux valeurs expérimentales et analytiques.

Les modèles numériques permettent cependant de confirmer que le renforcement par chemisage en BFUP abaisse la longueur des rotules plastiques, puisqu'il est observé qu'elles se forment en grande partie dans la semelle des spécimens. En effet, les longueurs L_{pc} sont minimes par rapport aux longueurs L_{ps} . Cette longueur L_{pc} est d'avantage représentée par la plastification de l'armature à l'interface semelle-colonne que par la plastification de l'armature dans le BFUP.

CHAPITRE 5 CONCLUSIONS

5.1 Rappel des objectifs

Le projet visait à procurer des résultats expérimentaux concernant l'efficacité de la méthode de renforcement sur des piles de pont rectangulaires chargées selon leur axe fort et possédant un rapport hauteur sur largeur faible ($H/D=2.23$). L'effet des défauts de conception de l'armature transversale sur la performance de la méthode voulait être observé.

Le projet visait aussi à reproduire numériquement le comportement des deux piles à l'aide du logiciel EPM3D développé à Polytechnique. Des modèles d'éléments finis voulaient aussi être faits pour reproduire le comportement de piles de projets de recherche antérieurs à Polytechnique. Éventuellement, avec le développement de modèles numériques, la conception de renforcements de piles sans essais préliminaires en laboratoire pourrait être envisageable.

5.2 Essais sur piles

Le comportement de deux spécimens de piles de ponts rectangulaires avec renforcement des joints de chevauchement par chemisage en BFUP a été évalué. La pile S5 possédait un niveau de détail des armatures transversales adéquat, alors que la pile S6 ne possédait ni d'étriers refermés avec crochets sismiques à 135 degrés, ni d'étriers intermédiaires assurant la retenue des barres longitudinales et le bon confinement du noyau de béton. Les piles ont été soumises à un effort axial constant représentant le poids du tablier d'un pont et ont été chargées de façon cyclique selon leur axe fort.

Les résultats du programme expérimental ont mené aux conclusions suivantes.

1. La rupture des deux spécimens a été causée par le sectionnement des barres longitudinales ancrées dans la semelle. La rupture a été progressive et ductile.

2. Aucun signe de flambement de l'armature longitudinale et de manque de confinement du béton n'a été observé, malgré les variantes dans la composition de l'armature transversale des deux piles.
3. Il n'y a eu aucun écaillage du béton et l'intégrité de la colonne a été préservée tout au long de l'essai.
4. La majorité des dommages était concentrée à l'interface entre la colonne et la semelle où se trouvait une ouverture principale.
5. Les deux piles (S5 et S6) renforcées par la méthode proposée ont été en mesure de résister à un total de 29 et 27 cycles respectivement atteignant ainsi un niveau de ductilité en déplacement équivalent à $9\Delta_y$ et $8\Delta_y$ ce qui est nettement supérieur à l'exigence actuelle de $2\Delta_y$ de la norme S6-06 pour les piles-murs.
6. L'énergie dissipée était semblable pour les deux piles.
7. La dégradation de la rigidité latérale et l'évolution du rapport d'amortissement équivalent ont indiqué que les piles se sont comportées comme des éléments en béton armé continu (sans joints de chevauchement).
8. L'endommagement et la déformation en cisaillement sont demeurés minimes tout au long des essais, malgré la présence d'un important effort tranchant.
9. Malgré les propriétés mécaniques moins favorables des barres d'armature (f_y et f_u plus faibles) et du BFUP (résistance en traction plus faible) de la pile S6, l'efficacité de la méthode de réparation est demeurée stable et hautement au-dessus des exigences de conception sismique actuelles.

5.3 Modélisations numériques

Des modélisations numériques utilisant EPM3D ont été effectuées afin de reproduire l'enveloppe de la courbe charge-déplacement des piles S5 et S6 soumises à un chargement cyclique quasi-statique selon leur axe fort.

Ces modélisations ont mené aux conclusions suivantes.

1. L'enveloppe des courbes charge-déplacement a pu être reproduite pour les deux piles avec les modèles numériques.
2. L'absence de fissuration majeure dans le BFUP a été confirmée.
3. Les paramètres mécaniques de l'acier des barres ancrées à la semelle étaient les données affectant le plus la qualité des résultats des analyses, il faut donc avoir en main des données fiables sur ces paramètres avant d'entreprendre les modélisations.
4. En plus des propriétés des barres ancrées aux semelles, celles des barres longitudinales de la pile étaient aussi importantes à connaître, car la rotule plastique pouvait s'élever au-dessus de la zone renforcée advenant que ces barres étaient plus faible que celles ancrées à la semelle, ceci affectant évidemment l'endommagement et le mode de rupture.
5. La comparaison entre les modèles numériques avec et sans renforcement a permis d'établir que le gain en ductilité en déplacement apporté par le renforcement en BFUP était de l'ordre de 400%.

Le comportement des piles S5 et S6 lorsque chargées selon leur axe faible a été vérifié de façon numérique. Ces modélisations ont mené aux conclusions suivantes :

1. Le renforcement en BFUP sur les quatre faces des piles a assuré un comportement ductile selon les deux axes principaux.
2. Les niveaux de ductilité en déplacement atteints numériquement à la rupture pour cet axe de chargement ont été estimés se situant entre 11 et 13.

D'autres modélisations numériques de piles des projets de Guillaume Boucher-Proulx et de Marc-André Dagenais ont été faites. Ces modélisations ont confirmé les résultats expérimentaux obtenus par ces étudiants.

5.4 Recommandations

Ce projet a permis de vérifier la performance de la méthode de réhabilitation par chemisage en BFUP sur des piles testées en laboratoire. De plus, des modèles numériques ont permis de reproduire le comportement des piles soumises à une poussée statique. Voici certaines recommandations concernant la conception d'un renforcement en BFUP et concernant la poursuite de ce programme de recherche.

- Comme un séisme n'agit pas dans une direction unique, il est recommandé de réhabiliter les piles sur leurs quatre faces et sur une hauteur minimale correspondant à la hauteur du joint de chevauchement. La hauteur de la réhabilitation peut être augmentée si elle vise à régler des problèmes de résistance au cisaillement de la pile. Dans tous les cas, il faut être vigilant à l'endroit de la formation de la rotule plastique afin d'éviter des ruptures fragiles.
- La comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques indique que l'effet de goujons amené par l'ajout de tiges filetées sur la pile S6 n'a eu que très peu d'incidences sur la courbe charge-déplacement. L'inclusion ou non de ces éléments dans un renforcement avec BFUP est laissée au jugement du concepteur. Des essais plus poussés en laboratoire seraient utiles à ce sujet.
- Avant d'entamer des modélisations numériques, une bonne connaissance des propriétés mécaniques des barres ancrées à la semelle et longitudinale de la pile est primordiale. En effet, ces paramètres sont ceux affectant le plus la qualité des résultats des analyses subséquentes. Dans le cadre de ce projet, il s'est avéré assez difficile au laboratoire d'obtenir des valeurs fiables de déformation unitaire ϵ , particulièrement après le plateau plastique. Il faut donc demeurer critique face aux données disponibles et s'assurer que l'équipement et les méthodes employées pour les déterminer sont adéquats. Une bonne connaissance de l'état du béton et des étriers de la semelle est aussi importante. Si la qualité de ces éléments n'est pas jugée adéquate, la réhabilitation peut s'étendre dans la semelle.
- Des essais supplémentaires d'arrachement seraient nécessaires pour observer la pénétration de la plastification des barres d'armature dans un élément de béton ordinaire ou en BFUP. Ceci permettrait de juger plus précisément dans quelle mesure la rotule plastique s'étend dans ces éléments. Ces essais pourraient corroborer certaines équations disponibles dans la

littérature ou en formuler d'autres. Ils pourraient également permettre de calibrer des modèles par éléments finis.

RÉFÉRENCES

- Association Canadienne de Normalisation. (2006). S6-06 Code canadien sur le calcul des ponts routiers. Mississauga, ON: Association Canadienne de Normalisation.
- ATC-24. (1992). Guidelines for Cyclic Seismic Testing of Components of Steel Structures for Buildings: Report No. ATC-24, Applied Technology Council Redwood City, California.
- ATC-40. (1996). 40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. *Applied Technology Council, report ATC-40. Redwood City*.
- Atkinson, Bouaanani, Finn, Koboevic, Leger, & Ventura. (2012). Guidelines for selection and scaling of ground motion time histories for seismic analysis: CSRN.
- Atkinson, G. M. (2009). Earthquake time histories compatible with the 2005 National building code of Canada uniform hazard spectrum. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 36(6), 991-1000.
- Aydinoglu, M. N. (2003). An incremental response spectrum analysis procedure based on inelastic spectral displacements for multi-mode seismic performance evaluation. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 1(1), 3-36. doi: 10.1023/a:1024853326383
- Banerjee, S., & Shinozuka, M. (2007). Nonlinear static procedure for seismic vulnerability assessment of bridges. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 22(4), 293-305. doi: 10.1111/j.1467-8667.2007.00486.x
- 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*. (Thèse de doctorat), École Polytechnique de Montréal, Montréal, QC.
- Bentz, E., & Collins, M. P. (2001). User Manual - Response 2000, Shell 2000, Triax 2000, Membrane 2000.
- Boucher-Proulx, G. (2008). *Réhabilitation sismique des piliers de ponts rectangulaires à l'aide de chemises en BRF et en BFUP*. (Mémoire de maîtrise), École Polytechnique de Montréal, Montréal, QC. Retrieved from <http://search.proquest.com/docview/304802581?accountid=40695> ProQuest Dissertations & Theses database. (MR41548)
- Braike, S. (2007). *Conception d'éléments préfabriqués de ponts avec des bétons fibres à haute et ultra haute performance*. (Mémoire de maîtrise), École Polytechnique de Montréal, Montréal, QC. Retrieved from <http://search.proquest.com/docview/304718926?accountid=40695> ProQuest Dissertations & Theses database. (MR29216)
- Brena, 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. doi: 10.1061/(ASCE)1090-0268(2007)11:6(565)
- Carr, A. J. (1994). Dynamic analysis of structures. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 27(2), 129-146.

- Cheung, P., Paulay, T., & Park, R. (1991). New Zealand tests on full-scale reinforced concrete beam-column-slab subassemblages designed for earthquake resistance. *ACI Special Publication, 123*.
- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (1999). Capacity-demand-diagram methods based on inelastic design spectrum. *Earthquake spectra, 15*(4), 637-655. doi: 10.1193/1.1586065
- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31*(3), 561-582. doi: 10.1002/eqe.144
- Dagenais, M.-A. (2014). *Réhabilitation sismique des joints de chevauchement de piles de pont par chemisage en béton fibré à ultra-haute performance*. (Thèse de doctorat), École Polytechnique de Montréal, Montréal, QC.
- Daudey, X., & Filiatrault, A. (2000). Seismic evaluation and retrofit with steel jackets of reinforced concrete bridge piers detailed with lap-splices. *Canadian Journal of Civil Engineering, 27*(1), 1-16.
- 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. doi: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000047
- Elsouri, A. M., & Harajli, M. H. (2011). Seismic repair and strengthening of lap splices in RC columns: Carbon fiber-reinforced polymer versus steel confinement. *Journal of Composites for Construction, 15*(5), 721-731. doi: 10.1061/(asce)cc.1943-5614.0000213
- Filiatrault, A., Tremblay, R., & Christopoulos, F. (2013). *Elements of earthquake engineering and structural dynamics*: Presses inter Polytechnique.
- Filiatrault, A., Wanitkorkul, A., & Constantinou, M. C. (2008). *Development and Appraisal of a Numerical Cyclic Loading Protocol for Quantifying Building System Performance*: MCEER.
- Freeman, S. A. (1998). *The capacity spectrum method as a tool for seismic design*. Paper presented at the Proceedings of the 11th European conference on earthquake engineering.
- Freeman, S. A. (2004). Review of the development of the capacity spectrum method. *ISET Journal of Earthquake Technology, 41*(1), 1-13.
- Gulkan, P., & Sozen, M. A. (1974). INELASTIC RESPONSES OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES TO EARTHQUAKE MOTIONS. *Journal of The American Concrete Institute, 71*(12), 604-610.
- Kawashima, K., & Unjoh, S. (1997). The damage of highway bridges in the 1995 Hyogo-ken nanbu earthquake and its impact on Japanese seismic design. *Journal of Earthquake Engineering, 1*(3), 505-541.
- Kowalsky, M. J., Priestley, M. J. N., & Macrae, G. A. (1995). Displacement-based design of RC bridge columns in seismic regions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 24*(12), [d]1623-1643. doi: DOI 10.1002/eqe.4290241206
- Lian, D., Mark, R., Wai-Fah, C., & Shigeki, U. (2005). Seismic Design of Bridges *Earthquake Engineering for Structural Design* (pp. 4-1-4-55): CRC Press.

- Mahamad, A., & Lian, D. (2014). Nonlinear Analysis *Bridge Engineering Handbook, Second Edition* (pp. 163-200): CRC Press.
- Massicotte, B., Ben Ftima, M., Conciatori, D., & Jolicoeur, O. (2014). Renforcement sismique des piles rectangulaires par gainage en BFUP - Identification d'un ouvrage et méthodologie. Montréal, QC: École Polytechnique de Montréal.
- Massicotte, B., Dagenais, M.-A., Lagier, F., & Garneau, J.-F. (2014). Développement d'une méthode de renforcement sismique des piles rectangulaires - Mise au point et application sur des piles. Montréal, QC: École Polytechnique de Montréal.
- Massicotte, B., Nour, A., Ben Ftima, M., Yildiz, E., & Conciatori, D. (2012). EPM3D-v3.1 - A user-supplied constitutive model for the nonlinear finite element analysis of concrete structures. Montréal, QC: École Polytechnique de Montréal.
- Midorikawa, M., Hiraishi, H., Okawa, I., Iiba, M., Teshigawara, M., & Isoda, H. (2000). *Development of seismic performance evaluation procedures in building code of Japan*. Paper presented at the Proceedings of 12th World Conference of Earthquake Engineering, Auckland, Paper.
- Ministère des Transports du Québec. (2013). Bilan de l'état des structures du réseau routier supérieur québécois. from http://www.mtq.gouv.qc.ca/portal/page/portal/Librarie/Publications/fr/reseau_routier/structures/Bilan_structures_2012.pdf
- Miranda, E. (2001). Estimation of inelastic deformation demands of SDOF systems. *Journal of Structural Engineering*, 127(9), 1005-1012. doi: 10.1061/(asce)0733-9445(2001)127:9(1005)
- Moehle, J., P. (2004). *A framework methodology for performance-based earthquake engineering*. Paper presented at the 13th world conference on earthquake engineering, Vancouver, BC.
- Moehle, J., P., & Eberhard, M., O. . (2003). Earthquake Damage to Bridges *Bridge Engineering*: CRC Press.
- Naaman, A. E. (2003). Engineered Steel Fibers with Optimal Properties for Reinforcement of Cement Composites. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 1(3), 241-252. doi: 10.3151/jact.1.241
- 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. doi: 10.14359.51686517
- Priestley, M. J., Mervyn, J. K., & GianMichele, C. (2014). Displacement-Based Seismic Design of Bridges *Bridge Engineering Handbook, Second Edition* (pp. 201-236): CRC Press.
- Priestley, M. J. N., Seible, F., & Calvi, G. M. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges* (I. John Wiley & Sons Ed.). New York, États-Unis: John Wiley & Sons, Inc.
- Priestley, M. J. N., Seible, F., Xiao, Y., & Verma, R. (1994). Steel jacket retrofitting of reinforced concrete bridge columns for enhanced shear strength. Part 2: Test results and comparison with theory. *ACI Materials Journal*, 91(5), 537-551.
- Reinhorn, A. M. (1997). Inelastic analysis techniques in seismic evaluations. *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, 277-287.

- Rosenblueth, E., & Elorduy, J. (1969). *Response of linear systems to certain transient disturbances*. Paper presented at the 4th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile.
- Saadatmanesh, H., Ehsani, M. R., & Jin, L. (1997). Repair of earthquake-damaged RC columns with FRP wraps. *ACI Structural Journal*, 94(2), 206-215.
- Scawthorn, C. (2002). Earthquakes *Earthquake Engineering Handbook*: CRC Press.
- 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. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2013.05.053
- Shinozuka, M., Feng, M. Q., Kim, H.-K., & Kim, S.-H. (2000). Nonlinear static procedure for fragility curve development. *Journal of Engineering Mechanics*, 126(12), 1287-1296. doi: 10.1061/(asce)0733-9399(2000)126:12(1287)
- U.S. Geological Survey. (2014). Earthquake map [Carte interactive]: U.S. Geological Survey.
- Vachon, D. (2004). *Renforcement sismique de piles de ponts rectangulaires avec béton renforcé de fibres*. (Mémoire de maîtrise), École Polytechnique de Montréal, Montréal, QC.
- Wilson, E. L., Der Kiureghian, A., & Bayo, E. (1981). A replacement for the SRSS method in seismic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 9(2), 187-192.

