

Titre: Conception parasismique de piles de ponts constituées d'éléments
préfabriqués

Auteur: Corentin Long

Date: 2023

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Long, C. (2023). Conception parasismique de piles de ponts constituées
d'éléments préfabriqués [Mémoire de maîtrise, Polytechnique Montréal].
Citation: PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/57006/>

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

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/57006/>
PolyPublie URL:

**Directeurs de
recherche:** Bruno Massicotte
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

**Conception parasismique de piles de ponts constituées d'éléments
préfabriqués**

CORENTIN LONG

Département des génies civil, géologique et des mines

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

Génie civil

Décembre 2023

© Corentin Long, 2023.

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Ce mémoire intitulé :

Conception parasismique de piles de ponts constituées d'éléments préfabriqués

présenté par **Corentin LONG**

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

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

Mahdi BEN FTIMA, président

Bruno MASSICOTTE, membre et directeur de recherche

Nikolay VELEV, membre

DÉDICACE

À Frédérique

REMERCIEMENTS

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à Bruno Massicotte, mon directeur de recherche, pour son entière confiance, son soutien, sa transmission de savoir, sa disponibilité à chaque fois que j'en ai eu le besoin. Je ressors, grâce à lui, grandi de cette expérience.

J'ajoute une mention spéciale à Simon Bourget qui, tout au long de mon projet, m'a accompagné et guidé, s'est montré disponible en tout temps : il fut notamment un acteur majeur dans la réalisation des volets expérimentaux de mon projet. Pour cela je le remercie grandement.

Je souhaite remercier tous les membres du personnel du laboratoire de structures de Polytechnique Montréal qui ont pu m'aider lors des phases expérimentales, des essais de telle envergure ne se feraient pas sans eux. Aussi, je remercie tous les étudiants et stagiaires que j'ai pu rencontrer et qui m'ont aidé au cours de mon projet. La bonne humeur constante et l'entraide au sein du groupe ont fait de ces deux années une expérience inoubliable. Je n'oublie pas Gabriel Lewis, ancien étudiant, pour s'être rendu disponible et avoir partagé ses travaux.

Je profite de cette occasion pour remercier les membres de ma famille pour leur soutien inconditionnel même en étant séparés par la distance. Ils ont depuis toujours été là pour moi et je leur témoigne une immense reconnaissance.

Parce qu'ils sont comme une seconde famille pour moi, je tiens à mentionner mes amis clunysois pour leur soutien depuis les quatre coins du monde.

Aussi, je tiens à remercier deux rencontres qui sont devenues des personnes essentielles et m'ont soutenu intensément, Théo et Anna.

Je remercie les entreprises Béton Préfabriqué du Richelieu, Sika et Bekaert pour leurs dons.

Enfin, ce projet a pu être réalisé grâce au soutien financier et à la confiance de la Ville de Montréal, du Conseil de Recherches en Sciences Naturelles et en Génie du Canada (CRSNG), ainsi que le Centre de Recherche sur les Infrastructures en Béton (CRIB).

RÉSUMÉ

L'accroissement constant des densités de population et donc du trafic routier, combiné au vieillissement des infrastructures routières telles que les ponts arrivant pour bon nombre à la fin de leur vie utile, implique des besoins rapides et efficaces pour la construction ou reconstruction des structures. C'est dans cette optique que le concept de Construction Accélérée de Ponts (CAP) a vu le jour. Bien que ce concept soit revendiqué depuis plusieurs décennies, c'est dans les vingt dernières années que sa popularité a grandi de manière exponentielle. Avec sa popularité, les techniques utilisées ont aussi évolué, et ce notamment grâce au développement de nouveaux matériaux innovants tels que les Bétons Fibrés à Ultra-hautes Performances (BFUP).

Le BFUP, ce matériau aux comportements et propriétés exceptionnels pour un béton, n'est pas développé pour remplacer le béton ordinaire, car il s'agit d'un matériau coûteux, mais il doit être utilisé en combinaison avec les bétons ordinaires. Dans la construction accélérée de ponts, ce béton peut par exemple être utilisé dans les joints d'assemblages des éléments préfabriqués, joints qui représentent souvent des zones critiques pour les structures face notamment aux efforts sismiques. Aussi, le BFUP est un matériau formidable pour la réhabilitation, c'est ainsi que des travaux ont été réalisés à Polytechnique Montréal, montrant l'efficacité du BFUP dans la réhabilitation de piles de ponts. La réhabilitation consistait à substituer le béton normal par du BFUP dans la zone de chevauchement des armatures à la base de la pile. Ces essais ont montré des résultats plus que satisfaisants et ont donné naissance à un programme de recherche, toujours à Polytechnique Montréal, dont le but est le développement de piles et culées de ponts entièrement conçues à partir d'éléments préfabriqués permettant de rencontrer les performances parasismiques attendues par les normes canadiennes. Pour les piles de ponts, le concept repose sur une connexion en BFUP entre la colonne et la semelle.

L'étude qui est présentée dans ce mémoire s'inscrit dans la continuité de ce vaste programme de recherche, dans la partie concernant les piles de ponts. Les travaux présentés ici font alors suite aux travaux de Philippe Darveau et Gabriel Lewis, tous deux ayant réalisé des essais sur des piles de ponts préfabriquées avec connexion en BFUP. Pour cela, une nouvelle pile à colonne circulaire faisant directement suite aux travaux de Darveau et Lewis a été testée sous un chargement cyclique. Les résultats sur les piles à colonnes circulaires étant très satisfaisants, une seconde pile a été testée dans le cadre de ce mémoire : il s'agit d'une pile conçue, comme les autres piles de ce programme

de recherche, à partir d'éléments préfabriqués, mais cette fois-ci avec une colonne rectangulaire et des dimensions fidèles à la réalité (seule la hauteur de la colonne est diminuée). Cette pile à colonne rectangulaire a été testée dans l'optique de la reconstruction d'un pont par la Ville de Montréal : il s'agit désormais de l'utilisation concrète du concept développé lors du programme de recherche réalisé à Polytechnique.

Tout d'abord, les résultats de Darveau et Lewis sont analysés. Deux piles ont été testées par Darveau, une pile de référence coulée en place et conçue selon les exigences de la norme CSA S6-14 ainsi qu'une première pile préfabriquée P1 qui fait intervenir une connexion en BFUP entre des éléments préfabriqués. Trois piles ont été testées par Lewis (P2, P3 et P4) visant à améliorer le concept après les résultats satisfaisants obtenus par Darveau. La première pile préfabriquée P1 comportait un joint de 300 mm de haut correspondant à un chevauchement de 250 mm avec des armatures 25M. Cette pile a présenté des endommagements moindres par rapport à la pile de référence. Afin d'améliorer le concept, les piles suivantes testées par Lewis comportaient un joint deux fois plus haut de 600 mm : les résultats obtenus furent plus que satisfaisants, mais une légère incompréhension d'une partie du concept rend la conception perfectible. La dernière colonne à base circulaire (P5) testée pour ce mémoire est donc conçue en réalisant des ajustements basés sur les résultats obtenus par Darveau et Lewis. La colonne à base rectangulaire est, elle, conçue en conservant le même concept. Les dimensions sont issues des choix faits par le concepteur pour la reconstruction d'un pont de la Ville de Montréal, alors que le dimensionnement du joint et des armatures est adapté aux travaux de recherches réalisés à Polytechnique Montréal.

La première partie expérimentale de ce mémoire concerne la pile à colonne circulaire P5. Les éléments préfabriqués sont construits en usine, avec une géométrie identique aux piles testées par Darveau et Lewis, à savoir une pile de 4.35m incluant une semelle de 0.7 m de hauteur, une colonne de 3.05 m de hauteur ainsi qu'un chevêtre haut de 0.6 m, alors que le diamètre de la colonne est de 610 mm. Un joint en BFUP est réalisé entre le bas de la colonne préfabriquée comportant 16 barres 25M et le dessus de la semelle comportant 12 barres 30M. Le joint a une hauteur de 600 mm, similaire à celle utilisée pour les piles de Lewis. Un gainage de 100 mm des armatures provenant de la semelle est réalisé. La pile est alors soumise à un chargement cyclique unidirectionnel, tout en conservant une charge axiale de 1000 kN tout au long de l'essai. La pile P5 s'avère alors être, tel qu'attendu, la pile présentant la meilleure performance. Une ductilité $\mu_{\Delta} = 9\Delta_y$ a été atteinte lorsque l'essai a été arrêté avant même de rompre une armature, atteignant les limites en termes de

déplacements du système de chargement. Après $\mu_{\Delta} = 6\Delta_y$, hormis un soulèvement au bas de la colonne, très peu d'endommagement a été constaté. Aux alentours de $\mu_{\Delta} = 7\Delta_y$, un endommagement qui en soit n'est pas désiré est survenu en haut du joint, mais pour des déplacements très importants excédant les déplacements de conception généralement visés, à peine voire non atteint lors de la rupture des autres piles du même programme d'essais. Comme pour les autres piles testées, la pénétration de la plastification dans la semelle est proche de la valeur théorique de $0.022f_{ye}d_b$ présente abondamment dans la littérature.

La seconde partie expérimentale concerne la pile à colonne rectangulaire. De même que pour la pile circulaire, les éléments préfabriqués ont été construits en usine, puis la connexion en BFUP a été réalisée au laboratoire de structures de Polytechnique Montréal. La hauteur globale de la pile est de 4.35 m, comportant une semelle de 0.8 m de hauteur et une colonne de 3.55m de haut pour une section de 1.5 m par 0.8 m. Le joint est d'une hauteur 500 mm, accueillant 30 barres 30M provenant de la colonne et 20 barres 25M provenant de la semelle. La pile a été soumise à un chargement cyclique cette fois-ci bidirectionnel tout en appliquant une charge axiale constante de 3000 kN, correspondant au même taux de contrainte que pour la pile circulaire. La pile a démontré des résultats très satisfaisants avec des dommages presque entièrement localisés au bas du joint dans la rotule plastique, résultant en un soulèvement important. Le pic de résistance se situe entre 5 et $6\Delta_y$, l'essai a atteint un déplacement de $10\Delta_y$, mais une chute importante de la résistance a été observée à $9\Delta_y$. La longueur de pénétration de la rotule plastique est cette fois aussi proche de la valeur théorique de $0.022f_{ye}d_b$.

Les piles testées en laboratoire ont été modélisées par éléments finis à l'aide du logiciel Abaqus, en utilisant le modèle constitutif EPM3D développé à Polytechnique Montréal. Les analyses réalisées sont des analyses de type poussée statique non linéaire. Les modèles numériques reproduisent de manière très satisfaisante le comportement des spécimens testés en laboratoire, notamment : l'enveloppe de la courbe hystérétique (force-déplacement ou moment-déplacement), la plastification des armatures ou encore l'endommagement du béton.

Enfin, ce mémoire se conclut en faisant ressortir les points clés du type de conception étudié.

ABSTRACT

The constant increase in population density and thus road traffic, combined with the aging of road infrastructure such as bridges reaching the end of their service life for many, implies rapid and efficient needs for the construction or reconstruction of structures. It is in this context that the concept of Accelerated Bridge Construction (ABC) has emerged. Although this concept has been advocated for several decades, its popularity has grown exponentially in the past twenty years. Along with its popularity, the techniques used to have also evolved, notably through the development of innovative materials such as Ultra-High-Performance Fibre-Reinforced Concretes (UHPFRC).

UHPFRC, a material with exceptional behaviour and properties for concrete, is not developed to replace ordinary concrete as it is costly. Instead, it should be used in combination with ordinary concrete. In accelerated bridge construction, for example, concrete can be used in the joints of prefabricated elements, which often represent critical areas for structures, particularly in seismic conditions. Additionally, UHPFRC is a remarkable material for rehabilitation. Work carried out at Polytechnique Montréal demonstrated the efficiency of UHPFRC in rehabilitating bridge piers. The rehabilitation involved replacing normal concrete with UHPFRC in the overlapping area of the bar at the base of the pier. These tests showed highly satisfactory results and led to a research program at Polytechnique Montréal aimed at developing bridge piers and abutments entirely designed from prefabricated elements to meet the seismic performance expected by Canadian standards. For bridge piers, the concept relies on a UHPFRC connection between the column and the base, both of which are prefabricated elements.

The study presented in this paper is part of this extensive research program, focusing on bridge piers. The work presented here follows the experiments conducted by Philippe Darveau and Gabriel Lewis, both of whom tested prefabricated bridge piers with UHPFRC connections. A new circular column pier, directly following the work of Darveau and Lewis, is tested under cyclic loading. Given the very satisfactory results obtained for circular column piers, a second pier is tested within this paper: a pier designed, like the other piers in this research program, from prefabricated elements, but this time with a rectangular column and of actual dimensions (only the column height is reduced). This rectangular column pier is tested with the aim of reconstructing a bridge by the

City of Montreal, representing the practical application of the concept developed during the research program conducted at Polytechnique Montréal.

Firstly, the results of Darveau and Lewis are analyzed. Darveau tested two piers: a reference pier cast in place and designed according to CSA S6 requirements, and a first prefabricated pier P1 with a UHPFRC connection between prefabricated elements; Lewis tested three piers (P2, P3, and P4), aiming to improve the concept after the satisfactory results obtained by Darveau. The first prefabricated pier P1 had a joint height of 300 mm, corresponding to a 250 mm overlap with 25M bars. This pier showed less damage compared to the reference pier. To improve the concept, the subsequent piers tested by Lewis had a joint twice as high at 600 mm. The results obtained were more than satisfactory, but a slight misunderstanding of part of the concept left room for improvement. The last circular base column (P5) tested for this paper is designed while making adjustments based on the results obtained by Darveau and Lewis. The rectangular base column is designed while retaining the same concept. The dimensions are based on choices made for the reconstruction of the bridge by the City of Montreal, and the sizing of the joint and reinforcements is adapted from the research work conducted at Polytechnique Montréal.

The first experimental part of this paper concerns the circular column pier P5. Prefabricated elements are constructed in the factory, with the same geometry as the piers tested by Darveau and Lewis, including a 4.35 m pier consisting of a 0.7 m base, a 3.05 m column, and a 0.6 m cap, with a column diameter of 600 mm. A UHPFRC joint is created between the bottom of the column containing 16-25M bars and the top of the base containing 12-30M bars. The joint is 600 mm high, similar to that used for Lewis' piers. A 100 mm sheath is added to the reinforcements coming from the base. The pier is then subjected to cyclic unidirectional loading, while maintaining an axial load of 1000 kN throughout the test. As expected, pier P5 proves to have the best performance. A ductility of $\mu_{\Delta} = 9\Delta_y$ is achieved when the test is stopped before even breaking a reinforcement, reaching the limits in terms of displacement of the loading system. After $\mu_{\Delta} = 6\Delta_y$, apart from some lifting at the bottom of the column, very little damage is observed. Around $\mu_{\Delta} = 7\Delta_y$, some undesired damage occurs at the top of the joint, but this happens for very large displacements, barely or not reached during the failure of other piers. As with the other tested piers, the penetration of the plastic length into the base is close to the theoretical value of $0.022f_{ye}d_b$ widely present in the literature.

The second experimental part concerns the rectangular column pier. Similar to the circular pier, the prefabricated elements are constructed in the factory, and the UHPFRC connection is created at the Polytechnique Montréal structural Laboratory. The overall height of the pier is 4.35 m, with a base of 0.8 m in height and a column of 3.55 m in height for a section of 1.5 m by 0.8 m. The joint is 500 mm high, accommodating 30-30M bars from the column and 20-25M bars from the base. The pier is subjected to bidirectional cyclic loading this time, while applying a constant axial load of 3000 kN, corresponding to the same stress level as for the circular pier. The pier demonstrates very satisfactory results with damage almost entirely localized at the bottom of the joint in the plastic hinge, resulting in significant uplift. The peak resistance occurs between 5 and $6\Delta_y$, and the test goes up to $10\Delta_y$, but a significant drop in resistance is observed at $9\Delta_y$. The penetration length of the plastic hinge is also close to the theoretical value of $0.022f_{ye}d_b$ this time too.

The laboratory-tested piers are modelled using finite element analysis with Abaqus software, using the EPM3D module developed at Polytechnique Montréal. The performed analyses are nonlinear static pushover analyses. The numerical models accurately reproduce the behaviour of the specimens tested in the laboratory, including the envelope of the hysteretic curve (force-displacement or moment-displacement), reinforcement yielding, and concrete damage.

In conclusion, this paper highlights the key points of the studied design approach.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT	VIII
TABLE DES MATIÈRES	XI
LISTE DES TABLEAUX.....	XVII
LISTE DES FIGURES.....	XIX
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XXXIII
CHAPITRE 1 INTRODUCTION	1
1.1 Contexte général.....	1
1.2 Problématique.....	3
1.3 Objectifs et portée du projet de recherche.....	4
1.4 Méthodologie et organisation du mémoire.....	5
CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE	8
2.1 Zones sismiques au Canada.....	8
2.2 Conception parasismique de piles de ponts.....	10
2.2.1 Ductilité.....	10
2.2.2 Principe de rotule plastique	12
2.2.3 Principes de conception.....	15
2.2.4. Modes de rupture.....	22
2.3 Construction accélérée	25
2.3.1 Principes	25
2.3.2 Types de connexions pile-semelle existantes.....	27

2.4	Comportement du béton armé	33
2.4.1	Effort tranchant	33
2.4.2	Compression-Flexion	36
2.5	Comportement au sein du joint	38
2.6	Béton fibré à ultra-hautes performances	40
2.6.1	Propriétés.....	40
2.6.2	Utilisation pour les joints de chevauchement.....	42
2.7	Outils pour analyses numériques.....	44
2.7.1	Abaqus.....	45
2.7.2	SAP2000.....	51
2.7.3	Response2000.....	54
CHAPITRE 3	CONCEPTION DES SPÉCIMENS	58
3.1	Pile à colonne circulaire	58
3.1.1	Spécimens conçus ultérieurement	58
3.1.2	Choix pour le spécimen P5.....	62
3.2	Pile à colonne rectangulaire	73
3.2.1	Analyse.....	74
3.2.2	Conception de la pile à l'issue de l'analyse	83
3.2.3	Utilisation de la pile pour d'autres ouvrages.....	93
3.2.4	Géométrie du spécimen.....	101
CHAPITRE 4	PROGRAMME EXPÉRIMENTAL – PILE CIRCULAIRE	107
4.1	Portée de l'essai.....	107
4.2	Construction du spécimen	107
4.2.1	Fabrication du chevêtre	107

4.2.2	Fabrication du fût	109
4.2.3	Fabrication de la semelle	111
4.2.4	Fabrication du joint en BFUP.....	112
4.2.5	Armatures gainées	118
4.3	Matériaux	119
4.3.1	Béton Haute Performance	119
4.3.2	Béton fibré à ultra-hautes performances (BFUP).....	124
4.3.3	Armatures	135
4.4	Instrumentation.....	138
4.4.1	Jauges de déformations	138
4.4.2	LVDT	142
4.4.3	SCI.....	144
4.4.4	Mesure du déplacement relatif	145
4.5	Montage de l'essai.....	148
4.6	Protocole de chargement	152
4.7	Résultats	153
4.7.1	Dégradation de la pile au cours de l'essai	153
4.7.2	Courbes hystérétiques	164
4.7.3	Courbure.....	172
4.7.4	Compression.....	178
4.7.5	Ouverture des fissures	183
4.7.6	Rigidité.....	186
4.7.7	Soulèvement.....	188
4.7.8	Jauges de déformations	189

4.8	Sommaire	198
CHAPITRE 5 PROGRAMME EXPÉRIMENTAL – PILE RECTANGULAIRE		199
5.1	Portée de l’essai.....	199
5.2	Construction du spécimen	199
5.2.1	Fabrication de la semelle	199
5.2.2	Fabrication du fût	201
5.2.3	Fabrication du joint en BFUP.....	203
5.3	Caractéristiques des matériaux.....	213
5.3.1	Béton Haute Performance	213
5.3.2	Béton à ultra-hautes performances	214
5.3.3	Armatures	216
5.4	Instrumentation.....	219
5.4.1	Jauges de déformation.....	219
5.4.2	LVDT	221
5.4.3	Système de corrélation d’image	222
5.4.4	Mesure des déplacements relatifs.....	224
5.5	Montage de l’essai.....	226
5.6	Protocole de chargement	230
5.7	Résultats	234
5.7.1	Dégradations de la pile au cours de l’essai	234
5.7.2	Courbes hystérétiques	251
5.7.3	Courbure.....	261
5.7.4	Compression.....	265
5.7.5	Ouverture des fissures	267

5.7.6	Soulèvement	269
5.7.7	Jauges de déformation	271
5.7.8	Comportement de la réparation	277
5.8	Sommaire	278
CHAPITRE 6	ANALYSES PAR ÉLÉMENTS FINIS	281
6.1	Propriétés	281
6.1.1	Éléments	281
6.1.2	Matériaux	282
6.2	Colonne circulaire	289
6.2.1	Modélisation de la pile P5	289
6.2.2	Résultats	295
6.2.3	Sommaire des résultats – colonne circulaire	306
6.3	Colonne rectangulaire	306
6.3.1	Modélisation de la pile	306
6.3.2	Résultats	312
6.3.3	Sommaire des résultats	331
CHAPITRE 7	CONCLUSION	333
7.1	Rappel des objectifs	333
7.2	Conclusions du projet de recherche	333
7.2.1	Volet expérimental – pile à colonne circulaire	333
7.2.2	Volet expérimental – pile à colonne rectangulaire	334
7.2.3	Analyses numériques	335
7.3	Recommandations	336
7.4	Poursuite des travaux de recherche	337