ANNEXE I

Autres résultats des essais au laboratoire

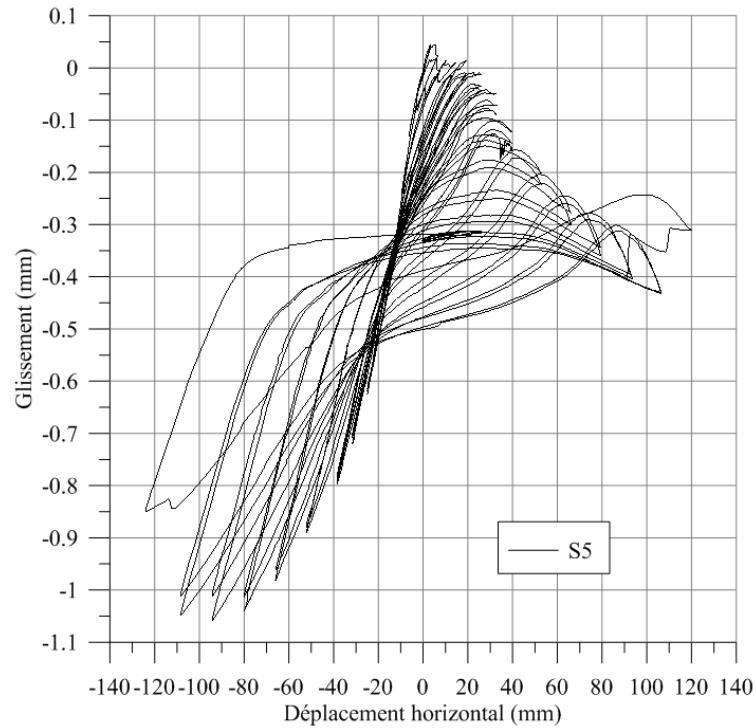


Figure I.1 : Glissement de la pile S5 sur la dalle d'essai

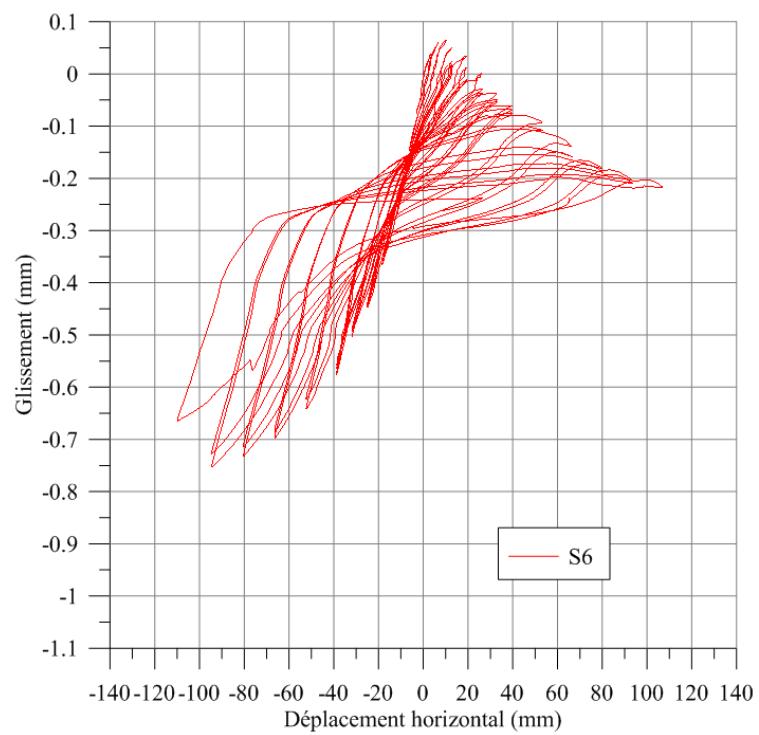
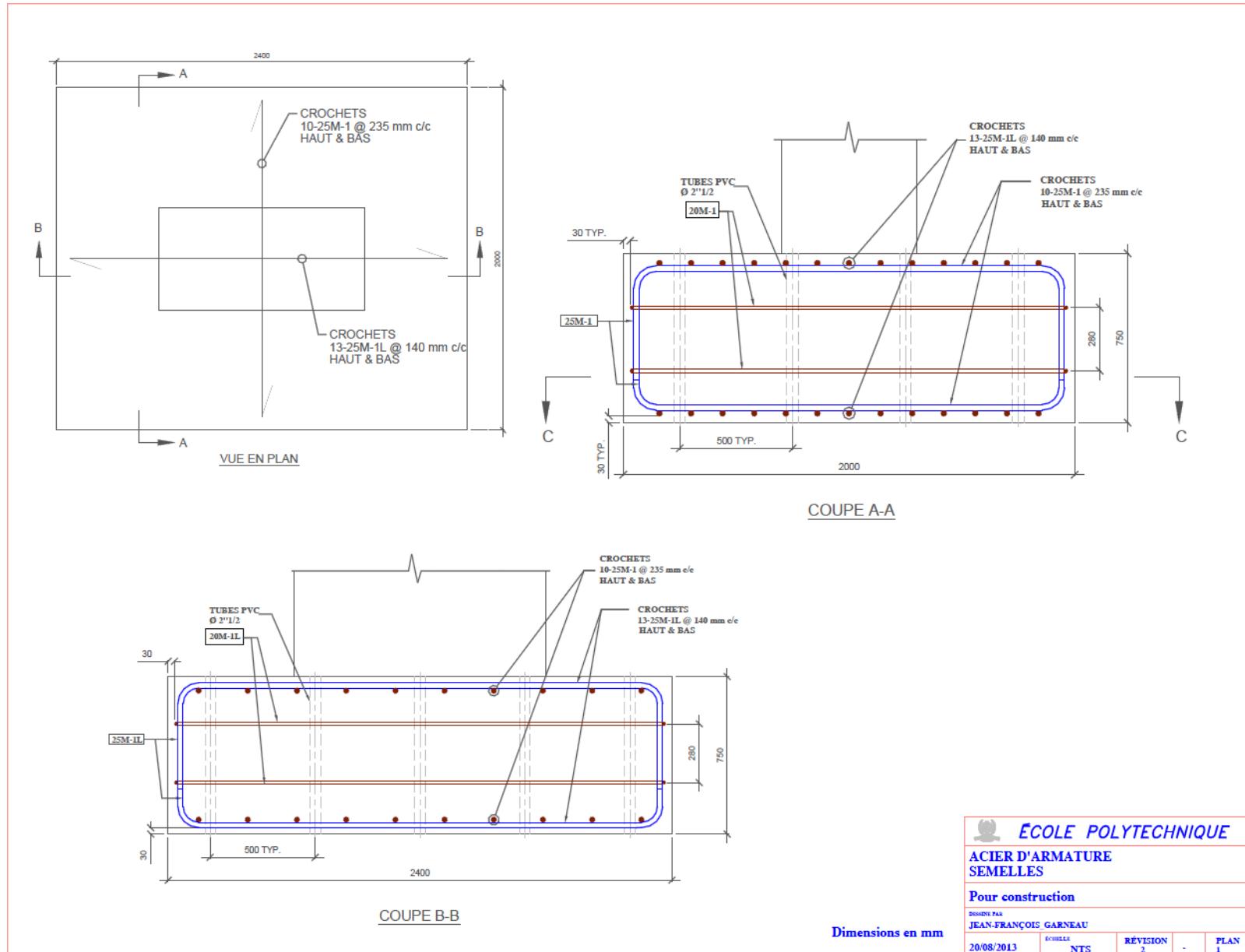
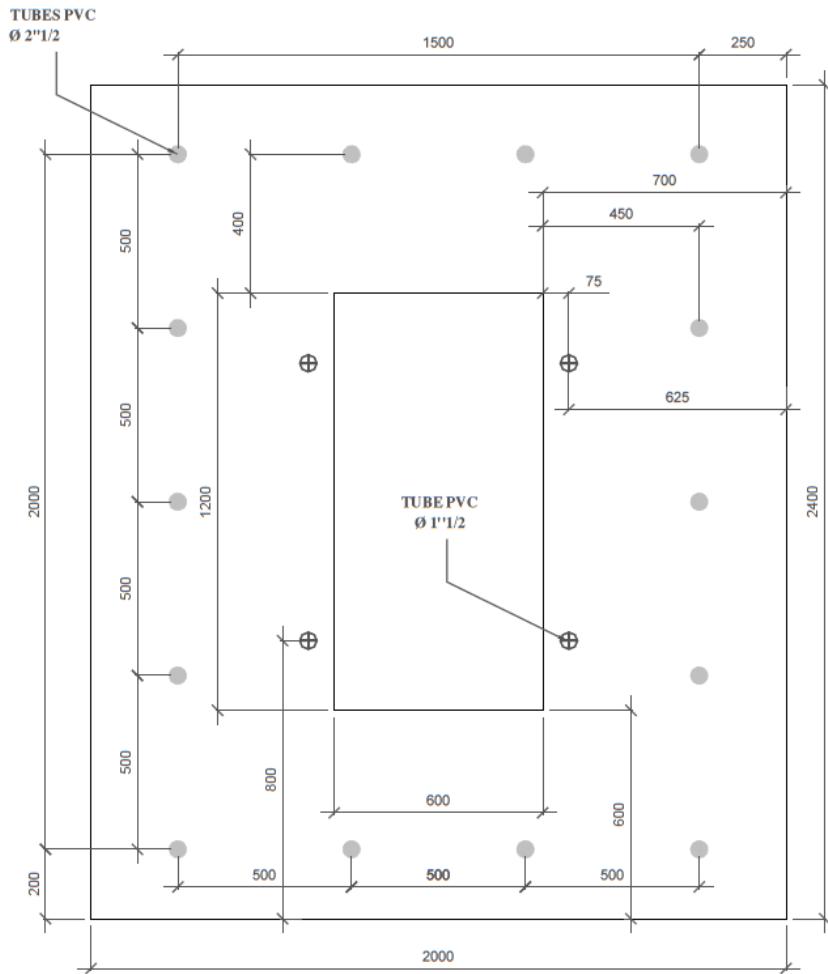


Figure I.2 : Glissement de la pile S6 sur la dalle d'essai

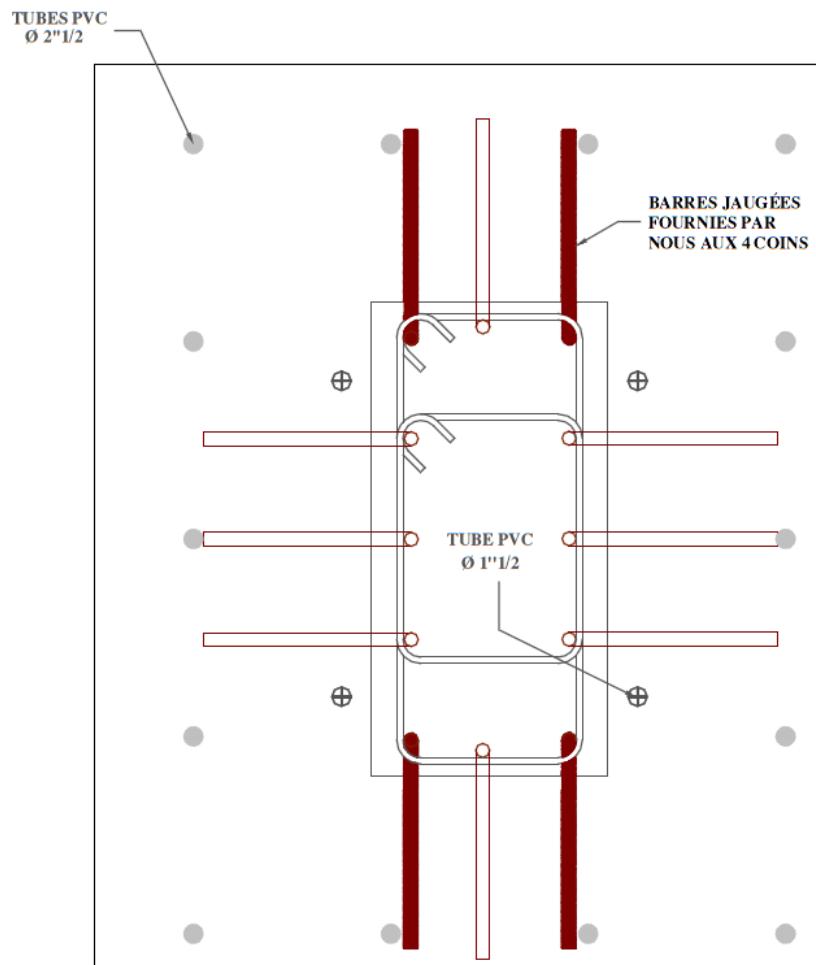
ANNEXE II**Plans pour construction**





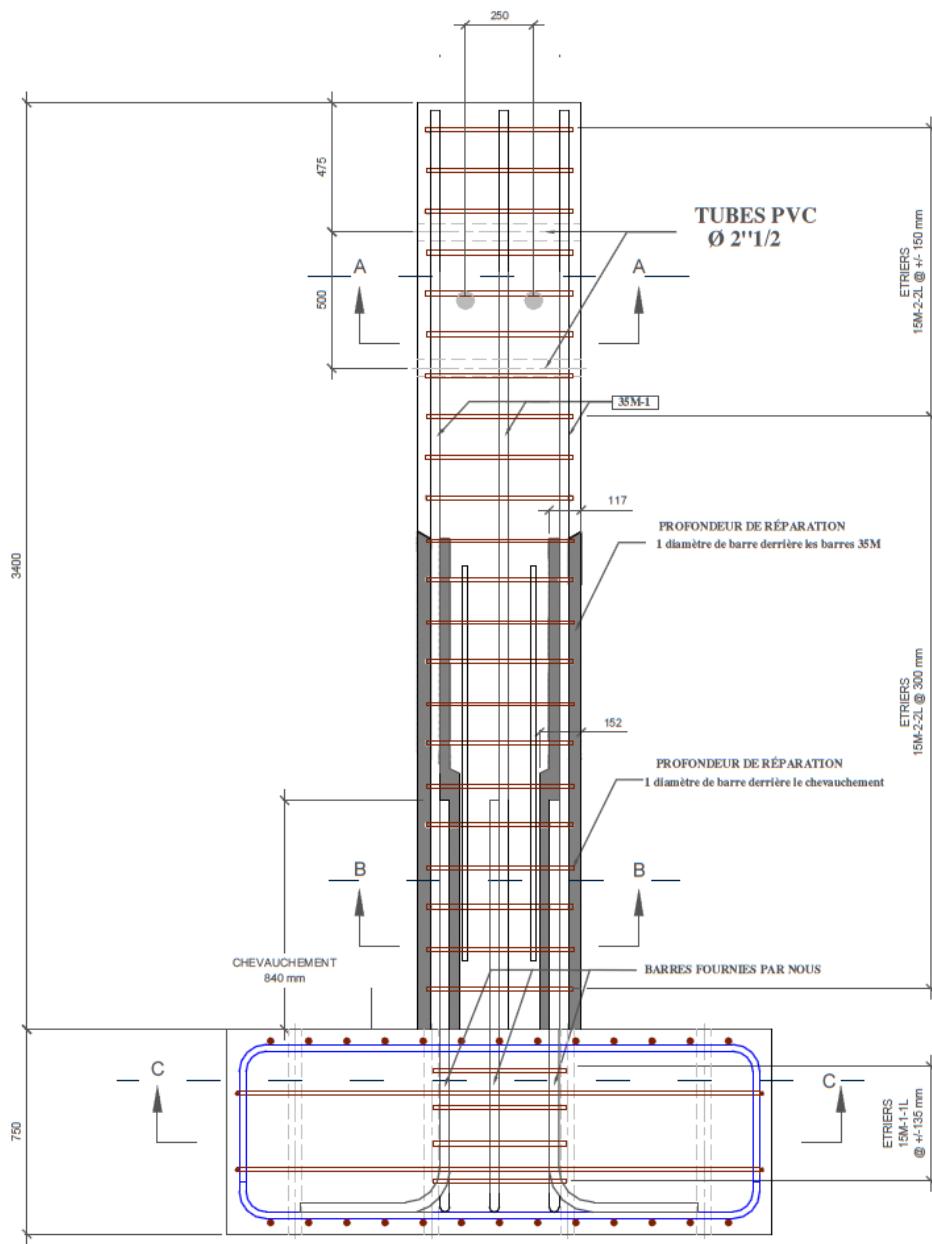
COUPE C-C

	ÉCOLE POLYTECHNIQUE		
POSITION TUBES PVC SEMELLES			
Pour construction			
DÉSIGNÉ PAR JEAN-FRANÇOIS GARNEAU			
20/08/2013	ÉCHELLE NTS	RÉVISION ?	PLAN ?

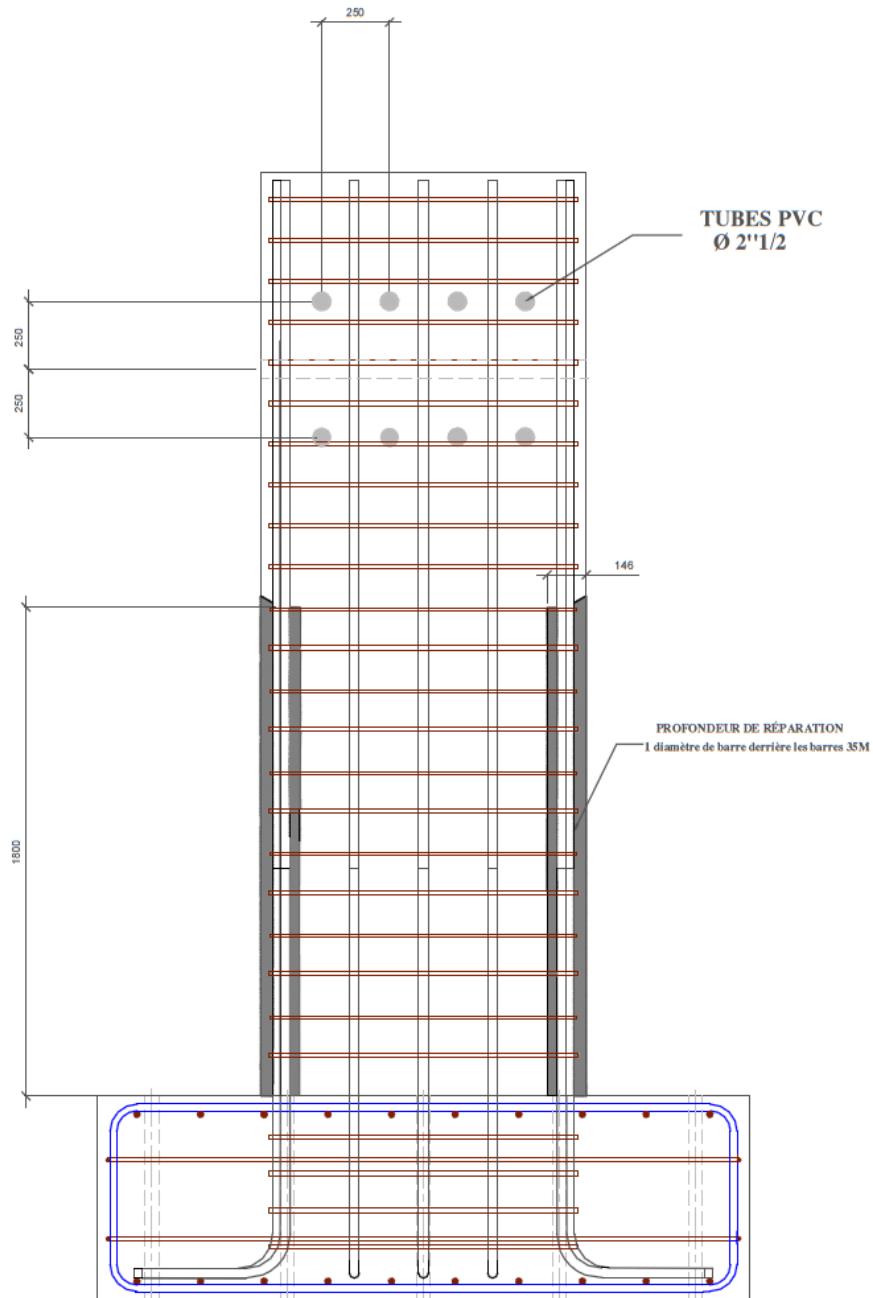


COUPE C-C

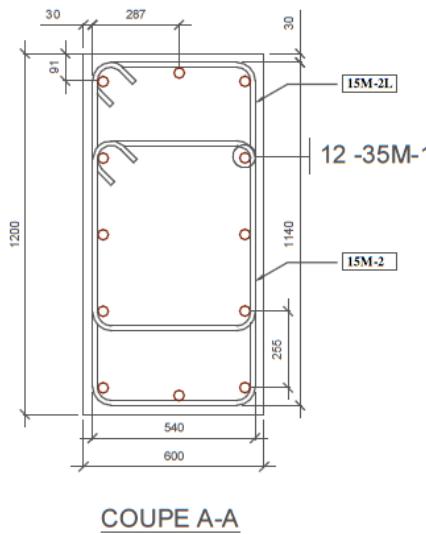
	ECOLE POLYTECHNIQUE
POSITIONNEMENT BARRES JAUGÉES SEMELLES	
Pour construction	
DÉSSINÉ PAR	
JEAN-FRANÇOIS_GARNEAU	
20.08.2013	ÉCHELLE NTS
	RÉVISION 2
	PLAN 3



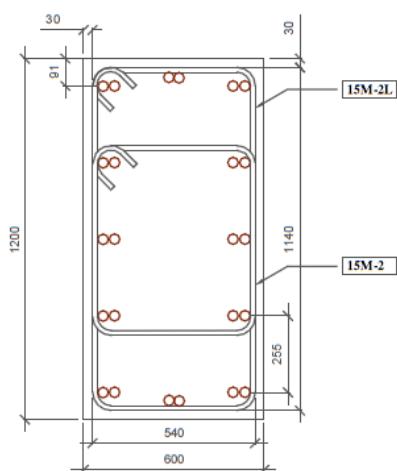
	ÉCOLE POLYTECHNIQUE
PILE	
Pour construction	
DESSINÉ PAR	
JEAN-FRANÇOIS GARNEAU	
20/08/2013	ÉCHELLE NTS
	RÉVISION 2
	PLAN 4



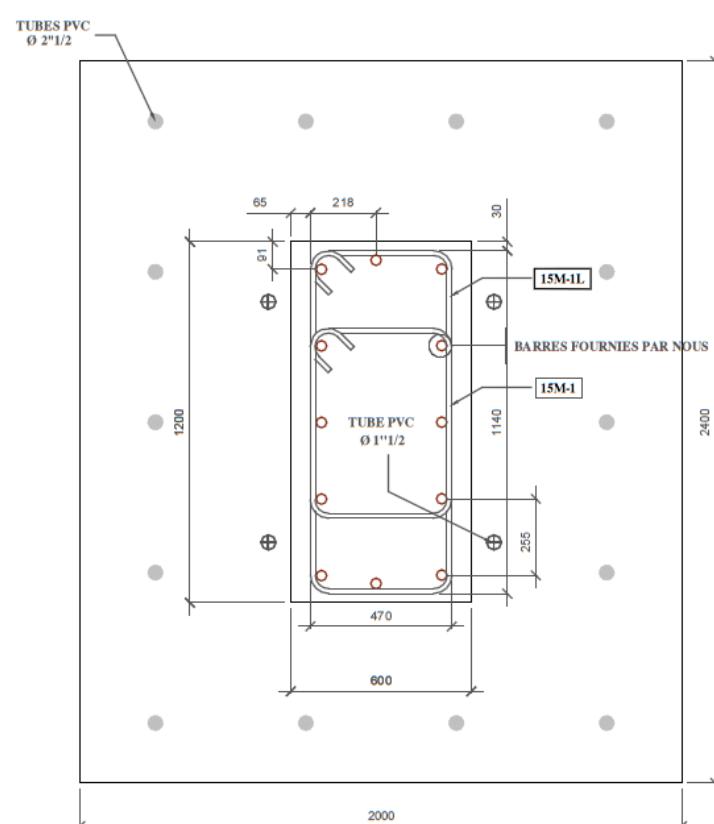
	ÉCOLE POLYTECHNIQUE
PILE	
Pour construction	
DISSEIN PAR	
JEAN-FRANÇOIS GARNEAU	
20/08/2013	ÉCHELLE NTS
	RÉVISION 2
	PLAN 5



COUPE A-A

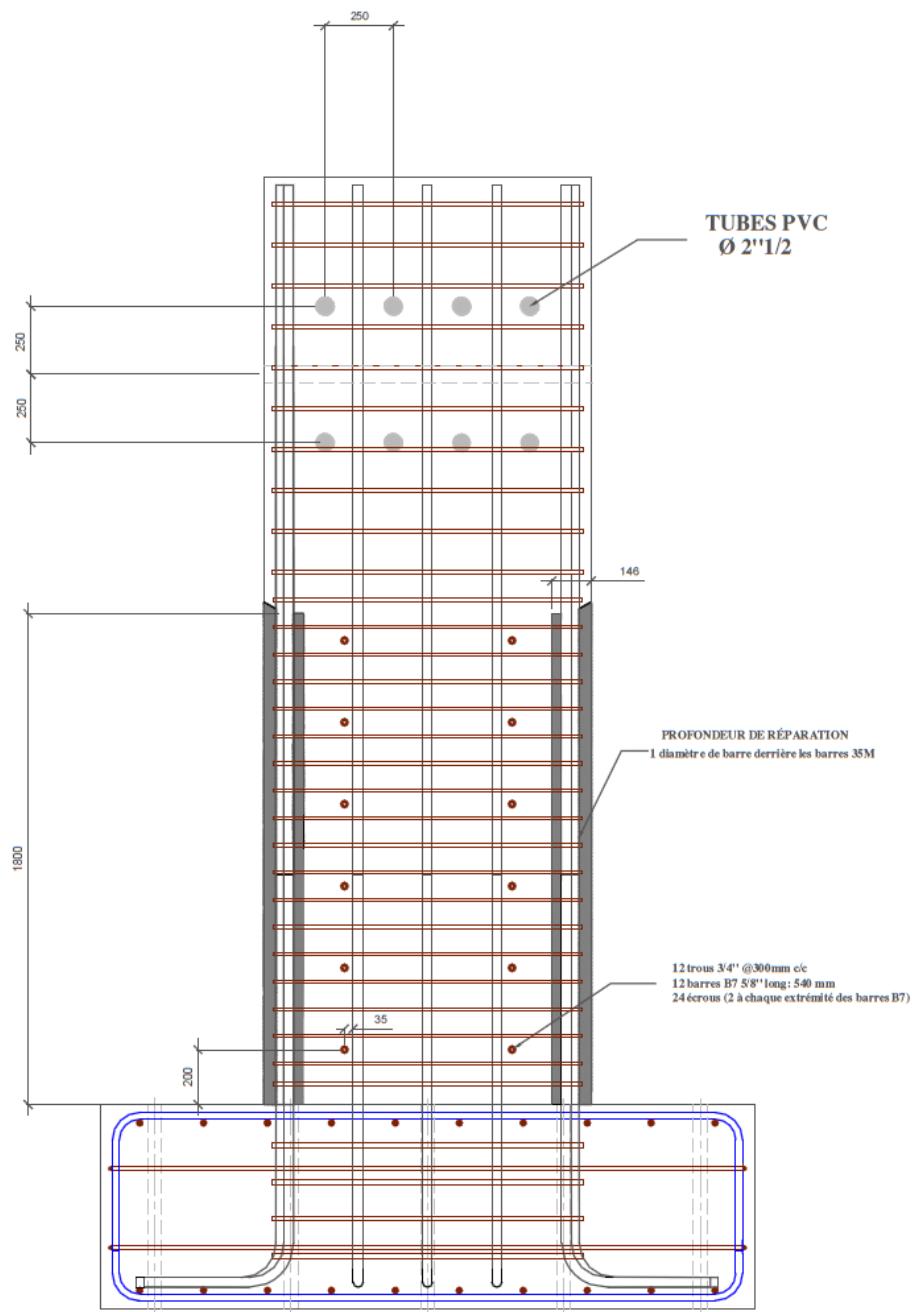


COUPE B-B

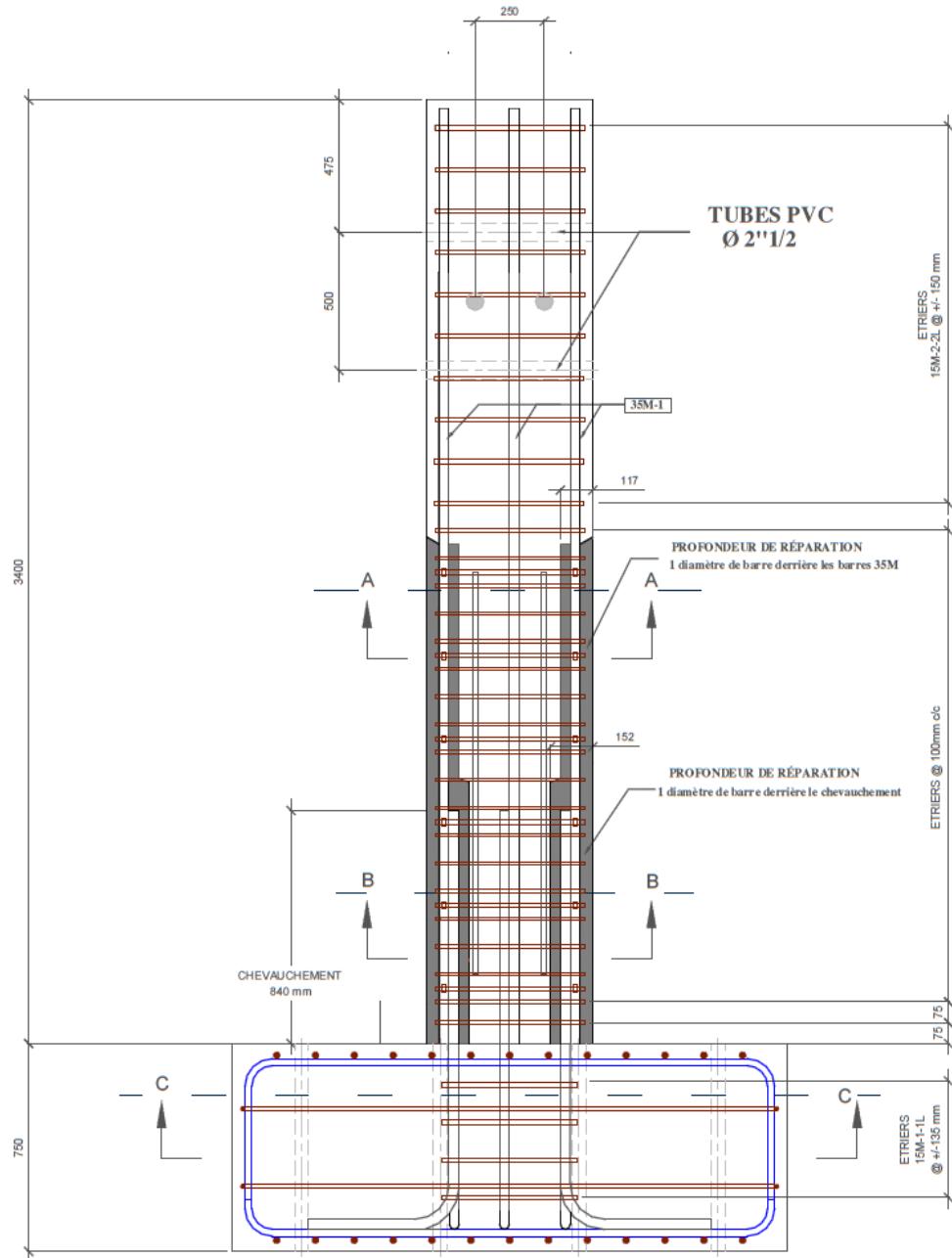


COUPE C-C

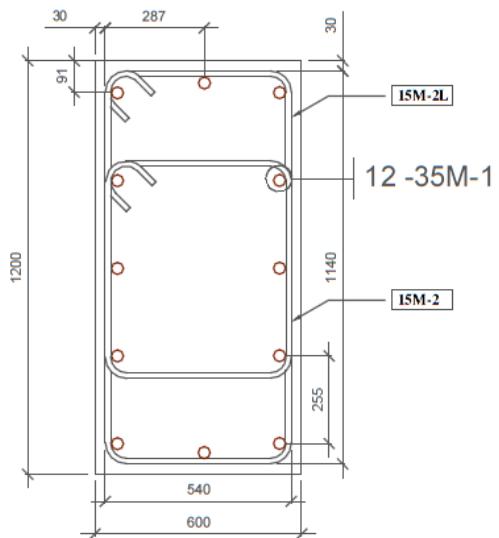
	ÉCOLE POLYTECHNIQUE
PILE - COUPES	
Pour construction	
DESSINÉ PAR	
JEAN-FRANÇOIS GARNEAU	
20/08/2013	ÉCHELLE
NTS	RÉVISION
	PLAN
	6