1. RÉFÉRENCE	338

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 Classification des sites en fonction de la réponse sismique (tiré de la norme CSA-S6-14)	16
Tableau 2.2 Étapes de conception pour la méthode de CBF	19
Tableau 2.3 Exigences pour les ponts réguliers – Tableau 4.11 du code S6-19	20
Tableau 2.4 Critères selon le niveau de performance sismique ciblé	21
Tableau 2.5 Indicateurs de durabilité, non fissuré (Charron et Desmettre, 2015)	41
Tableau 3.1 Comparatif des efforts de flexion à la base des colonnes.....	59
Tableau 3.2 Valeurs considérées par Darveau (2018).....	60
Tableau 3.3 Choix de conception faits par Darveau (2018).....	61
Tableau 3.4 Caractéristiques des différents spécimens testés	73
Tableau 3.5 Résultats de l'analyse modale – Pile rectangulaire	76
Tableau 3.6 Périodes fondamentales	78
Tableau 3.7 Valeurs d'accélération spectrales pour un sol de type C, région de Montréal, période de retour de 2475 ans	78
Tableau 3.8 Accélération spectrales correspondant aux périodes fondamentales	78
Tableau 3.9 Efforts élastiques dans les directions longitudinale et transversale	79
Tableau 3.10 Efforts modifiés dans les directions longitudinale et transversale.....	79
Tableau 3.11 Déplacements pour les directions longitudinale et transversale obtenus par la méthode de la charge uniforme.....	80
Tableau 3.12 Moments de conception issus de la méthode de la charge uniforme	80
Tableau 3.13 Valeurs obtenus pour la considération des efforts de freinage	81
Tableau 3.14 Comparaison entre les efforts de flexion dus au freinage et les efforts sismiques	82

Tableau 3.15 Comparaison entre les valeurs obtenues à l'aide de l'analyse multimodale (SAP2000) et par la méthode de la charge uniforme	82
Tableau 3.16 Compilation des résultats obtenus	90
Tableau 3.17 Compilation des résultats obtenus lors de la vérification	92
Tableau 4.1 Formule de mélange du béton haute performance pour un volume d'une benne	119
Tableau 4.2 Caractéristiques du mélange pour le béton haute performance	120
Tableau 4.3 Résultats des essais de compression	121
Tableau 4.4 Résultats pour le module élastique et le coefficient de Poisson	121
Tableau 4.5 Résultats des essais brésiliens	123
Tableau 4.6 Sommaire des résultats – BHP (P5)	124
Tableau 4.7 Composition du mélange utilisé – BFUP (P5)	124
Tableau 4.8 Résultats des essais de compression sur cubes et cylindres – BFUP (P5)	125
Tableau 4.9 Caractéristiques des jauges	138
Tableau 4.10 Évolution des dégradations pour les différentes piles testées	163
Tableau 4.11 Déplacements résiduels des spécimens testés	170
Tableau 4.12 Soulèvements pour différents déplacements atteints	189
Tableau 5.1 Caractéristiques du béton haute performance à 28 jours	213
Tableau 5.2 Caractéristiques du béton haute performance le jour de l'essai	214
Tableau 5.3 Caractéristiques du BFUP à 28 jours et le jour de l'essai	215
Tableau 5.4 Déplacements résiduels à différents stades de l'essai	260
Tableau 6.1 Propriétés considérées pour l'acier	287
Tableau 6.2 Propriétés considérées pour l'acier	294

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 Ponts dans la région de Montréal	1
Figure 1.2 Concept de CAP (MTQ)	2
Figure 2.1 Aléas sismiques au Canada (tiré de CGC, 2015).....	8
Figure 2.2 Réponse spectrale pour un sol de classe C, période de retour de 2475 ans selon CGC 2015.	10
Figure 2.3 Comportement d'une colonne de pont ductile (Massicotte, B., 2021a).....	11
Figure 2.4 Comportements non ductile (gauche) et ductile (droite) colonnes soumises à des efforts cycliques (Chail et al., 1991).....	12
Figure 2.5 Zone de rotule plastique	13
Figure 2.6 Paramètres associés à la rotule plastique (Massicotte, B., 2021a)	14
Figure 2.7 Réponse spectrale selon la classe de sol, région de Montréal, période de retour de 2475 ans selon CGC 2015.....	17
Figure 2.8 Principe de la conception par capacité ou CBF (tiré de Massicotte, 2021)	18
Figure 2.9 Rupture en cisaillement (Swanson, 2011)	23
Figure 2.10 Rupture associée flambement des armatures longitudinales (Alim et al., 2015).....	23
Figure 2.11 Rupture par arrachement (Priestley et al., 1996)	24
Figure 2.12 Rupture du joint de chevauchement, séisme de Loma Prieta 1989 (Priestley et al., 1996).....	25
Figure 2.13 Principe de construction accélérée (MTQ)	27
Figure 2.14 Principe de barres couplées.....	28
Figure 2.15 Principe des barres prolongées et ancrées	29
Figure 2.16 Principe des éléments jointés	30
Figure 2.17 Principe des éléments emboîtés.....	31
Figure 2.18 Principe du coffrage participatif	32

Figure 2.19 Poutre fissurée en cisaillement - paramètres.....	33
Figure 2.20 Diagramme d'interaction d'une section en béton armé (Massicotte, 2021).....	37
Figure 2.21 Chevauchements	39
Figure 2.22 Principe de transmission des efforts entre 2 barres d'armatures chevauchées (Hamad & Mansour, 1996).....	40
Figure 2.23 Comportement du BFUP fissuré – action des fibres.....	41
Figure 2.24 Loi de comportement du BFUP	42
Figure 2.25 Pile réhabilitée (chemisage en BFUP) sous chargement cyclique (Boucher-Proulx, 2008).....	43
Figure 2.26 Courbe moment-déplacement de la pile de référence et d'une pile avec chevauchement en BFUP (tiré de Lewis, 2021)	44
Figure 2.27 Concept de l'endommagement du béton en compression (Massicotte, B. & Ben	48
Figure 2.28 Comportement postpic en compression du béton (Massicotte, B. & Ben Ftima, ...	49
Figure 2.29 Comportement en traction du béton non armé (Massicotte, B. & Ben Ftima, ..	50
Figure 2.30 Comportement en traction du béton armé (Massicotte, B. & Ben Ftima,.....	51
Figure 2.31 Modèle de la poutre équivalente et modèle de grillage (tiré de Théoret P., 2010)	52
Figure 2.32 Éléments de poutre (tiré de Darveau, 2018)	53
Figure 2.33 Discrétisation d'un élément.....	53
Figure 2.34 Géométries de section – Response2000	54
Figure 2.35 Exemple de section Response2000	55
Figure 2.36 Modélisation des matériaux – Response2000	55
Figure 2.37 Propriétés géométriques – Response2000	56
Figure 2.38 Exemple de courbe moment-courbure – Response2000.....	57

Figure 2.39 Exemple d'un état de contrainte – Response2000.....	57
Figure 3.1 Caractéristiques du pont considéré.....	58
Figure 3.2 Disposition des armatures dans le joint de chevauchement.....	61
Figure 3.3 Gainage des armatures provenant de la semelle.....	62
Figure 3.4 Sections Response2000.....	63
Figure 3.5 Courbes moment-courbure en bas du joint (P5).....	64
Figure 3.6 Courbes moment-courbure en haut du joint (P5).....	65
Figure 3.7 État de contrainte en haut du joint (P5)	65
Figure 3.8 Coupe transversale et longitudinale (P5)	67
Figure 3.9 Vue en plan de la semelle.....	68
Figure 3.10 Vue en élévation de la semelle (EO)	69
Figure 3.11 Vue en élévation de la semelle (NS)	69
Figure 3.12 Détails du joint de chevauchement.....	70
Figure 3.13 Vue en élévation du chevêtre (EO)	71
Figure 3.14 Vue en élévation du chevêtre (NS).....	72
Figure 3.15 Vue en plan du chevêtre	72
Figure 3.16 Vue en 3D du modèle réalisé (SAP2000).....	74
Figure 3.17 Décomposition nodale générée (SAP2000).....	75
Figure 3.18 Tablier simplifié considéré	75
Figure 3.19 Gabarit considéré pour la conception de la pile rectangulaire.....	83
Figure 3.20 Section étudiée.....	84
Figure 3.21 Configuration des armatures longitudinales provenant de la semelle	84
Figure 3.22 Section considérée dans Response2000 (bas du joint)	85
Figure 3.23 Courbe moment-courbure obtenue à l'aide de Response2000	86

Figure 3.24 Courbe moment-courbure obtenu à l'aide de Response2000	88
Figure 3.25 Section étudiée : haut du joint	89
Figure 3.26 Section considérée (Response2000)	90
Figure 3.27 Courbe moment-courbure obtenue à l'aide de Response2000	91
Figure 3.28 Armatures longitudinales considérée à l'issu de la conception	92
Figure 3.29 Spectre d'accélération pour un sol de classe C, pour les régions de La Malbaie, Vancouver et Montréal, période de retour de 2745 ans.....	94
Figure 3.30 Résultats de l'étude pour la région de Montréal, en considérant le CNBC 2015	95
Figure 3.31 Résultats de l'étude pour la région de Montréal, en considérant le CNBC 2020	96
Figure 3.32 Résultats de l'étude pour la région de La Malbaie, en considérant le CNBC 2015	97
Figure 3.33 Résultats de l'étude pour la région de La Malbaie, en considérant le CNBC 2020	98
Figure 3.34 Résultats de l'étude pour la région de Vancouver, en considérant le CNBC 2015	99
Figure 3.35 Résultats de l'étude pour la région de Montréal, en considérant le CNBC 2020	100
Figure 3.36 Coupes longitudinale (gauche) et transversale (droite) de la pile rectangulaire	101
Figure 3.37 Vue en plan de la semelle.....	102
Figure 3.38 Vue en élévation de la semelle (EO)	103
Figure 3.39 Vue en élévation de la semelle (NS)	103
Figure 3.40 Détails du joint de chevauchement.....	104
Figure 3.41 Détails du joint de chevauchement.....	104

Figure 3.42 Vue en élévation du fût (axe longitudinale)	105
Figure 3.43 Vue en élévation du fût (axe transversale).....	106
Figure 4.1 Fabrication du chevêtre (P5).....	108
Figure 4.2 Montage pour la coulée du fût (P5)	109
Figure 4.3 Trompe pour la coulée du fût (P5)	110
Figure 4.4 Sortie des fils de jauges (P5).....	110
Figure 4.5 Fabrication de la semelle (P5)	111
Figure 4.6 Arrimage de la colonne (P5).....	112
Figure 4.7 Montage pour la coulée du joint (P5)	113
Figure 4.8 Mise en place des étriers dans le joint (P5).....	114
Figure 4.9 Joint dans la zone de chevauchement – avant la coulée (P5)	114
Figure 4.10 Principe pour le remplissage du joint (P5)	115
Figure 4.11 Coffrage utilisé pour la coulée du joint (P5).....	116
Figure 4.12 Joint pendant et après cure humide (P5)	117
Figure 4.13 Armatures gainées (P5)	118
Figure 4.14 Presse de 4.45 MN utilisée pour les essais de compression et de module.....	120
Figure 4.15 Montage pour la mesure du module élastique et du coefficient de Poisson	122
Figure 4.16 Cylindre à l'issue d'un essai brésilien	123
Figure 4.17 Test d'étalement	125
Figure 4.18 Essai de compression sur cylindre.....	125
Figure 4.19 Essai de compression sur cube.....	126
Figure 4.20 Traction sur os.....	127
Figure 4.21 Os à l'issue d'un essai de traction.....	127
Figure 4.22 Os à l'issue d'un essai de traction, fissuré au changement de section.....	128