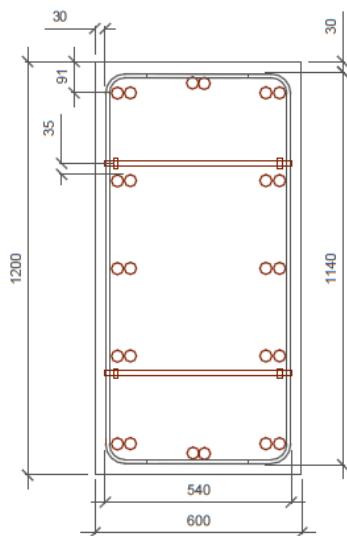
	ÉCOLE POLYTECHNIQUE
	PILE (1)
	Pour construction
DESSINÉ PAR	
JEAN-FRANÇOIS GARNEAU	
30-09-2013	ÉCHELLE NTS
	RÉVISION 3
	PLAN 1



ÉCOLE POLYTECHNIQUE



COUPE A-A



COUPE B-B

 **ÉCOLE POLYTECHNIQUE**

PILE 2 (3)

Pour construction

DÉSIGNÉ PAR

JEAN-FRANÇOIS GARNEAU

30-09-2013	ÉCHELLE	NTS	RÉVISION	PLAN
		3		3

ANNEXE III**Rapports d'avancement de la construction des piles**

RAPPORT D'AVANCEMENT 1

Projet : Jean-François Garneau

Objet : Rapport d'avancement 1 (22 juillet au 23 août 2013)

Date : 2013/08/22

1- ACTIVITÉS PASSÉES

a. Semaine du 22 au 26 juillet

Le sciage et le pliage des barres d'armature pour les deux semelles ont été effectués le 24 juillet chez le fabricant. La livraison a été faite le 25 juillet. La fabrication du coffrage en bois pour les semelles a débuté.

b. Semaine du 29 juillet au 2 août

Le coffrage en bois a été terminé. Le 30 juillet, les rondelles d'acier servant de guide pour les tubes en PVC ont été positionnées et soudées sur la plaque d'acier du fond du coffrage (photo 1). Le 2 août, le montage de l'armature de la semelle S5 a débuté (photo 2).

c. Semaine du 5 au 9 août

Le montage de l'armature de la semelle S5 s'est poursuivi. Un support pour les barres 35M en L a dû être fabriqué (photo 3). Ce support a permis d'y fixer toutes les barres en L et a facilité la mise en place de cet ensemble de barres dans la cage de la semelle (photos 4 et 5). La cage de la semelle a été achevée (photo 6) et le positionnement à la verticale des tubes en PVC a été l'étape finale avant la coulée (photo 7).

d. Semaine du 12 au 16 août

Le 12 août, la coulée de la semelle S5 a été effectuée (photo 8). Le lendemain, la semelle a été décoffrée et le support à tubes de PVC et le support à barres en L ont été retirés. Le sciage et le pliage des barres d'armature de la pile S5 a également eu lieu cette journée. La livraison s'est faite dans les jours suivants.

e. Semaine du 19 au 23 août

Le 19 août, la fabrication de la cage d'armature de la pile S5 a débuté. Le lendemain, cette cage était prête à être monté sur la semelle (photo 9). Le 21 août, la pose du styrromousse dans la future zone de réparation en BFUP a débuté.

2- ACTIVITÉS FUTURES

- a. Finir la pose du styromousse;
- b. Modifier et mettre en place le coffrage en acier autour de la cage d'armature de la pile;
- c. Couler le béton de la pile;
- d. Décoffrer et retirer le styromousse;
- e. Préparer la surface du béton avec un marteau piqueur ou l'équivalent;
- f. Remettre en place le coffrage en acier de 1,8 mètre à la base de la pile;
- g. Couler le BFUP (idéalement dans la semaine du 9 au 13 septembre ou avant) et effectuer la cure;
- h. Décoffrer;
- i. Appliquer la post-tension et effectuer les manœuvres pour le transport vers Polytechnique.

3- PHOTOS



Photo 1 : Positionnement des rondelles d'acier dans le fond du coffrage (30 juil.)



Photo 2 : Début du montage de l'armature de la semelle S5 (2 août)



Photo 3 : Support servant à bien positionner les barres jaugées (5 août)



Photo 4 : Montage des barres jaugées sur le support fabriqué (5 août)



Photo 5 : Mise en place des barres jaugées dans la cage de la semelle S5 (7 août)



Photo 6 : Fermeture de la cage d'armature de la semelle (7 août)



Photo 7 : Mise en place du support pour assurer la verticalité des tubes de PVC (8 août)



Photo 8 : Coulée du béton de la semelle S5 (12 août)



Photo 9 : Mise en place de la cage d'armature sur la semelle (20 août)

RAPPORT D'AVANCEMENT 2

Projet : Jean-François Garneau

Objet : Rapport d'avancement 2 (24 août au 14 septembre 2013)

Date : 2013/09/14

1- ACTIVITÉS PASSÉES

a. Semaine du 26 au 30 août

La livraison et la préparation du coffrage en acier ont été les seules activités de la semaine.

b. Semaine du 2 au 6 septembre

L'installation du styromousse a débuté.

c. Semaine du 9 au 13 septembre

L'installation du styromousse a été complété (photos 2 et 3). Le perçage de 20 trous a été effectué dans le coffrage afin de bien soutenir les tubes de PVC du haut de la pile lors de la coulée (photo 4). Le coffrage d'acier a été mis en place (photos 5, 6 et 7) et un système de retenue latéral et été fabriqué.

2- ACTIVITÉS FUTURES

a. Couler le béton de la pile (17 septembre);

b. Décoffrer et retirer le styromousse (23 septembre);

c. Préparer la surface du béton avec un marteau piqueur ou l'équivalent et ajouter les armatures 10M en U (24 et 25 septembre);

d. Faire les portes pour la coulée de BFUP et remettre en place le coffrage en acier à la base de la pile (environ 1 semaine);

e. Couler le BFUP (date à confirmer);

f. Décoffrer;

g. Appliquer la post-tension et effectuer les manœuvres pour le transport vers Polytechnique.

3- PHOTOS

Photo 1 : Début de l'installation du styracousse (10 sept.)

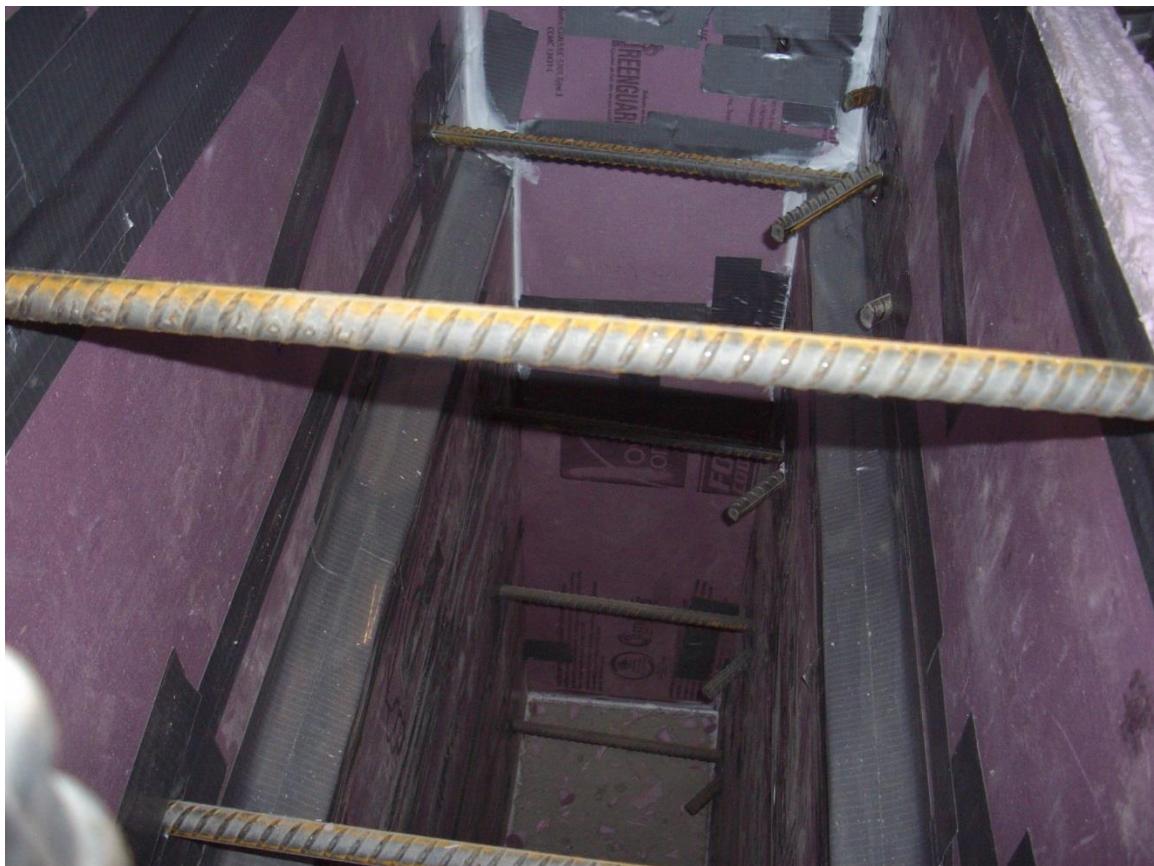


Photo 2 : Vue de l'intérieur de la pile (10 sept.)



Photo 3 : Installation du styrémousse presque terminée (10 sept.)



Photo 4 : Trous dans le coffrage en acier pour supporter les tubes de PVC (14 sept.)



Photo 5 : Installation du coffrage en acier (partie du bas) (14 sept.)



Photo 6 : Installation du coffrage en acier (partie du haut) (14 sept.)



Photo 7 : Coffrage en acier complété (14 sept.)

RAPPORT D'AVANCEMENT 3

Projet : Jean-François Garneau

Objet : Rapport d'avancement 3 (15 septembre au 11 octobre 2013)

Date : 2013/10/16

1- ACTIVITÉS PASSÉES

a. Semaine du 16 au 20 septembre

La coulée de la pile 1 a eu lieu le 17 septembre (photos 1 et 2). La pile S5 a été déplacée le 20 septembre pour que la fabrication de la pile S6 puisse commencer (photo 3).

b. Semaine du 23 au 27 septembre

Le décoffrage et l'enlèvement du styromousse ont eu lieu le 23 septembre (photos 4 et 5). La fabrication de la semelle S6 a débuté le 24 septembre pour s'achever le 27 septembre (photos 7 et 8)

c. Semaine du 30 septembre au 4 octobre

La coulée de la semelle S6 a eu lieu le 1^{er} octobre. Parallèlement, la zone de réparation de la pile S5 a été martelée du 30 septembre au 3 octobre (photo 6). Le pliage de l'armature pour la pile S6 a eu lieu le 1^{er} octobre chez le fabricant. Le montage de l'armature de la pile S6 a eu lieu le 4 octobre (photos 9 et 10).

d. Semaine du 7 au 11 octobre

L'installation du styromousse s'est effectuée les 7 et 8 octobre (photo 11). La coulée de la pile S6 a eu lieu le 11 octobre.

2- ACTIVITÉS FUTURES

- a. Fabriquer les portes pour les coulées de BFUP;
- b. Couler le BFUP (22 et 31 octobre);
- c. Effectuer les opérations de finition;
- d. Appliquer la post-tension et effectuer les manœuvres pour le transport vers Polytechnique.

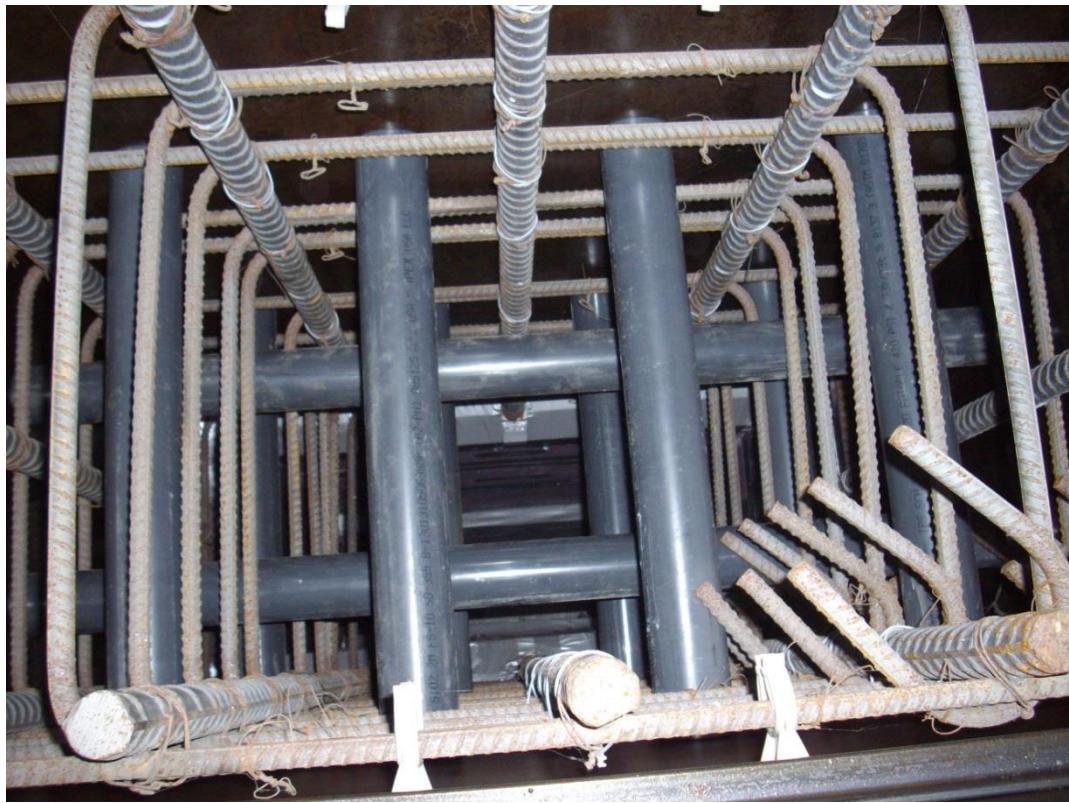
3- PHOTOS

Photo 1 : Intérieur de la pile S5 avant la coulée (17 sept.)



Photo 2 : Coulée de la pile S5 (17 sept.)



Photo 3 : Déplacement de la pile S5 (20 sept.)



Photo 4 : Décoffrage de la pile S5 à son nouvel emplacement (23 sept.)



Photo 5 : Zone de réparation après décoffrage (23 sept.)



Photo 6 : Surface non-martelée (gauche) et surface martelée (droite) (1^{er} oct.)



Photo 7 : Montage des barres jaugées sur le support pour la semelle S6 (27 sept.)



Photo 8 : Montage de l'armature de la semelle S6 (27 sept.)

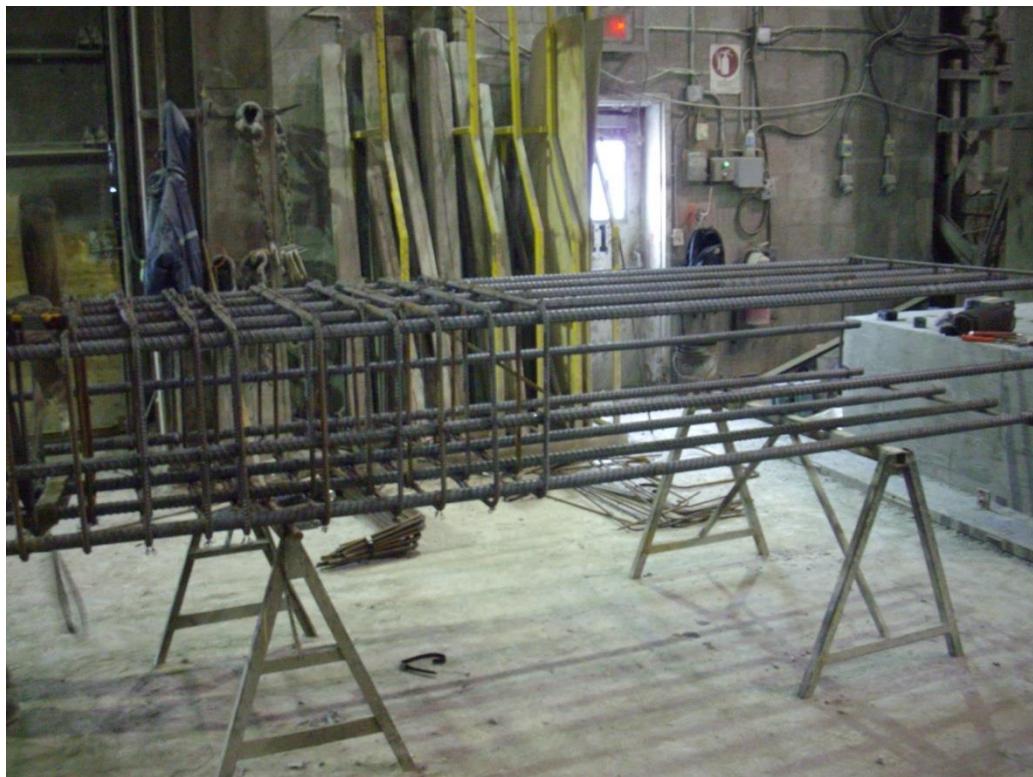


Photo 9 : Montage de l'armature de la pile S6 (4 oct.)



Photo 10 : Mise en place de la cage d'armature sur la semelle S6 (4 oct.)



Photo 11 : Installation du styracousse sur la pile S6 (8 oct.)

RAPPORT D'AVANCEMENT 4

Projet : Jean-François Garneau

Objet : Rapport d'avancement 4 (11 octobre au 29 novembre 2013)

Date : 2013/12/01

1- ACTIVITÉS PASSÉES

a. Semaine du 14 au 18 octobre

La fabrication des portes a débuté (photos 1, 2 et 3).

b. Semaine du 21 au 25 octobre

La 1^{ère} coulée de BFUP a eu lieu le 22 octobre. Le coffrage a été enlevé le 25 octobre (photo 4) et une cure humide de 7 jours a été entamé (photo 5). Parallèlement, la pile S6 a été préparée pour la 2^e coulée de BFUP (martelage, perçage des trous pour les tiges filetées, ajout d'étriers) (photo 6).

c. Semaine du 28 au 1^{er} novembre

La 2^e coulée de BFUP a eu lieu le 31 octobre.

d. Semaine du 4 au 8 novembre

e. Semaine du 11 au 15 novembre

La post-tension a été appliquée sur la pile S5 le 12 novembre (photo 7). Cette post-tension d'environ 400 kN permettra d'éviter l'endommagement de la pile lors des opérations de transport.

f. Semaine du 18 au 22 novembre

Le transport de la pile S5 a été effectué le 21 novembre (photos 8 et 9).

g. Semaine du 25 au 29 novembre

La post-tension a été appliquée sur la pile S6 le 26 novembre et son transport a été effectué le 29 novembre.

2- ACTIVITÉS FUTURES

Les activités en lien avec la fabrication sont achevées.

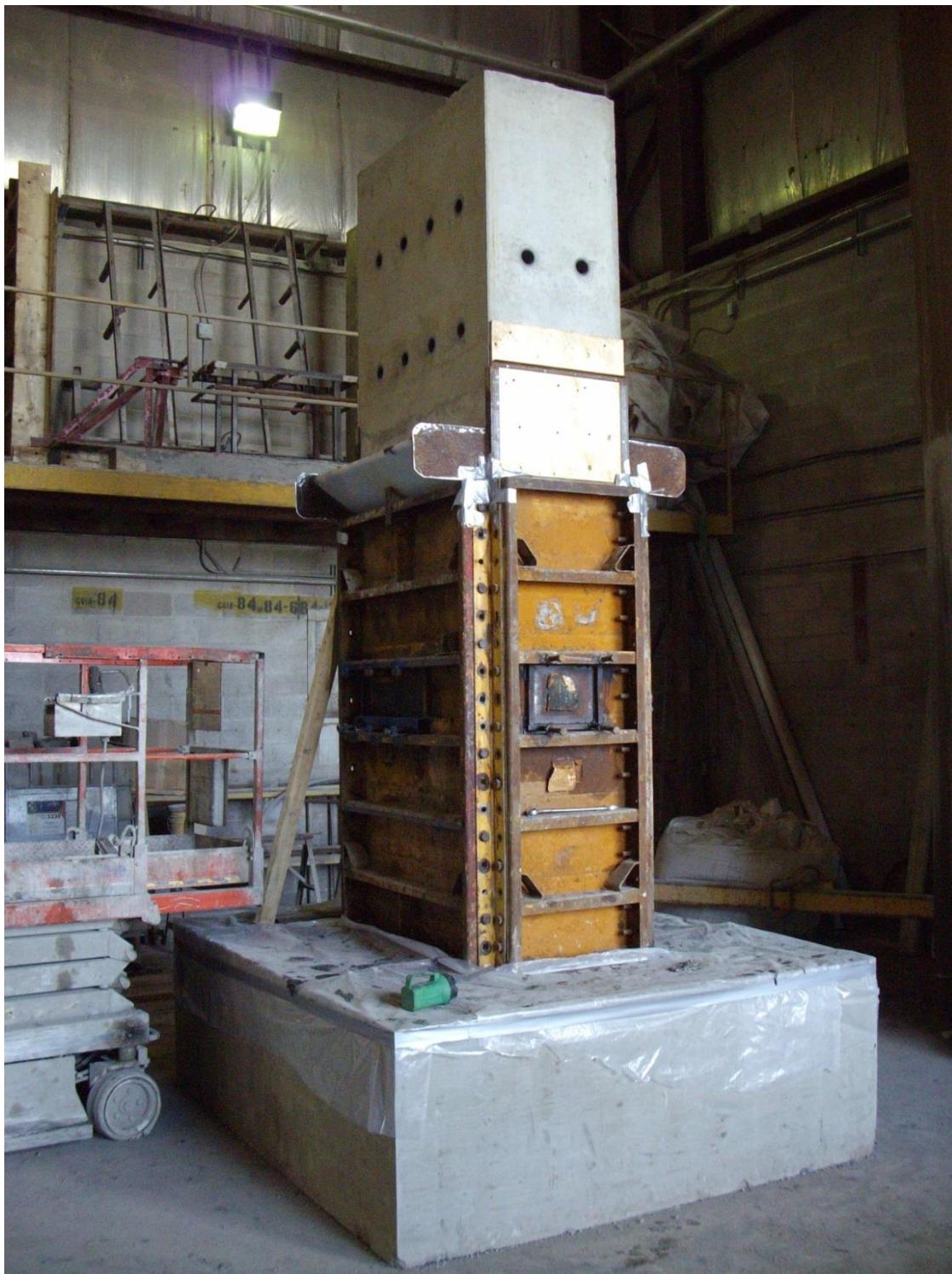
3- PHOTOS

Photo 1 : Coffrage prêt pour la 1^{ère} coulée de BFUP



Photo 2 : Portes du haut (22 oct.)



Photo 3: Portes à mi-hauteur (17 oct.)



Photo 4 : Pile S5 décoffrée (25 oct.)



Photo 5 : Cure humide de la pile S5 (25 oct.)



Photo 6 : Allure de la pile S6 avant l'application du renforcement en BFUP (25 oct.)



Photo 7 : Post-tension d'environ 400 kN appliquée sur la pile S5 (12 nov.)



Photo 8 : Opérations de transport de la pile S5 (21 nov.)



Photo 9 : Opérations de transport de la pile S5 (21 nov.)

ANNEXE IV

Mélanges de béton

Béton ordinaire 35MPa

```
+++++
Usine : beton
Date/Heure : 11-10-13 09:52 Billet : 44205
Recette : D35201069 Volume : 3.00
Camion : B8804 Gachée : 1
Manuel : Reset :
Usine : 1 Annulé :
Malaxeur : 0 Temps mél. (cible) : 0 secs
Temps mél. (réel) : 0 secs Affaissement : 150 mm
Air (cible) : 3.0 Lecture malaxeur : 0.0 A
Eau agrégats : 101 l Densité eau : 1.000
Masse totale : 7135 kg Volume réel : 999.1 l
Temp. Béton (cible) : 20.0 °C Temp. Béton (réel) : 15.0 °C
Temp. Extérieure : 15.0 °C Retour recette :
Retour volume : 0.00 m3 Retour eau : 45.0 l
E/C : 0.49 Doseur :
Temps total : 5:09 min Chauffeur :
```

Balance	Tare initial	Tare final	Temps	Rempl.	Temps Vid.
Balance EAU	-10.0 kg	-6.0 kg	0:44		2:09
Balance CIMENT	8.0 kg	1.0 kg	0:23		0:40
Balance AGRÉGAT	20.0 kg	10.0 kg	2:26		1:01
ADJUVANT #3	0.0 kg	0.0 kg	0:23		2:11

Emplacement	Description	Quantité
Balance EAU	LECTURE DU DÉPART EST HORS LIMITES	-10 kg

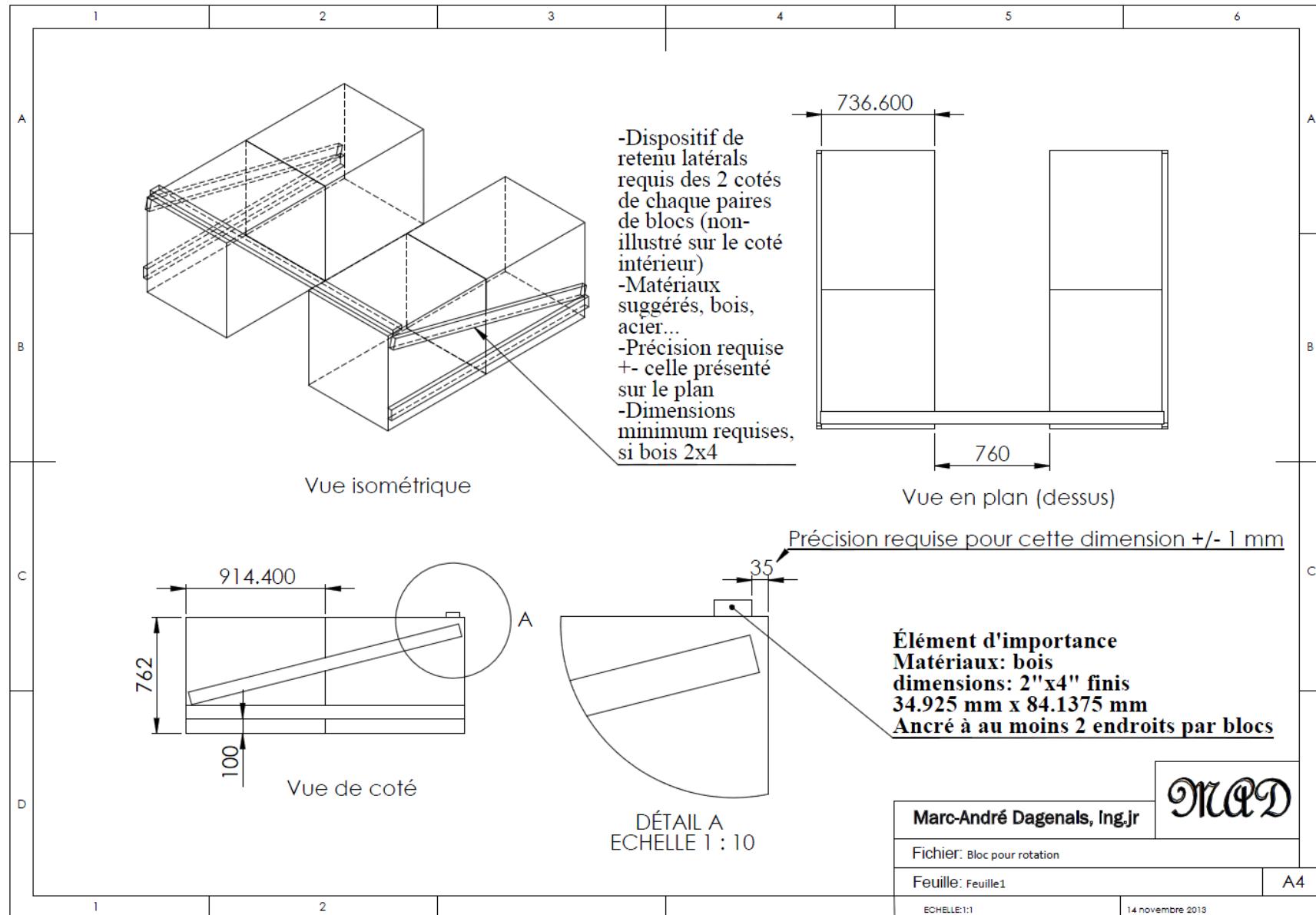
Balance	Cible	Réel	% Erreur
WATER	348	353	1.44%
CEMENT	1020	1009	-1.08%
AGGREGATE	5795	5770	-0.43%

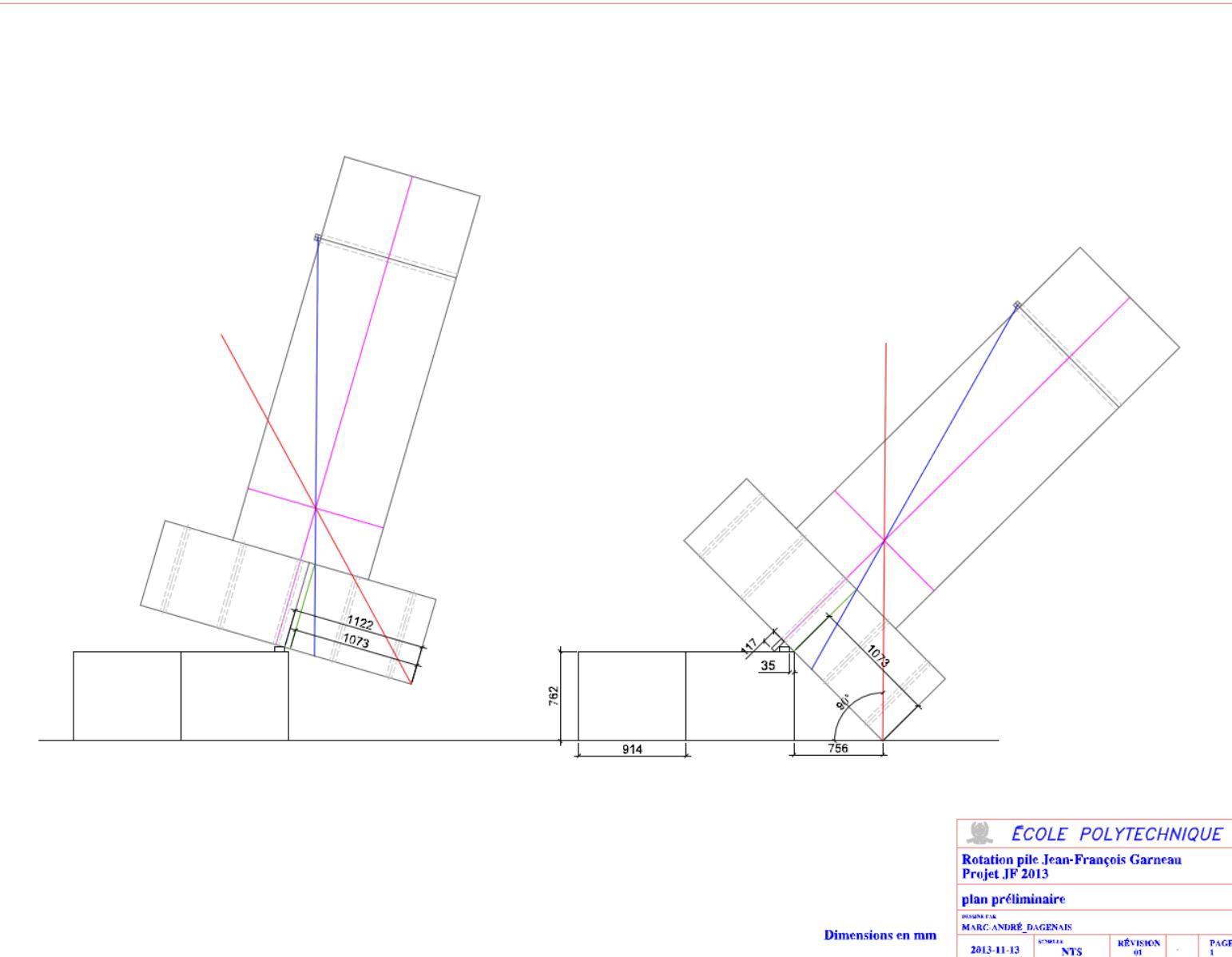
Emplacement	Matériau	Recett	Cible	Réel	% Erre	Densi	Temp	Humidit	Ajout	Rang
EAU #1	EAU NATURE	164	348	353	1.44%	1.000	13.0	0.00	100.0	0
SILO #1	GUCQC	340	1020	1009	-1.08%	3.100	15.0	0.00	100.0	0
BENNE #5	20MM RÉGIONAL	285	860	860	0.00%	2.780	5.5	0.60	100.0	6
BENNE #6	14MM RÉGIONAL	665	2000	1985	-0.75%	2.770	5.5	0.90	100.0	1
BENNE #1	SABLE AR	313	970	1005	3.61%	2.680	11.0	4.14	100.0	4
BENNE #2	SABLE AR 1	570	1760	1720	-2.27%	2.680	11.0	4.02	100.0	3
BENNE #3	SABLE AR 2	66.5	205	200	-2.44%	2.680		3.10	100.0	4
ADJUVANT #3	ADVA 140 M	270	2800	2800	0.00%	1.040		0.00	100.0	0