Figure 4.23 Os modifié à l'issue d'un essai de traction	129
Figure 4.24 Courbes contrainte-déformation prépic	129
Figure 4.25 Courbes contrainte ouverture de fissure postpic	130
Figure 4.26 Montage pour essai de traction sur tirant	131
Figure 4.27 Exemple de tirant après essai de traction – fissuration au centre	132
Figure 4.28 Exemple de tirant après essai de traction – fissuration proche des mâchoires	132
Figure 4.29 Courbes contrainte-déformation prépic à 14 jours	133
Figure 4.30 Courbes contrainte-ouverture de fissure à 14 jours	133
Figure 4.31 Courbes contrainte-déformation prépic à 28 jours	134
Figure 4.32 Courbes contrainte-ouverture de fissure à 28 jours	134
Figure 4.33 Essai de traction sur armature	136
Figure 4.34 Courbes contrainte-déformation – armatures 25M.....	137
Figure 4.35 Courbes contrainte-déformation – armatures 30M.....	137
Figure 4.36 Jauge collée - avant protection.....	139
Figure 4.37 Jauges collée – après protection.....	139
Figure 4.38 Disposition des jauges (P5).....	140
Figure 4.39 Disposition des jauges à béton – Schéma (P5)	141
Figure 4.40 Disposition des jauges à béton (P5)	142
Figure 4.41 Disposition des LVDT.....	143
Figure 4.42 Système de corrélation d'images (P5)	144
Figure 4.43 Dispositions pour le système de corrélation d'images	145
Figure 4.44 Mesure du déplacement relatif – instrumentation au bas de la colonne (P5) ..	146
Figure 4.45 Mesure du déplacement relatif – instrumentation en haut de la colonne (P5).....	147
Figure 4.46 Cibles pour utilisation de la numérisation 3D	147

Figure 4.47 Équerres au niveau du chevêtre (P5)	148
Figure 4.48 Coulis cimentaire sous le spécimen P5	149
Figure 4.49 Équerres dépassant légèrement du dessus du chevêtre (P5).....	150
Figure 4.50 Poche de coulis (P5)	150
Figure 4.51 Montage complet pour le spécimen P5.....	151
Figure 4.52 Protocole de chargement pour la pile P5	152
Figure 4.53 Pile P5 à l'issue du préchargement ($1\Delta_y$)	154
Figure 4.54 Pile P5 à $2\Delta_y$	155
Figure 4.55 Pile P5 à $3\Delta_y$	156
Figure 4.56 Pile P5 à $4\Delta_y$	157
Figure 4.57 Pile P5 à $5\Delta_y$	158
Figure 4.58 Pile P5 à $6\Delta_y$	159
Figure 4.59 Pile P5 à $7\Delta_y$	160
Figure 4.60 Pile P5 à $8\Delta_y$	161
Figure 4.61 Pile P5 à $9\Delta_y$	162
Figure 4.62 Courbe force-déplacement pile P5	164
Figure 4.63 Courbe force déplacement de la pile P5 et de la pile de référence	165
Figure 4.64 Courbes force déplacement des spécimens testés.....	166
Figure 4.65 Courbes moment-déplacement des spécimens testés	167
Figure 4.66 Courbes moment-déplacement de la pile P5 et de la pile de référence	167
Figure 4.67 Dissipation de l'énergie pour la pile P5 et la pile de référence	169
Figure 4.68 Dissipation de l'énergie pour tous les spécimens testés	169
Figure 4.69 Retour élastique	171
Figure 4.70 Retour élastique pour les spécimens testés	172

Figure 4.71 Courbure de la pile P5 (LVDT)	173
Figure 4.72 Potentiomètres fictifs	175
Figure 4.73 Courbure de la pile P5 (SCI).....	176
Figure 4.74 Courbure de la pile P5 – LVDT et SCI.....	177
Figure 4.75 Déformations en compression pour la pile P5 (Ouest)	178
Figure 4.76 Déformations en compression pour la pile P5 (Est).....	179
Figure 4.77 Déformations en compression pour la pile P5 à l'ouest - SCI.....	180
Figure 4.78 Déformations en compression pour la pile P5 à l'est - SCI.....	180
Figure 4.79 Déformations en compression pour la pile P5 à l'ouest.....	181
Figure 4.80 Déformations en compression pour la pile P5 à l'est.....	181
Figure 4.81 Déformations en compression pour la pile P5.....	182
Figure 4.82 Déformations en compression pour la pile P5.....	183
Figure 4.83 Instrumentation pour mesurer l'ouverture de fissure	184
Figure 4.84 Ouverture de fissure à l'ouest (P5).....	185
Figure 4.85 Ouverture de fissure à l'est (P5).....	185
Figure 4.86 Perte de rigidité lors des différents essais	187
Figure 4.87 Soulèvement lors de l'essai (P5).....	188
Figure 4.88 Résultats bruts des jauges de déformation à l'ouest (P5).....	190
Figure 4.89 Résultats bruts des jauges de déformation à l'est (P5).....	191
Figure 4.90 Résultats des jauges de déformation jusqu'à 2500 $\mu\epsilon$ à l'ouest (P5).....	192
Figure 4.91 Résultats des jauges de déformation jusqu'à 2500 $\mu\epsilon$ à l'est (P5)	193
Figure 4.92 Valeurs maximales des jauges de déformation à l'ouest (P5).....	194
Figure 4.93 Valeurs maximales des jauges de déformation à l'est (P5)	194
Figure 4.94 Fissures passant par les jauges de déformation	196

Figure 4.95 Valeurs obtenues par les jauges de déformation sur le béton (P5).....	197
Figure 5.1 Cage d’armatures de la semelle	200
Figure 5.2 Coffrage de la semelle	200
Figure 5.3 Semelle juste après décoffrage	201
Figure 5.4 Cage d’armature du fût.....	202
Figure 5.5 Coffrage pour le fût	202
Figure 5.6 Semelle juste après décoffrage	203
Figure 5.7 Manutention du fût	204
Figure 5.8 Joint de chevauchement avec la coulée du BFUP	205
Figure 5.9 Schéma du coffrage utilisé pour couler le joint en BFUP	205
Figure 5.10 Coffrage pour couler le joint en BFUP	206
Figure 5.11 Points d’entrées du BFUP	207
Figure 5.12 Point d’entrée de BFUP rempli	208
Figure 5.13 Trou d’air dans le joint.....	209
Figure 5.14 Enceinte pour préparation de surface – réparation du joint.....	209
Figure 5.15 Surface après préparation pour la réparation du joint.....	210
Figure 5.16 Coffrage pour couler la réparation du joint.....	211
Figure 5.17 Joint après réparation	212
Figure 5.18 Cure humide du joint.....	212
Figure 5.19 Résultats des essais de traction sur os (prépic)	215
Figure 5.20 Résultats des essais de traction sur os (post pic)	216
Figure 5.21 Armatures testées en traction	217
Figure 5.22 Résultats des essais de traction sur armatures 25M	218
Figure 5.23 Résultats des essais de traction sur armatures 30M	218

Figure 5.24 Positions des jauges.....	219
Figure 5.25 Positions des barres instrumentées.....	220
Figure 5.26 Disposition des LVDT.....	221
Figure 5.27 Montage des LVDT.....	222
Figure 5.28 Mouchetis pour le système de corrélation d'images	223
Figure 5.29 Montage pour le système de corrélation d'images.....	224
Figure 5.30 Installation de cible pour la numérisation 3D	225
Figure 5.31 Montage de l'essai pour la pile rectangulaire.....	226
Figure 5.32 Ancrages traversant la dalle supérieure du plancher du laboratoire	227
Figure 5.33 Installation de plaques pour les parties de la semelle dépassant de la plaque inférieure du 6DDL	228
Figure 5.34 Équerres au sommet de la colonne	229
Figure 5.35 Équerres ancrées au plateau supérieur du 6DDL.....	229
Figure 5.36 Points $\Delta Y - \Delta X$ pour différents cas considérés (1)	231
Figure 5.37 Déplacements X-Déplacements Y pour le protocole de chargement.....	232
Figure 5.38 Évolution des déplacements pour l'axe fort (X) en fonction des cycles de chargement.....	233
Figure 5.39 Évolution des déplacements pour l'axe faible (Y) en fonction des cycles de chargement.....	234
Figure 5.40 Pile à l'issue du préchargement	236
Figure 5.41 Pile à $2\Delta_y$ (1/2).....	237
Figure 5.42 Pile à $2\Delta_y$ (2/2).....	238
Figure 5.43 Pile à $3\Delta_y$	239
Figure 5.44 Pile à $4\Delta_y$ (1/2).....	240
Figure 5.45 Pile à $4\Delta_y$ (2/2).....	241

Figure 5.46 Pile à $5\Delta_y$ (1/3).....	242
Figure 5.47 Pile à $5\Delta_y$ (2/3).....	243
Figure 5.48 Pile à $5\Delta_y$ (3/3).....	244
Figure 5.49 Pile à $6\Delta_y$ (1/2).....	245
Figure 5.50 Pile à $6\Delta_y$ (2/2).....	246
Figure 5.51 Pile à $7\Delta_y$	247
Figure 5.52 Pile à $8\Delta_y$	248
Figure 5.53 Pile à $9\Delta_y$	249
Figure 5.54 Pile à $10\Delta_y$	250
Figure 5.55 Portions d’une boucle du protocole de chargement.....	251
Figure 5.56 Courbe force-déplacement – axe fort (X)	252
Figure 5.57 Courbe force-déplacement – axe faible (Y)	252
Figure 5.58 Courbe force-déplacement réelle – axe fort (X).....	253
Figure 5.58 Courbe force-déplacement réelle – axe faible (Y).....	254
Figure 5.58 Courbe moment-déplacement – axe fort (X).....	256
Figure 5.59 Courbe moment-déplacement – axe faible (Y).....	256
Figure 5.60 Courbe de l’énergie dissipée -déplacements axe fort (X)	258
Figure 5.61 Courbe de l’énergie dissipée -déplacements axe faible (Y)	259
Figure 5.62 Retour élastique sur les axes fort (X) et faible (Y).....	261
Figure 5.63 Potentiomètres fictifs utilisés	262
Figure 5.64 Courbure pour l’axe faible (Y)	263
Figure 5.65 Courbure pour l’axe faible (Y) agrandie.....	264
Figure 5.66 Courbure pour l’axe fort (X)	264
Figure 5.67 Courbure pour l’axe fort (X) agrandie	265

Figure 5.68 Déformations en compression sur l'axe nord-sud (axe faible, Y).....	266
Figure 5.69 Déformations en compression sur l'axe est-ouest (axe fort, X)	266
Figure 5.70 Exemple de potentiomètres fictifs utilisés pour mesurer l'ouverture des fissures	267
Figure 5.71 Ouverture de fissure pour l'axe faible (Y).....	268
Figure 5.72 Ouverture de fissure pour l'axe fort (X).....	269
Figure 5.73 Soulèvement en fonction du déplacement sur l'axe X	270
Figure 5.74 Soulèvement en fonction du déplacement sur l'axe Y	271
Figure 5.75 Disposition des jauges	272
Figure 5.76 Valeurs obtenues par les jauges J1 – max 2500 $\mu\epsilon$	274
Figure 5.77 Valeurs obtenues par les jauges J2 – max 2500 $\mu\epsilon$	274
Figure 5.78 Valeurs obtenues par les jauges J3 – max 2500 $\mu\epsilon$	275
Figure 5.79 Valeurs obtenues par les jauges J4 – max 2500 $\mu\epsilon$	275
Figure 5.80 Valeurs obtenues par les jauges J5 – max 2500 $\mu\epsilon$	276
Figure 5.81 Valeurs maximales obtenues par les jauges.....	277
Figure 5.82 Points $\Delta Y - \Delta X$ pour différents cas considérés	280
Figure 6.1 Problème de type « hourglass »	282
Figure 6.2 Cube de 25 mm utilisé pour valider les lois de matériaux.....	282
Figure 6.3 Comportement en compression uniaxiale du béton selon la loi de matériau EPM3D pour un cube de 25 mm.....	283
Figure 6.4 Loi de comportement des bétons non fibrés avec et sans raidissement pour un cube de 25 mm	284
Figure 6.5 Loi de comportement en compression uniaxiale pour le BFUP selon la loi de matériau EPM3D pour un cube de 25 mm	285

Figure 6.6 Loi de comportement prépic pour le BFUP en traction selon la loi de matériau EPM3D	286
Figure 6.7 Loi de comportement postpic pour le BFUP en traction selon la loi de matériau EPM3D	286
Figure 6.8 Courbes contrainte-déformation nominale et vraie.....	288
Figure 6.9 Loi de comportement pour l'acier en traction dans Abaqus	288
Figure 6.10 Géométrie de la colonne et cage d'armature	289
Figure 6.11 Matériaux utilisés dans le modèle numérique (P5)	290
Figure 6.12 Maillage global pour le spécimen P5	291
Figure 6.13 Détails dans le maillage pour le spécimen P5	292
Figure 6.14 Système d'ancrage de la semelle au 6 DDL	293
Figure 6.15 Application des charges sur le chevêtre	295
Figure 6.16 Enveloppe de la courbe hystérétique brute	296
Figure 6.17 Enveloppe de la courbe hystérétique - centrée.....	297
Figure 6.18 Enveloppe de la courbe hystérétique des différentes piles testées	298
Figure 6.19 Déplacements horizontaux	299
Figure 6.20 Contrainte en traction du béton	300
Figure 6.21 Ouverture des fissures	301
Figure 6.22 Écrasement du béton en compression	302
Figure 6.23 Armature étudiée (la plus sollicitée).....	303
Figure 6.24 Déformation de l'armature étudiée en fonction du déplacement.....	304
Figure 6.25 Patrons de plastification des armatures.....	305
Figure 6.26 Modèle pour la pile rectangulaire	307
Figure 6.27 Différents matériaux utilisés pour modéliser le béton.....	308
Figure 6.28 Maillage global du spécimen	309

Figure 6.29 Modélisation des barres de post-tension	310
Figure 6.30 Application des chargements en partie supérieure de la pile	311
Figure 6.31 Contrainte dans les ancrages dans le cas le plus critique.....	312
Figure 6.32 Courbe force-déplacement sur l'axe fort (X) – analyse unidirectionnelle.....	314
Figure 6.33 Courbe force-déplacement sur l'axe faible (Y) – analyse unidirectionnelle.....	315
Figure 6.34 Points $\Delta Y - \Delta X$ pour différents cas considérés	316
Figure 6.35 Courbes force-temps pour la première analyse bidirectionnelle.....	317
Figure 6.36 Courbe force-déplacement pour l'axe fort (X) – première analyse bidirectionnelle	318
Figure 6.37 Courbe force-déplacement pour l'axe faible (Y) – première analyse bidirectionnelle	319
Figure 6.38 Patron de fissuration – première analyse bidirectionnelle.....	320
Figure 6.39 Patron de plastification – première analyse bidirectionnelle.....	321
Figure 6.40 Points $\Delta Y - \Delta X$ pour différents cas considérés	322
Figure 6.41 Enveloppe de la courbe hystérétique – axe fort (X).....	323
Figure 6.42 Enveloppe de la courbe hystérétique – axe faible (Y).....	324
Figure 6.43 Déformée globale.....	325
Figure 6.44 Fissuration – SDV13	326
Figure 6.45 Fissuration – SDV28	327
Figure 6.46 Écrasement en compression – SDV3	328
Figure 6.47 Armature considérée (la plus critique)	329
Figure 6.48 Apparition de la plastification – variable PEEQ	330
Figure 6.49 Patron de plastification.....	331
Figure 6.50 Points $\Delta Y - \Delta X$ pour différents cas considérés	332

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

Abréviations :

6DDL	Système de chargement multiaxial à 6 degrés de liberté
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABC	Accelerated Bridge Construction
ACI	American Concrete Institute
ADE	Analyse dynamique élastique
AHM	Accélération horizontale maximale
ALLIE	Énergie interne de déformation
ALLKE	Énergie cinétique engendrée par les masses en déplacements
ASE	Analyse statique élastique
ASNLPI	Analyse statique non linéaire par poussées incrémentales
ATNL	Analyse temporelle non linéaire
BFUP	Béton fibré à ultra-hautes performances
BHP	Béton hautes performances
BO	Béton ordinaire
BPDL	Béton Préfabriqué du Lac
BPDR	Béton Préfabriqué du Richelieu
CAP	Construction accélérée de ponts
CBF	Conception basée sur la force
CBP	Conception basée sur la performance
DE	Éléments permettant les déformations
ED	Connexions permettant la dissipation de l'énergie
MTQ	Ministère des Transports du Québec

P1	Pile préfabriquée, spécimen 1
P2	Pile préfabriquée, spécimen 2
P3	Pile préfabriquée, spécimen 3
P4	Pile préfabriquée, spécimen 4
P5	Pile préfabriquée, spécimen 5
PRE	Pile préfabriquée
REF	Pile de référence
TCCM	Théorie du champ de compression modifiée
TCC	Théorie du champ de compression

Variables :

a	Dimension de la semelle dans la direction parallèle au séisme
A_g	Aire brute de la section
A_s	Aire de l'armature longitudinale soumise à la flexion
A_v	Aire de l'armature transversale
b	Dimension de la semelle dans la direction perpendiculaire au séisme
b_w	Largeur effective en cisaillement de la section
d_v	Profondeur effective en cisaillement de la section
E	Module de Young
F_b	Force de freinage sur une pile
f'_c	Résistance en compression nominale du béton
f'_{ce}	Résistance en compression escomptée du béton
$F(T)$	Coefficient du site pour l'accélération spectrale
f_y	Limite élastique nominale de l'acier
f_{ye}	Limite élastique escomptée de l'acier
g	Accélération gravitationnelle
G	Module de rigidité du sol
h_i	Longueur du potentiomètre i
I	Inertie de la section
I_E	Coefficient d'importance (adimensionnel)
K	Rigidité d'un élément
k_ϕ	Balancement de la structure
K_0	Rigidité initiale
K_{eff}	Rigidité effective

L	Longueur d'un élément
L_p	Longueur totale de la rotule plastique
L_{ps}	Longueur de la rotule plastique dans la semelle
l_i	Longueur horizontale entre les potentiomètres i Ouest et Est.
M_f	Moment pondéré
$M_{f_{long}}$	Moment pondéré maximum dans la direction longitudinale
$M_{f_{trans}}$	Moment pondéré maximum dans la direction transversale
N_f	Charge axiale pondérée
P	Effort axial
ρ_e	Charge sismique uniformément distribuée
ρ_0	Charge uniformément distribuée
R	Coefficient de modification de réponse sismique (adimensionnel)
s	Espacement des étriers
$S_a(T)$	Accélération de la réponse spectrale amortie de 5 %,
SPX	Spectre de calcul dans la direction X
SPY	Spectre de calcul dans la direction Y
s_{ze}	Paramètre d'espacement effectif des fissures
T	Période fondamentale de la structure
V	Force de cisaillement
V_c	Résistance pondérée du béton
V_f	Effort de cisaillement pondéré
V_p	Résistance en cisaillement pondérée apportée par la précontrainte
V_s	Résistance en cisaillement pondérée de l'acier
V_S	Vitesses moyennes de l'onde de cisaillement

$V_{s,max}$	Déplacement de la structure dans la direction d'application de la charge
W	Charge permanente de l'ouvrage

Sigles :

α_L	Coefficient de pondération des charges de trafic à l'ÉLUT no1
β	Coefficient de résistance au cisaillement du béton fissuré
β_ϕ	Paramètre adimensionnel du sol
Δ_m	Déplacement inélastique
Δ_y	Déplacement à la première plastification des armatures longitudinales
Δ_i	Allongement ou raccourcissement calculé par le potentiomètre i
ε_c	Déformation à la fibre supérieure comprimée
ε_s	Déformation de l'armature à la fibre tendue
ε_{cu}	Déformation ultime du béton
ε_x	Déformation longitudinale à mi-hauteur de la section
θ	Angle d'inclinaison des fissures de cisaillement
λ	Coefficient de densité du béton
μ_Δ	Niveau de ductilité de l'élément correspondant au déplacement Δ
ν	Coefficient de Poisson
ρ	Densité du sol
ρ_s	Pourcentage d'armature
$\ddot{u}$	Vecteur des accélérations nodales
ϕ_c	Coefficient de tenue du béton
ϕ_s	Coefficient de tenue de l'acier
ψ_i	Courbure du potentiomètre i

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Contexte général

Qu'il s'agisse de la construction de nouveaux ponts, de la rénovation ou du remplacement d'autres ouvrages, les besoins actuels sont nombreux et doivent répondre aux enjeux environnementaux et économiques dans une aire urbaine en expansion. De plus, au Canada, les structures sont exposées à des conditions climatiques souvent rudes avec des changements de température importants. C'est ainsi que, au Québec seulement, pour 9835 infrastructures répertoriées en 2023, 360 nécessitent des travaux majeurs et 295 un remplacement, sachant que 849 infrastructures sont en cours d'analyse (Québec, 2023).



Figure 1.1 Ponts dans la région de Montréal

À cela s'ajoute l'accroissement du réseau routier impliquant un besoin important dans la construction de ponts. Pour ces constructions, sont aujourd'hui visés une durée de vie conséquente, aussi bien dans un but économique qu'écologique, un coût d'entretien réduit, et enfin une durée nécessaire à la construction minimisée afin d'impacter le moins possible le réseau routier lors de cette phase, la construction de ponts ayant la plupart du temps un impact conséquent sur la circulation.