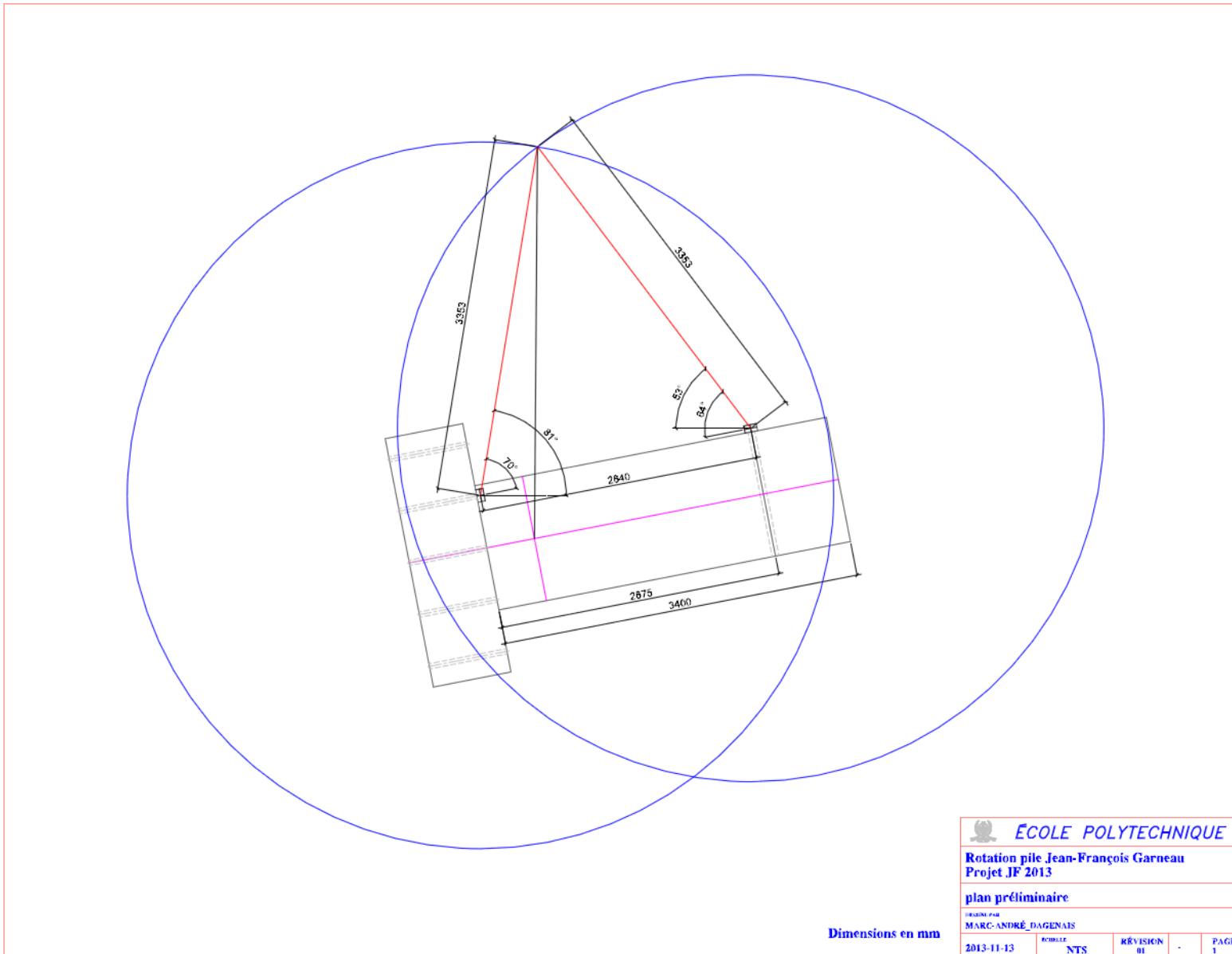
+++++

ANNEXE V

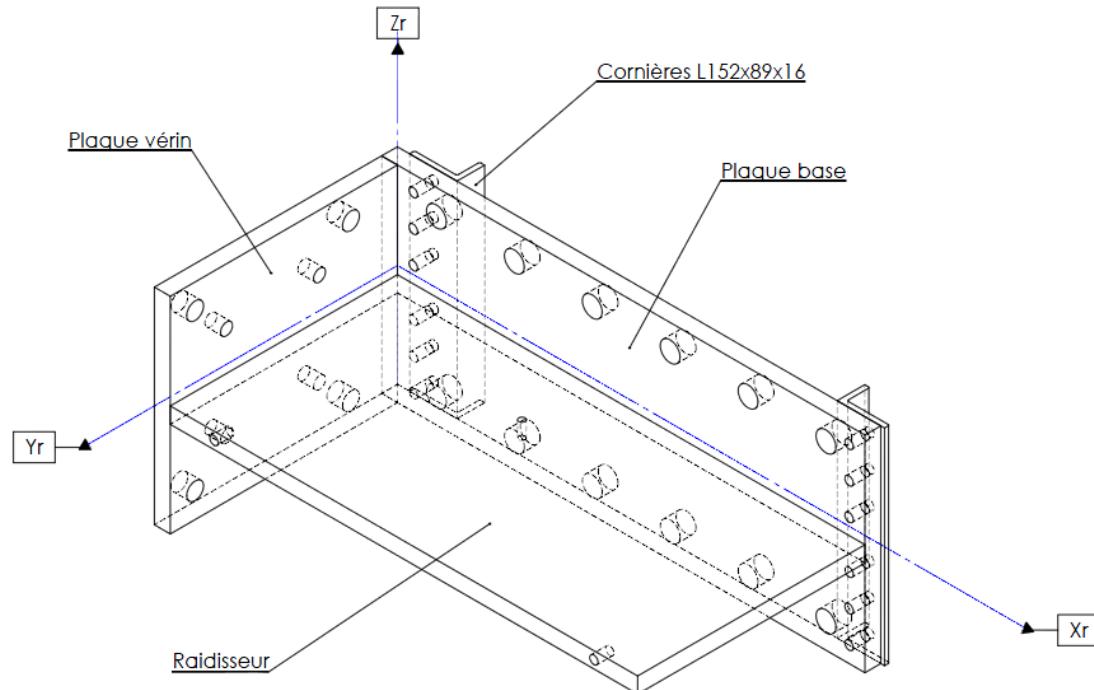
Procédure de rotation des piles







ANNEXE VI**Conception et plans des équerres**

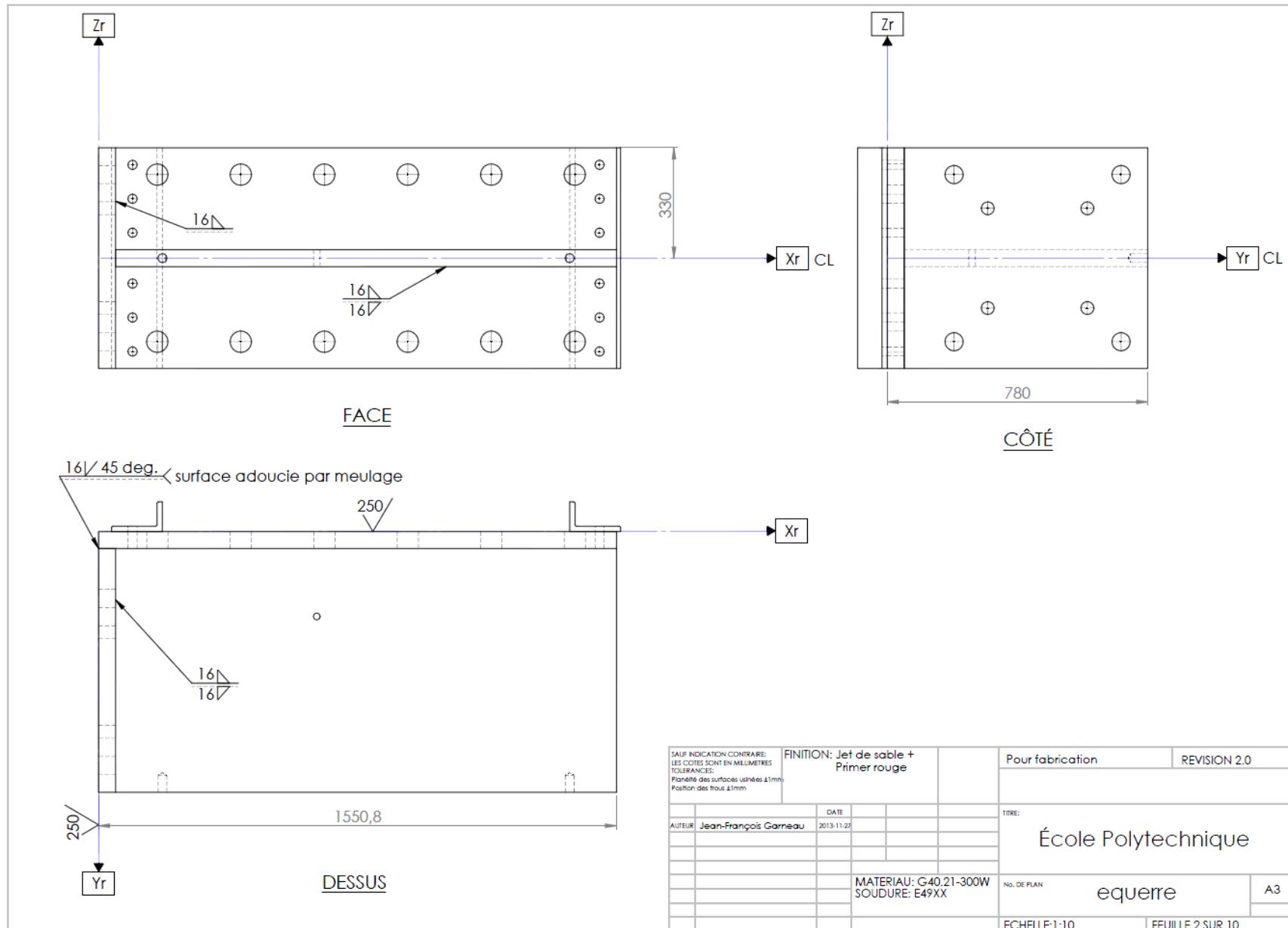


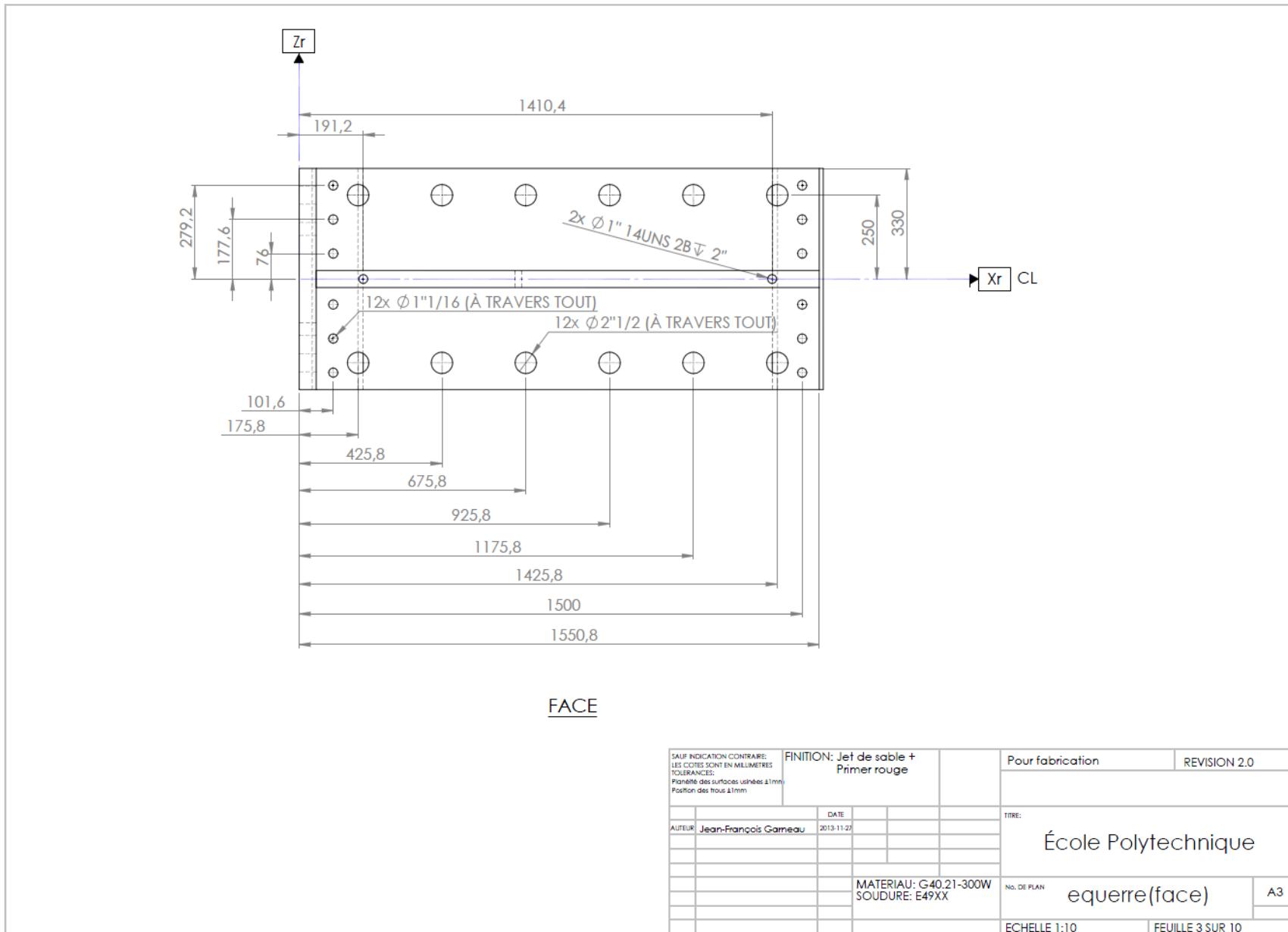
Équerre
Quantité: 2
(voir feuilles 1 à 9)

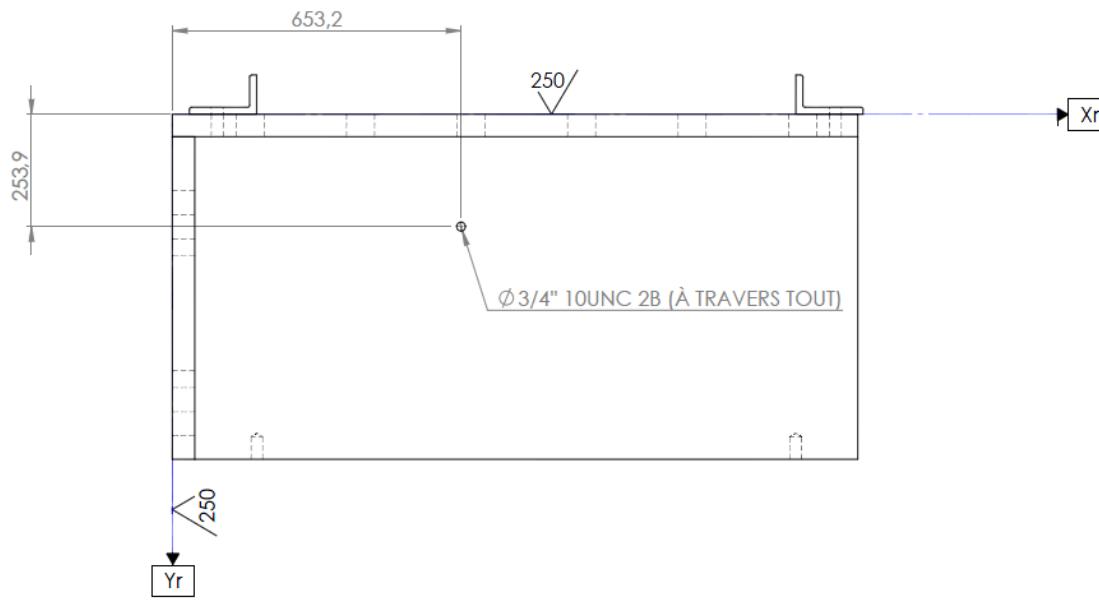


Petites plaques
Quantité: 16
(voir feuille 10)