C'est dans l'optique de répondre à ces problématiques que le concept de Construction Accélérée de Ponts (CAP) aussi connu sous le nom de Accelerated Bridge Construction (ABC) en anglais a vu le jour. Ce principe implique la construction par assemblage sur site d'éléments préfabriqués en amont en usine hors site.



Figure 1.2 Concept de CAP (MTQ)

Ce mode de construction a pris de l'ampleur en Amérique du Nord avec l'arrivée du Béton Fibré à Ultra-Hautes Performances (BFUP), avec un intérêt notamment pour l'élaboration des joints entre les éléments préfabriqués, en particulier pour les dalles de tablier [Graybeal 2013 et Graybeal 2019]. Ce type de béton présente des capacités de résistance accrues, aussi bien en compression qu'en traction, bien que le comportement spécifique de ce béton en traction soit au cœur de la performance de ce dernier. Aussi, ce type de béton, bien que son recyclage soit encore une problématique à développer, présente une durabilité très accrue et nécessite une quantité de matériaux moindre de par ses caractéristiques accrues.

1.2 Problématique

Une très grande majorité des ponts ayant été construits avant les années 1970 à 1980, sont à reconstruire, car vieillissants. Concernant les ponts dans un état convenable, ils ont souvent été conçus avec les directives d'une époque où les connaissances en termes de performances parasismiques étaient moindres en comparaison avec celles dont nous disposons aujourd'hui. Par conséquent, bon nombre de ponts anciennement construits ne répondent pas aujourd'hui aux exigences en cas de séisme important. C'est pourquoi la recherche s'est, au cours des années 2000, intensifiée concernant la construction accélérée de ponts ainsi que la manière de résister aux efforts sismiques.

Dans un premier temps, la construction accélérée de ponts vient répondre aux problématiques suivantes : le trafic routier étant devenu avec les années conséquent, la rapidité de construction est un élément important, aussi bien pour les usagers qui sont impactés, mais aussi pour les donneurs d'ouvrage qui voient les coûts s'accroître avec la durée des travaux et la mobilisation de ressources nécessaires au maintien du trafic même pendant la période de construction. La sécurité des ouvriers est augmentée (temps réduit sur place et manœuvres simplifiées) alors que les problèmes liés aux intempéries sont réduits, tout d'abord car la cure du béton est réalisée en usine et non sur site, et aussi parce qu'avec une durée de construction réduite, les chances de pouvoir éviter la période hivernale sont accrues. Enfin le béton étant majoritairement coulé en usine, le retrait peut être plus facilement contrôlé, résultant en une durabilité accrue à long terme.

Dans un second temps, dans le but de résister aux efforts et notamment aux efforts sismiques, la connexion sur site entre les différents éléments préfabriqués en usine se trouve au cœur de cette problématique. Différents types de connexions sont présents dans la littérature, certaines d'entre elles seront présentées dans ce mémoire. Ici, l'utilisation du BFUP est alors très présente dans la littérature, les caractéristiques de ce béton étant propices à un comportement adéquat pour ce type de connexions. Avant de penser à la reconstruction de ponts, des méthodes de renforcement ont été développées, notamment à Polytechnique Montréal avec différents projets montrant entre autres l'efficacité du BFUP lorsque ce dernier est utilisé pour remplacer le béton d'enrobage des barres situées dans la zone de chevauchement des armatures (Boucher-Proulx, 2008 ; Dagenais, 2014 ; Garneau, 2015 ; Jolicoeur, 2016 ; Létourneau, 2019 ; Vachon, 2004).

Les résultats obtenus pour le renforcement de piles existantes ont alors amené la réflexion sur l'utilisation de cette technique pour la construction de piles de ponts. Ainsi une première pile avec un joint court de 300 mm entre la colonne et la semelle a été testée et comparée avec une pile de référence coulée en place (uniquement avec du béton ordinaire), ces piles possèdent un fût circulaire de 600 mm de diamètre (Darveau, 2018). Le joint consiste en une connexion des armatures provenant de la semelle et celles du fût en les noyant dans un joint en BFUP. Les travaux ont ensuite été poursuivis avec trois nouvelles piles testées avec un joint deux fois plus long (Lewis, 2021). Le but est alors de former une rotule plastique en dehors du joint avec la pénétration de la plastification dans la semelle. Les trois nouvelles piles n'ayant pas atteint la performance souhaitée, une nouvelle pile est construite dans le cadre de ce projet et présentée dans ce mémoire afin de valider l'efficacité de ce type de conception.

Bien que les piles testées jusqu'à présent n'aient pas présenté des performances optimales, les résultats obtenus sont plus que satisfaisants et le niveau de performance atteint reste nettement supérieur à celui atteint avec une conception classique sans la présence du joint en BFUP. Cela encourage donc l'utilisation de ce type de conception. C'est alors que la Ville de Montréal a choisi de considérer ce type de conception pour la reconstruction d'un pont. Cela constitue la deuxième partie de ce mémoire, avec la construction et l'essai d'une pile de pont à partir d'éléments préfabriqués, avec le même type de joint en BFUP, dans le but de valider la performance de cette dernière et confirmer l'utilisation de cette conception pour la construction ultérieure d'un pont. Deux différences majeures sont notables par rapport aux piles précédemment testées dans ce projet bien que le concept reste similaire : il s'agit cette fois-ci d'une pile dont le fût est de forme rectangulaire, et l'essai se fait de manière bidirectionnelle contrairement aux essais unidirectionnels menés sur les piles aux fûts circulaires.

1.3 Objectifs et portée du projet de recherche

Ce projet se joint à un large programme de recherche basé sur la performance parasismique de piles de ponts avec notamment l'utilisation du BFUP. Initié avec l'utilisation de ce matériau pour son efficacité concernant la réhabilitation des piles existantes, le programme s'oriente depuis quelques années vers la conception de nouvelles piles : le projet présenté dans ce mémoire s'inscrit dans la

continuité des études menées à Polytechnique Montréal concernant la construction accélérée de ponts à partir d'éléments préfabriqués, utilisant des connexions en BFUP. Le programme de recherche vise à proposer une méthode de conception répondant aux exigences de la norme CSA-S6, une conception plus durable et sécuritaire. Les grands axes visés par ce projet sont alors :

1. valider la conception des colonnes précédemment testées et proposer une conception améliorée tenant compte des conceptions antérieures pour la colonne circulaire ;
2. proposer une conception répondant aux exigences parasismiques pour le pont dont il est sujet concernant la colonne rectangulaire
3. valider expérimentalement le comportement et la performance des piles face à un chargement cyclique, notamment en termes de ductilité, résistance et intégrité ;
4. valider plus particulièrement l'efficacité de la connexion en BFUP, avec la création et l'évolution d'une rotule plastique à l'endroit souhaité ;
5. valider les résultats expérimentaux à l'aide d'un modèle numérique par éléments finis au moyen d'une analyse non linéaire avec le logiciel ABAQUS, incluant l'utilisation du modèle de béton EPM3D ;
6. proposer des méthodologies de conception basées sur les résultats obtenus pour les piles préfabriquées avec connexion en BFUP.

Le projet prend en compte deux géométries de piles. Les essais expérimentaux ainsi que la modélisation numérique sont effectués pour les deux géométries, à savoir une colonne à fût circulaire ainsi qu'une colonne à fût rectangulaire. Le projet se limite à une flexion uniaxiale pour la colonne circulaire, tandis qu'une sollicitation bidirectionnelle est considérée pour la colonne rectangulaire.

1.4 Méthodologie et organisation du mémoire

Le projet présenté dans ce mémoire suit le cheminement suivant :

1. étude des travaux réalisés par Philippe Darveau (2018) et Gabriel Lewis (2021) sur les colonnes préfabriquées à fût circulaire ;

2. conception d'un nouveau spécimen en tenant compte des conclusions tirées des travaux précédents et respectant les exigences applicables de la norme CSA-S6 ;
3. construction du spécimen circulaire, fabrication des éléments préfabriqués en usine puis connexion en BFUP au laboratoire de structure de Polytechnique Montréal ;
4. essai par chargement cyclique sur la colonne circulaire, cinquième pile conçue ainsi testée dans ce programme de recherche ;
5. réalisation d'un modèle numérique reproduisant le comportement du spécimen testé à l'aide du logiciel ABAQUS avec le modèle de béton EPM3D ;
6. conclusions quant à l'efficacité de la conception avec joint en BFUP sur les spécimens circulaires à partir des différents résultats obtenus au cours du programme de recherche ;
7. conception d'un deuxième spécimen, une pile à fût rectangulaire, après avoir évalué la demande parasismique pour le pont concerné ;
8. construction du spécimen rectangulaire, fabrication des éléments préfabriqués en usine puis connexion en BFUP au laboratoire de structures de Polytechnique Montréal ;
9. essai bidirectionnel par chargement cyclique sur la colonne rectangulaire ;
10. réalisation d'un modèle numérique reproduisant le comportement du spécimen testé à l'aide du logiciel ABAQUS avec le modèle de béton EPM3D ;
11. conclusions quant à l'efficacité de la pile rectangulaire dans son utilisation pour le pont considéré et sa potentielle utilisation pour d'autres ponts ;
12. conclusions plus générales quant à l'efficacité d'une connexion en BFUP telle que considérée dans ce projet de recherche, recommandations tenant compte des différents résultats obtenus.

Ce mémoire est divisé en sept chapitres. Le premier chapitre introductif pose le contexte, présente les objectifs ainsi que la méthodologie adoptée et l'organisation choisie pour le mémoire. Le deuxième chapitre expose les connaissances actuelles disponibles dans la littérature concernant les différents aspects abordés dans ce mémoire. Le troisième chapitre comporte deux sections

distinctes avec une première abordant les différents travaux déjà réalisés concernant les piles circulaires et aboutissant sur la conception d'une nouvelle pile, puis une seconde concernant la conception d'un spécimen rectangulaire à partir de l'étude de la demande du pont concerné. Les quatrième et cinquième chapitres présentent les phases expérimentales, respectivement pour la colonne circulaire puis pour la colonne rectangulaire, avec la fabrication des spécimens, les tests en laboratoires puis l'analyse des résultats. Le sixième chapitre présente les analyses numériques réalisées pour les deux spécimens de ce mémoire. Le septième et dernier chapitre récapitule les différents travaux présentés dans ce mémoire et permet de tirer des conclusions ainsi que de proposer des recommandations.

CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE

2.1 Zones sismiques au Canada

La Commission Géologique du Canada (CGC) fournit aux ingénieurs différentes données concernant la situation sismique des parties du territoire. Par exemple, la CGC détermine l'aléa sismique correspondant à des niveaux de probabilité de l'occurrence d'un séisme combinée à la vulnérabilité de la zone concernée (Massicotte, B, 2021). La Figure 2.1 présente les aléas sismiques de manière simplifiée au Canada, ainsi que spécifiquement au Québec et en Colombie-Britannique puisque trois régions sont considérées dans ce projet : Vancouver, Montréal ainsi que La Malbaie.

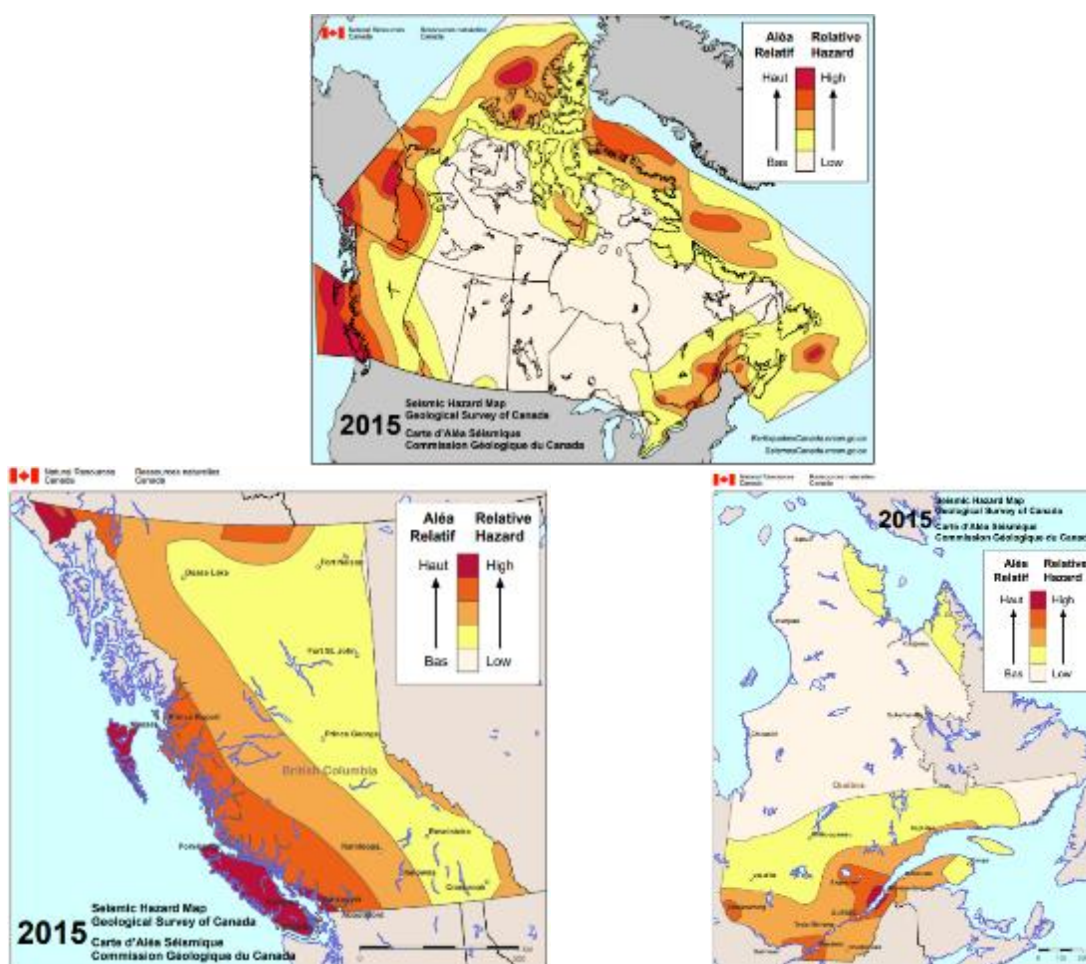


Figure 2.1 Aléas sismiques au Canada (tiré de CGC, 2015)

Les données considérées dans ce projet et présentées ici sont celles du Code National du Bâtiment du Canada (CNBC) 2015. Les zones avec les plus grands aléas sismiques sont alors le Grand Nord, la côte ouest ainsi qu'une grande partie du Québec, surtout le long du Saint-Laurent. Pour concevoir, il est tout de même important d'ajouter à l'aléa sismique la notion de risque. Deux points principaux sont alors à retenir : un premier évident étant la densité de population, plus la région considérée est peuplée, plus les conséquences d'un séisme seront importantes, et le second point étant l'atténuation des ondes. Par exemple, à l'ouest les séismes sont fréquents, mais le type de sols dans cette région atténue les ondes sismiques et limite donc la propagation, tandis que plus à l'est comme au Québec le sol atténue beaucoup moins les ondes (cela étant dû à la présence du massif rocheux du Bouclier canadien) et donc les séismes peuvent être ressentis sur plusieurs centaines de kilomètres.

Pour la conception de ponts, le code CSA-S6 considère trois probabilités de dépassement sur 50 ans données par la CGC : période de retour de 475 ans (10%), de 975 ans (5%) ainsi qu'une période de retour de 2475 ans (2%). En fonction de ces différentes périodes de retour, sont alors donnés les spectres de conception. Ces spectres sont exprimés à l'aide de l'accélération spectrale en fonction de la période fondamentale de vibration de la structure considérée. Un spectre peut être déterminé pour chaque région et est donné par le CNBC en fonction des valeurs fournies par la CGC. La Figure 2.2 ci-dessous présente un exemple de spectre pour les régions considérées, pour une période de retour de 2475 ans et un sol de type C. En fonction du type de sol, un facteur de modification $F(T)$ peut être pris en compte.

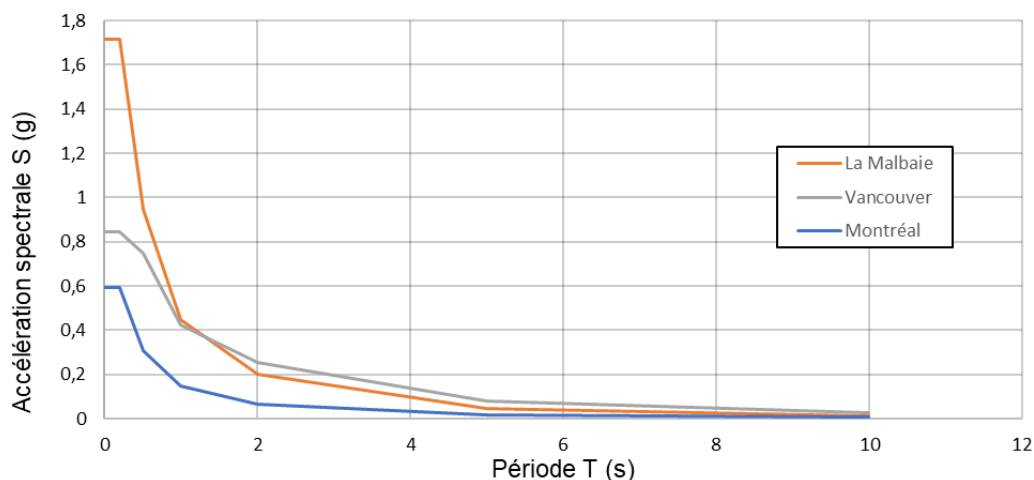


Figure 2.2 Réponse spectrale pour un sol de classe C, période de retour de 2475 ans selon CGC 2015.

2.2 Conception parasismique de piles de ponts

2.2.1 Ductilité

La ductilité est un concept important dans la conception et l'analyse sismique des structures de ponts. La ductilité se réfère à la capacité d'un matériau ou d'une structure à subir des déformations plastiques importantes sans perdre complètement sa capacité portante, et cela même après plusieurs cycles de chargement. Dans le contexte des piles de ponts, la ductilité est cruciale pour s'assurer que la structure puisse absorber l'énergie sismique lors d'un tremblement de terre sans subir de défaillances catastrophiques. En effet, lors d'un tremblement de terre, les piles sont soumises à des forces sismiques qui peuvent provoquer des déformations importantes. La ductilité permet aux piles de se déformer plastiquement de manière contrôlée, dissipant ainsi l'énergie sismique et réduisant les forces transmises au tablier.

La ductilité peut être définie de différentes manières : en considérant la courbure, la rotation, les déplacements ou encore les déformations (Zuluaga et al., 2015). Dans ce mémoire, la ductilité en termes de déplacements est principalement considérée bien que les autres considérations ne soient pas délaissées. Lorsque la ductilité est considérée en déplacements, le rapport entre le déplacement

total atteint et le déplacement correspondant à l'apparition de la plastification dans les armatures permet de quantifier la ductilité. L'équation considérée est alors la suivante :

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

Tel que montré sur la Figure 2.3 ci-dessous, le comportement ductile d'une colonne peut être observé lors d'un chargement cyclique à l'aide d'une courbe hystérétique montrant l'évolution de l'effort en fonction du déplacement. Cette figure présente un cas idéal parfait de ductilité pour lequel la charge appliquée est la même (pas de chute de résistance) avec l'augmentation du déplacement à chaque cycle.

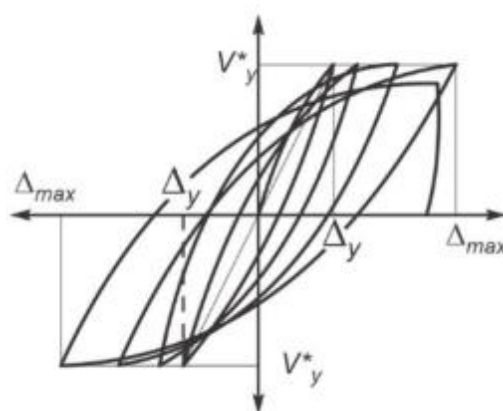


Figure 2.3 Comportement d'une colonne de pont ductile (Massicotte, B., 2021a)

En réalité le comportement n'est évidemment pas parfait. La Figure 2.4 présente alors le comportement de deux colonnes, une ayant un comportement non ductile tandis que l'autre présente un comportement ductile.

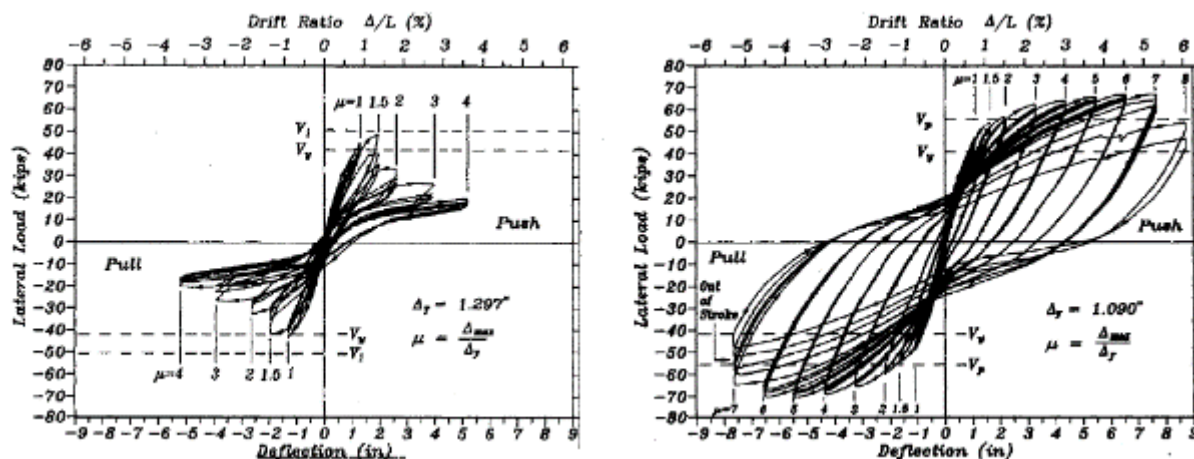


Figure 2.4 Comportements non ductile (gauche) et ductile (droite) colonnes soumises à des efforts cycliques (ChaiI et al., 1991)

Le comportement ductile est alors visible à travers la formation d'un plateau de l'effort de chargement tandis que la colonne subit des déplacements de plus en plus grands à chaque cycle. Afin d'éviter toute confusion, il est très intéressant de tracer les courbes hystérétiques en considérant non pas l'effort appliqué, mais le moment développé à la base de la colonne : cela permet alors de prendre en compte l'effet P-Delta avec l'augmentation des déplacements au cours des cycles. En effet, sans considérer l'effet P-Delta, une chute de l'effort appliqué peut être observée, mais n'est en fait due qu'à l'augmentation de l'effet P-Delta.