SAUF INDICATION CONTRAIRE: LES COTES SONT EN MILLIMÈTRES TOLERANCES: Planéité des surfaces usinées ± 1 mm Position des trous ± 1 mm		FINITION: Jet de sable + Primer rouge		Pour fabrication	REVISION 2.0
AUTEUR	Jean-François Garneau	DATE			
				TITRE:	École Polytechnique
				MATERIAU:	G40.21-300W
				SOUDURE:	E49XX
				NO. DE PLAN:	equerre(ensemble)
				ECHELLE:	1:10
				FEUILLE:	1 SUR 10
					A3

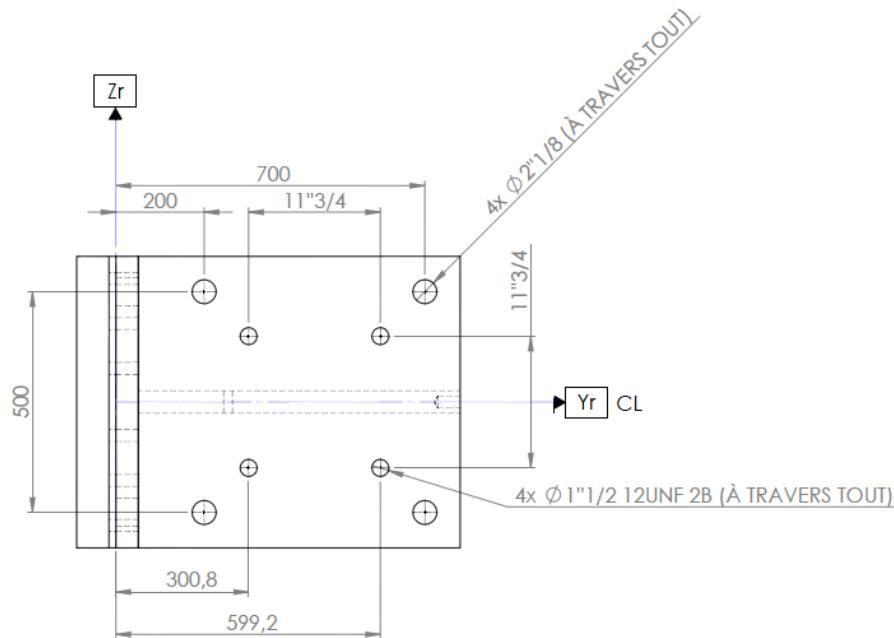






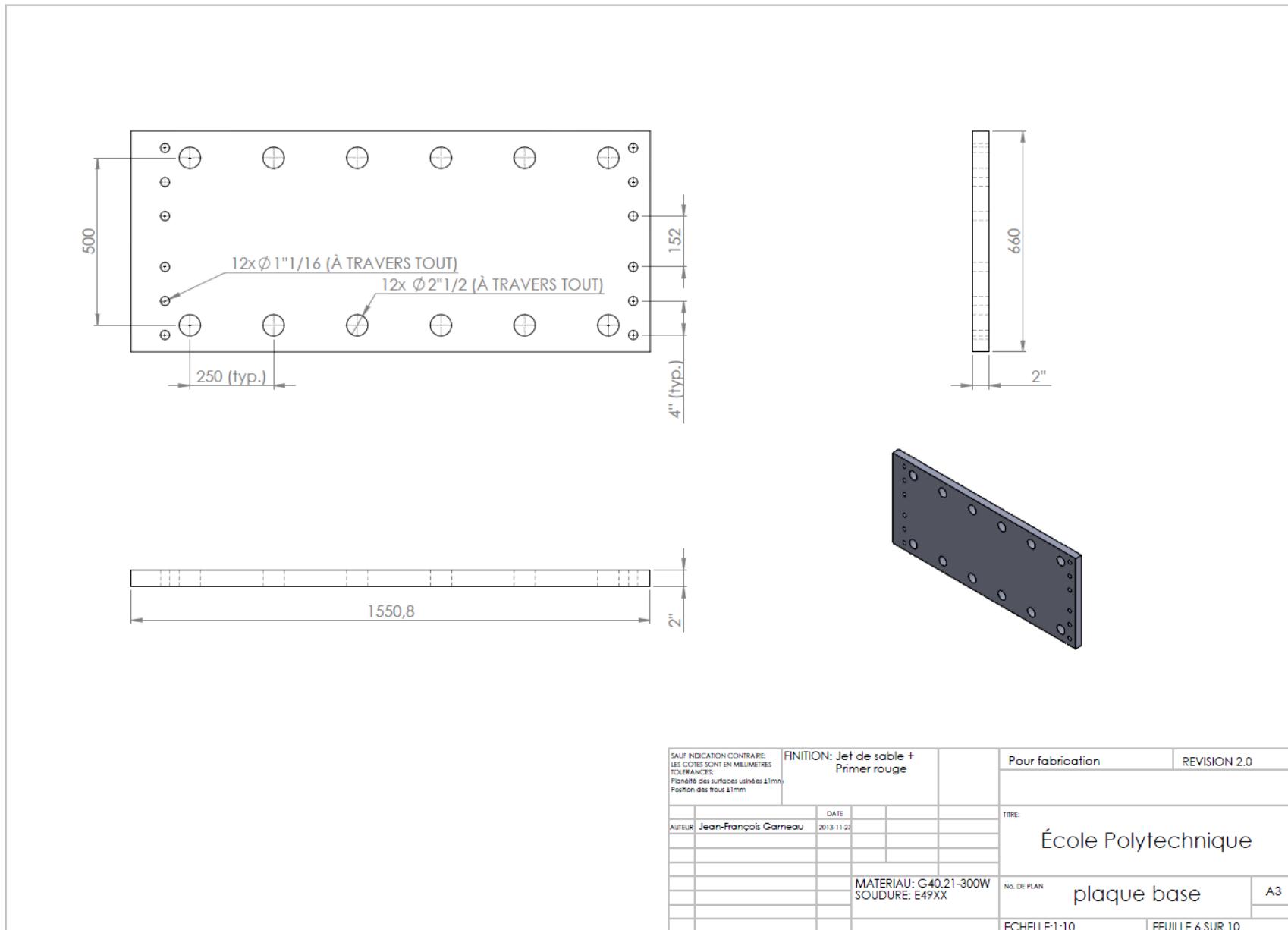
DESSUS

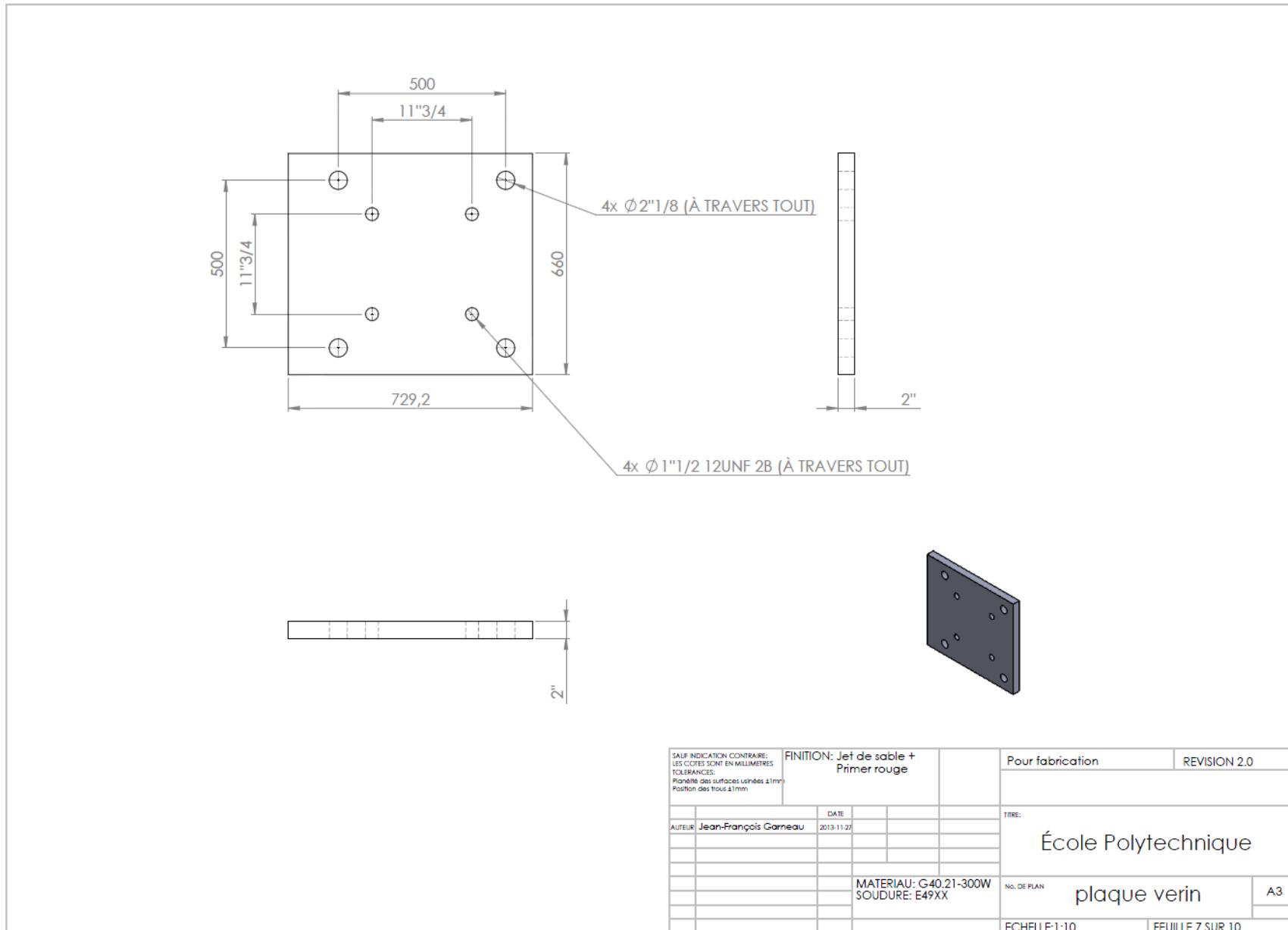
SAUF INDICATION CONTRAIRE: LES COTES SONT EN MILLIMÈTRES TOLERANCES: Planéité des surfaces usinées $\pm 1\text{mm}$ Position des trous $\pm 1\text{mm}$		FINITION: Jet de sable + Primer rouge		Pour fabrication	REVISION 2.0
AUTEUR	Jean-François Garneau	DATE			
				TITRE:	École Polytechnique
				MATERIAU:	G40.21-300W
				SOUUDURE:	E49XX
				No. DE PLAN	equerre(dessus)
					A3
				ECHELLE:	1:10
				FEUILLE:	4 SUR 10

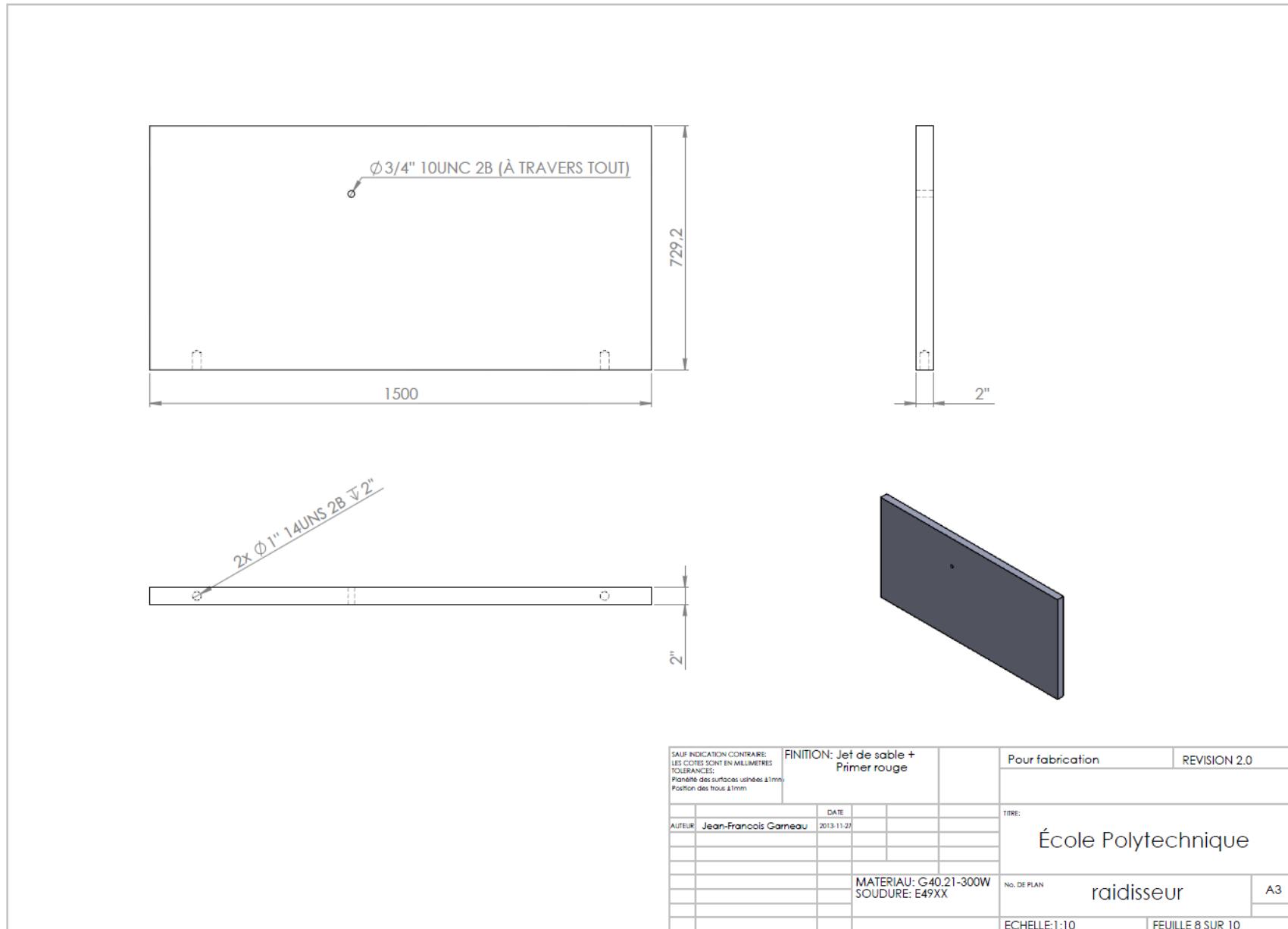


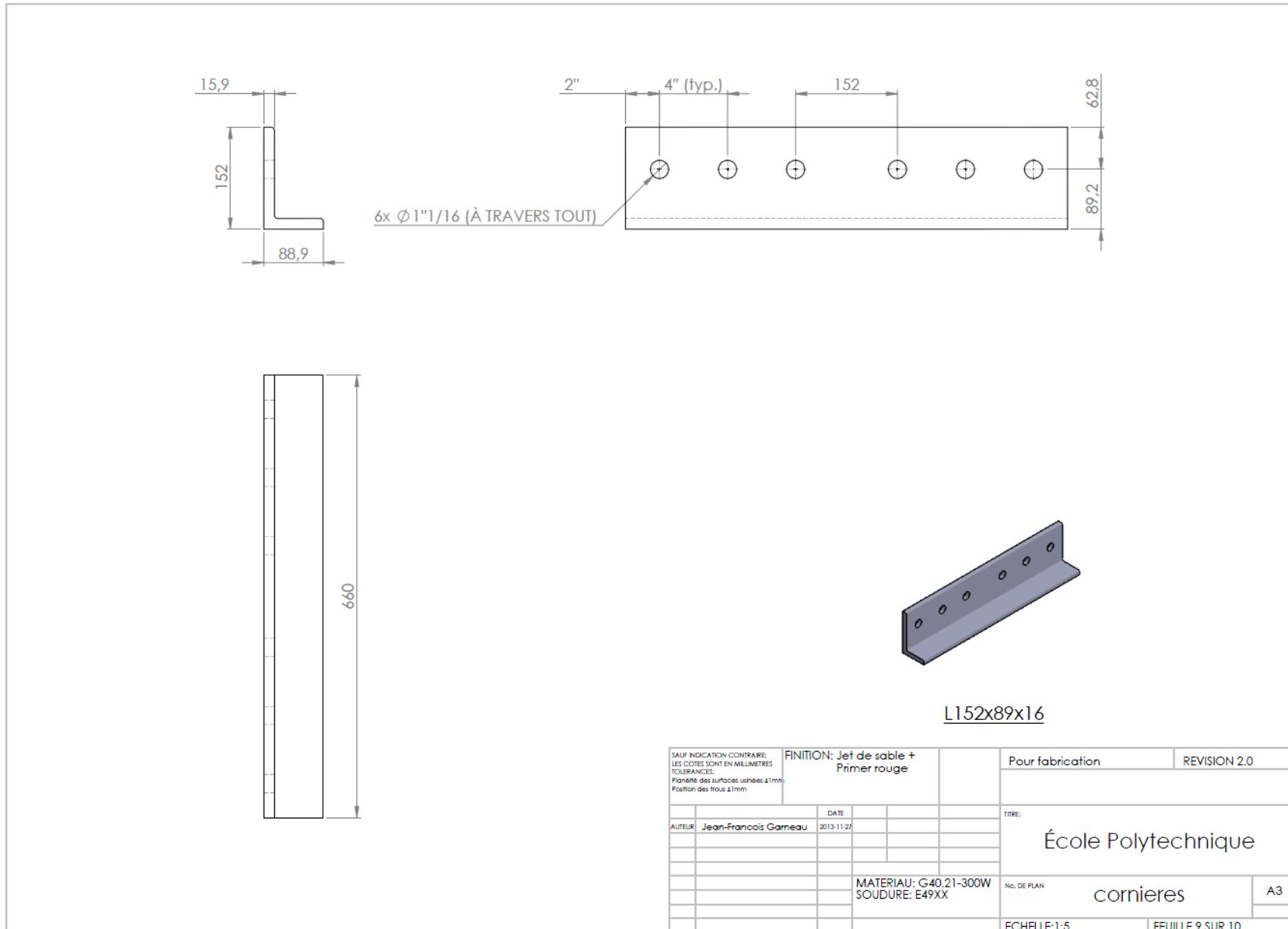
CÔTÉ

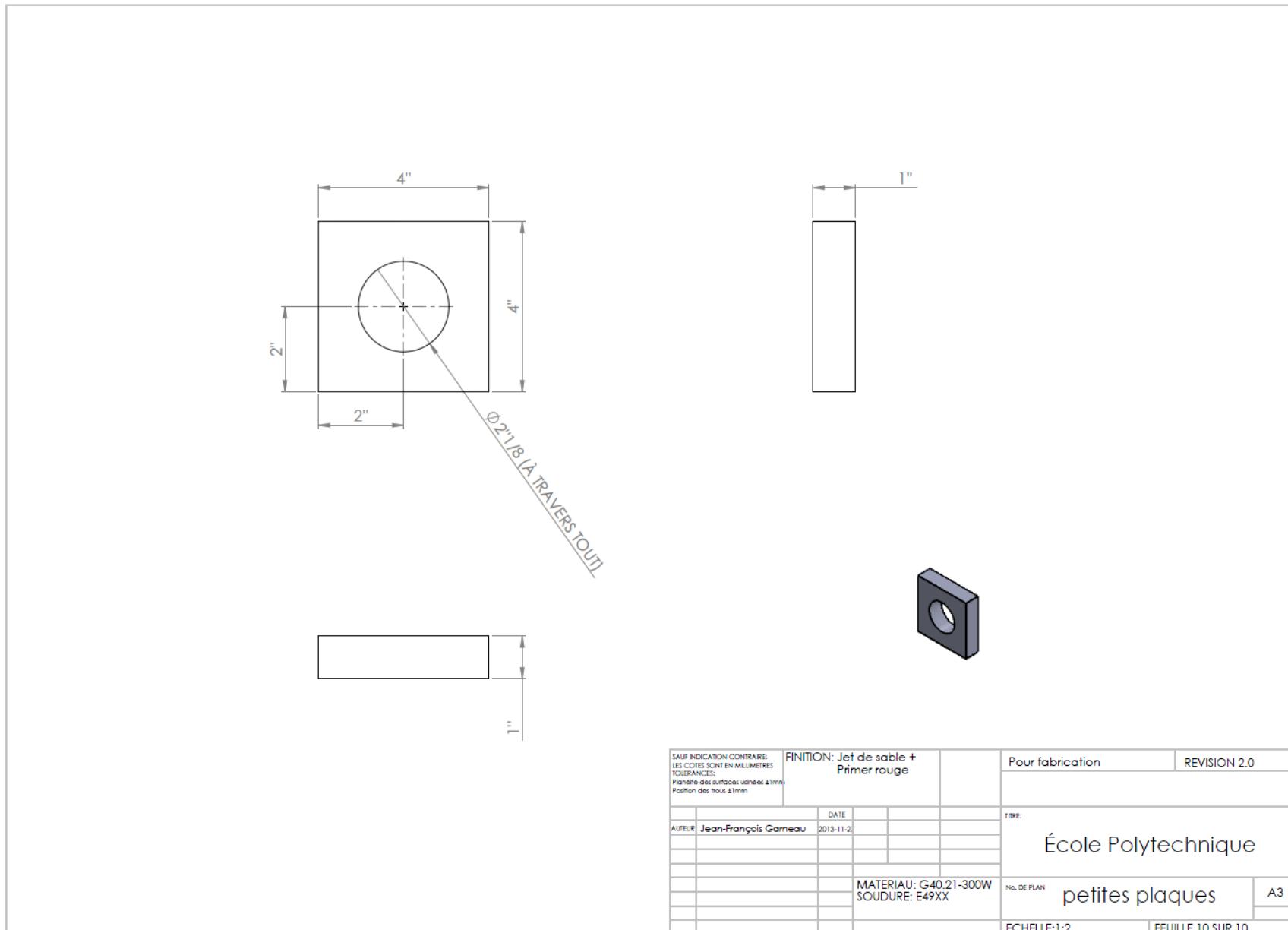
SAUF INDICATION CONTRAIRE: LES COTES SONT EN MILLIMÈTRES TOLERANCES: Planéité des surfaces usinées $\pm 1\text{mm}$ Position des trous $\pm 1\text{mm}$		FINITION: Jet de sable + Primer rouge		Pour fabrication	REVISION 2.0
AUTEUR	Jean-François Garneau	DATE			
TITRE:					École Polytechnique
		MATERIAU: G40.21-300W Soudure: E49XX		NO. DE PLAN	A3
			équerre(côté)		
ÉCHELLE: 1:10				FEUILLE 5 SUR 10	









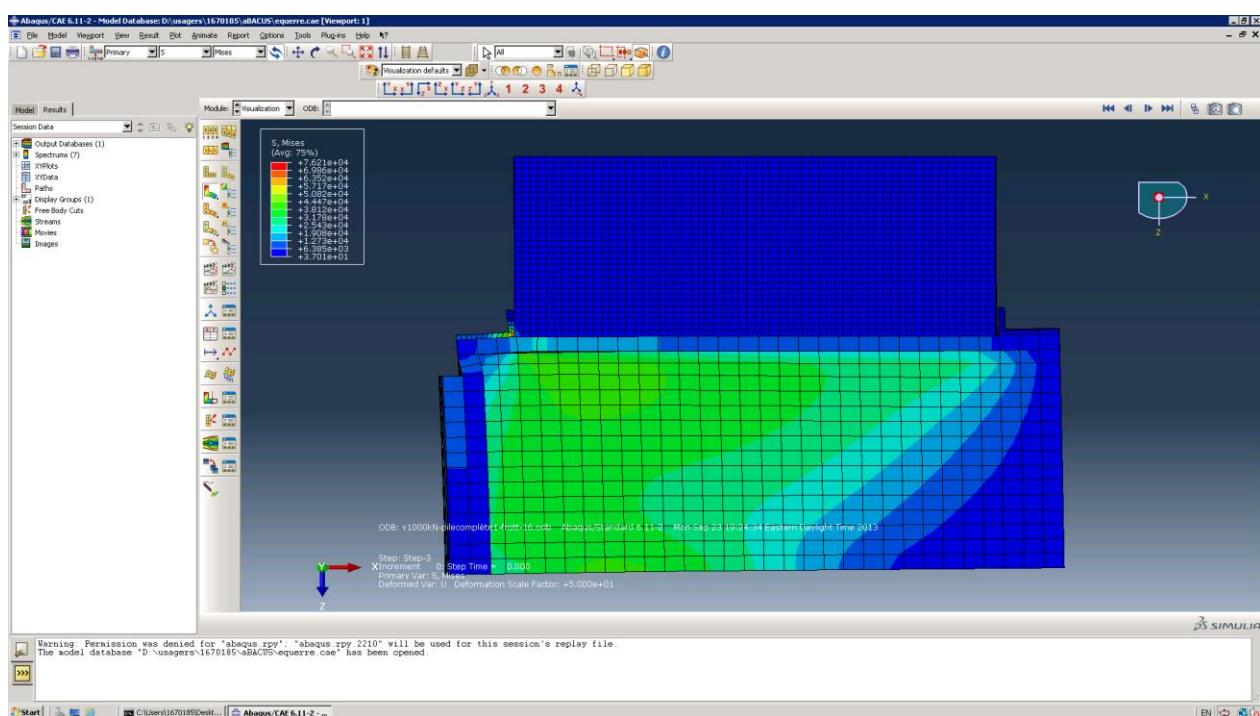
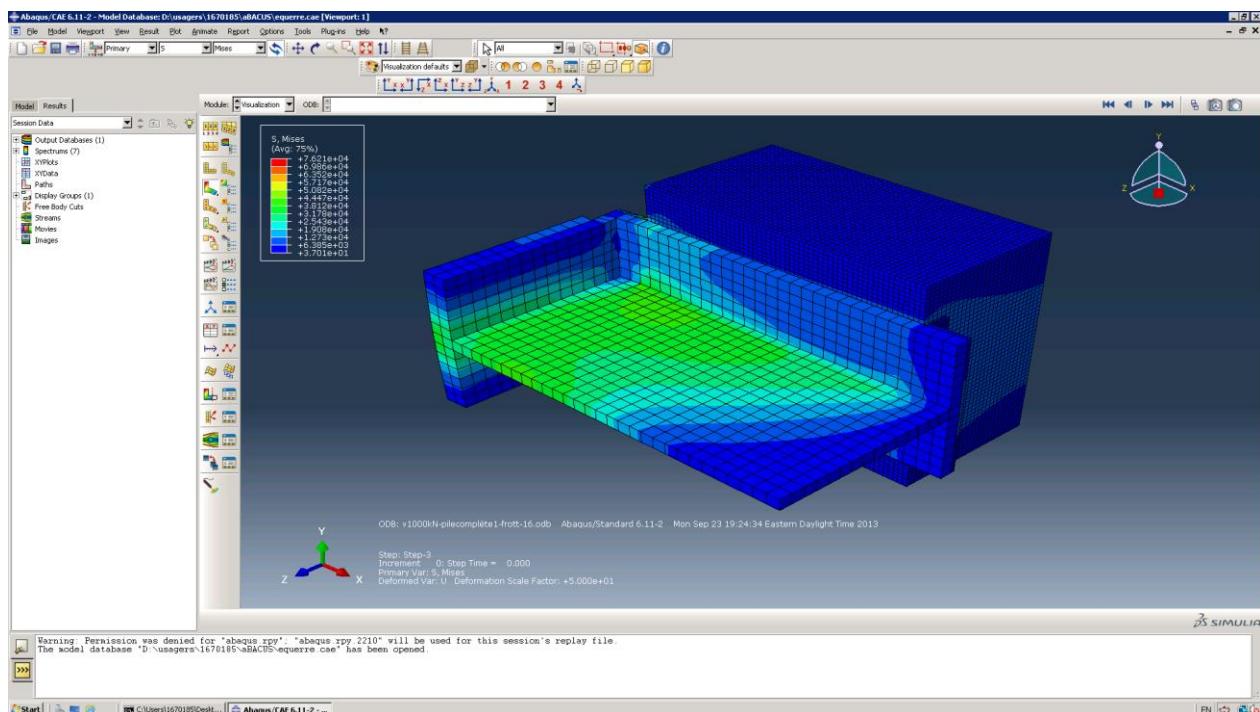


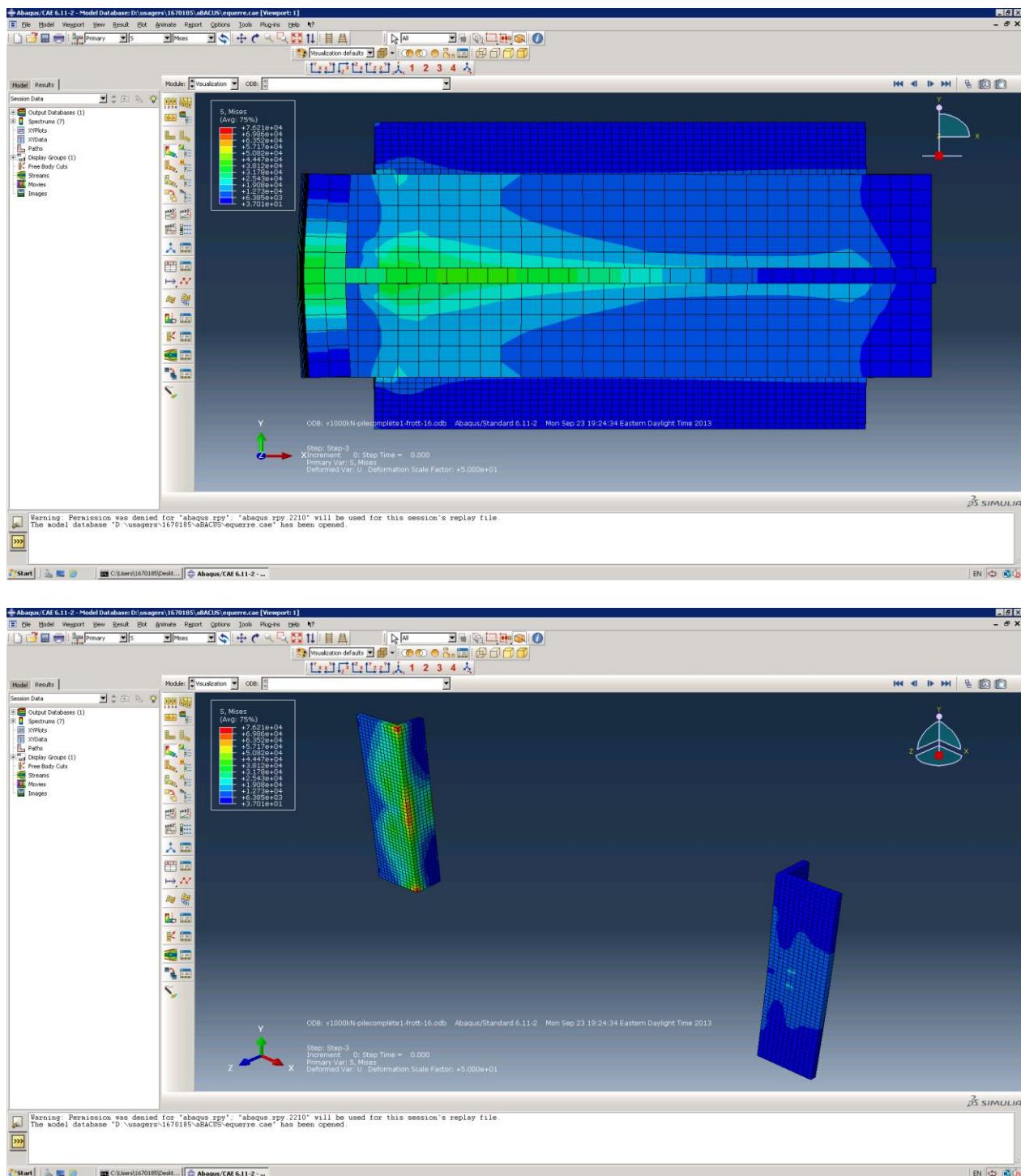
Conception par éléments finis (ABAQUS)

Unités : kN, m

Chargement : 1000 kN dans le sens de l'axe x

Déformation : Agrandie par un facteur 50





Unités : kN, m

Charge : 1000 kN dans le sens inverse de l'axe x

Déformation : Agrandie par un facteur 50