2.2.2 Principe de rotule plastique

La rotule plastique se réfère à une zone de déformation plastique localisée où la colonne peut fléchir sous l'effet de charges importantes, comme celles provoquées par des charges sismiques. Pour les ponts, bien que la rotule plastique puisse se produire en haut de la colonne, donc au niveau de la connexion entre le chevrete et la colonne, cette dernière se produit généralement en bas de la colonne au niveau de la connexion entre la colonne et la semelle tel que montré sur la Figure 2.5, où les efforts de flexion sont les plus élevés. Les rotules plastiques sont intégrées à la conception parasismique afin de s'assurer que la structure conserve une capacité de charge suffisante même après avoir subi des déplacements conséquents associés à des déformations plastiques importantes. La rotule plastique permet aussi la dissipation d'énergie. Une bonne conception des rotules plastiques est cruciale afin que les déformations plastiques soient bien contrôlées.

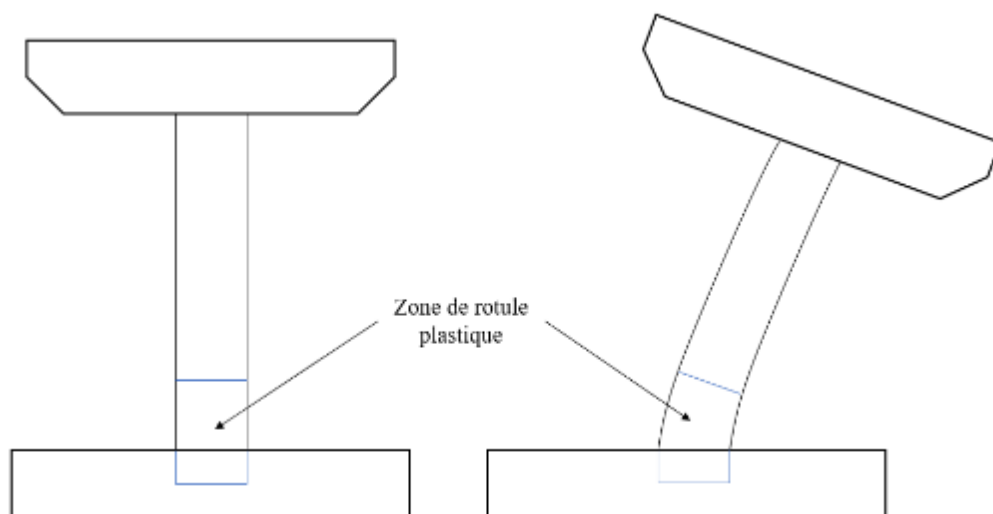


Figure 2.5 Zone de rotule plastique

Pour obtenir un comportement ductile lorsque les piles de ponts sont exposées à un séisme d'intensité modérée à élevée, il est nécessaire d'installer un nombre adéquat d'étriers transversaux dans la zone où se forme la rotule plastique. Ces étriers assurent un confinement autour du noyau de la pile et préviennent le flambement des barres longitudinales en compression. Lorsque des charges de flexion sont appliquées, les barres longitudinales subissent une plastification, provoquant des déformations plastiques qui se traduisent par une rotation plastique (Zuluaga et al., 2015). Ces déformations plastiques se produisent sur une certaine hauteur, ce qui est appelé la longueur de la rotule plastique L_p . La Figure 2.6 ci-dessous présente la considération de la rotule plastique pour une colonne en courbure simple.

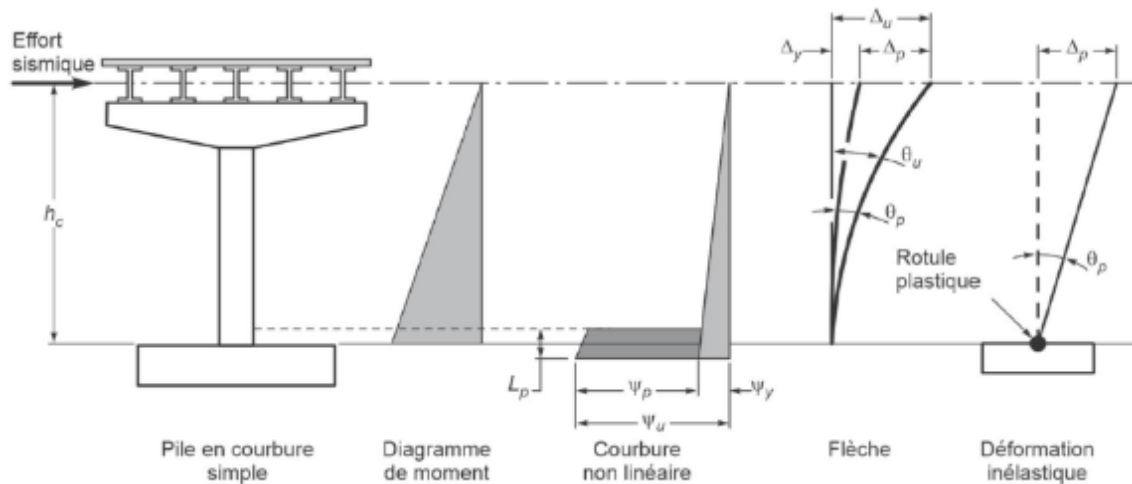


Figure 2.6 Paramètres associés à la rotule plastique (Massicotte, B., 2021a)

La longueur de la rotule plastique peut être estimée en se basant sur des équations empiriques déterminées sur la base de résultats expérimentaux. Les travaux de Dagenais (2014) réalisés à Polytechnique Montréal ont démontré que l'équation proposée par Priestley et al. (1996) est une très bonne estimation pour des barres d'un diamètre inférieur ou égal à 35 mm. Cette équation est la suivante, où h_c correspond à la hauteur entre le dessus de la semelle et le centre de masse au-dessus de la colonne :

$$L_p = 0.08h_c + 0.022f_yd_b \geq 0.044f_yd_b \quad (2.2)$$

L'équation a plus récemment été généralisée comme suit (Murphy et al., 2020) :

$$L_p = kh_c + 0.022f_{ye}d_b \geq 0.044f_yd_b \quad (2.3)$$

$$k = 0.2 \left(\frac{f_{ue}}{f_{ye}} - 1 \right) \leq 0.08 \quad (2.4)$$

Le premier terme des équations décrit les déformations inélastiques qui se manifestent dans la partie de la colonne au-dessus de la semelle, en raison de la plastification des barres d'armature. Il prend également en compte les déformations non linéaires le long de la colonne, principalement causées par la fissuration (Priestley et al., 1996). Le deuxième terme des équations prend en compte la pénétration de la rotule plastique dans la semelle, notamment en raison du glissement, ainsi que

la plastification des barres d'armature dans la semelle. Les deux équations imposent une limite minimale qui stipule que la longueur de la rotule plastique doit être au moins de deux fois la longueur de la rotule plastique dans la semelle.

La figure 2.6 suppose un comportement tel que le diagramme de moment dans la colonne en courbure simple est de forme triangulaire, et suppose un comportement élastique linéaire. Avec ces hypothèses, le déplacement élastique issu de la plastification des armatures dans la rotule plastique peut être exprimé avec l'équation suivante :

$$\Delta_y = \varphi_y \frac{hc^2}{3} \quad (2.5)$$

Le déplacement et la rotation plastique de la colonne sont calculés à l'aide des équations suivantes, en supposant que toutes les déformations plastiques se produisent dans la zone de la rotule plastique, située au niveau supérieur de la semelle :

$$\theta_p = (\varphi_u - \varphi_y)L_p \quad (2.6)$$

$$\Delta_p = \theta_p \left(h_c - \frac{L_p}{2} \right) = (\varphi_u - \varphi_y)L_p h_c \quad (2.7)$$

2.2.3 Principes de conception

La conception des piles de ponts se base sur la norme CSA-S6-19, notamment le chapitre 4 traitant l'aspect parasismique.

2.2.3.1 Classes de sites

Tout d'abord, les sols sont classés en fonction de leurs caractéristiques. Six différents types de sol sont considérés, tel que montré dans le Tableau 2.1 ci-dessous.

Tableau 2.1 Classification des sites en fonction de la réponse sismique (tiré de la norme CSA-S6-14)

Propriétés moyennes dans les 30 m supérieurs				
Classe du site	Profil du sol	Vitesse moyenne de l'onde de cisaillement $\overline{V}_s$ (m/s)	Résistance à la pénétration $\overline{N}_{60}$	Résistance du sol non drainé au cisaillement s_u
A	Roche dure	$V_s > 1500$	Sans objet	Sans objet
B	Roche	$760 < V_s < 1500$	Sans objet	Sans objet
C	Sol très dense et roche tendre	$360 < V_s < 760$	$\overline{N}_{60} > 50$	$s_u > 100$ kPa
D	Sol consistant	$180 < V_s < 360$	$15 < \overline{N}_{60} < 50$	$50 < s_u < 100$ kPa
E	Sol meuble	$V_s < 180$	$\overline{N}_{60} < 15$	$s_u < 50$ kPa
F	Autre sol	Tout profil de plus de 3 m d'épaisseur et dont le sol possède les caractéristiques suivantes :		
		• Indice de plasticité $PI > 20$ • Teneur en eau $w \geq 40\%$ • Résistance du sol non drainé au cisaillement $s_u < 25$ kPa		
Évaluation requise sur site				

En fonction du type de sol, des coefficients $F(T)$ sont à prendre en compte et viennent modifier les valeurs des accélérations spectrales présentées précédemment. Pour un sol de classe C, ces coefficients sont tous égaux à 1, ce qui revient à ne pas prendre en compte de coefficient pour ce type de sol, tandis que pour tous les autres types de sol les coefficients $F(T)$ prennent des valeurs étant inférieures ou égales à 1 pour des sols de classes A et B et des valeurs supérieures ou égales à 1 pour des sols classes D et E. La Figure 2.7 ci-dessous présente un exemple de l'impact de la classe du sol sur un spectre d'accélération. L'exemple considère la région de Montréal.

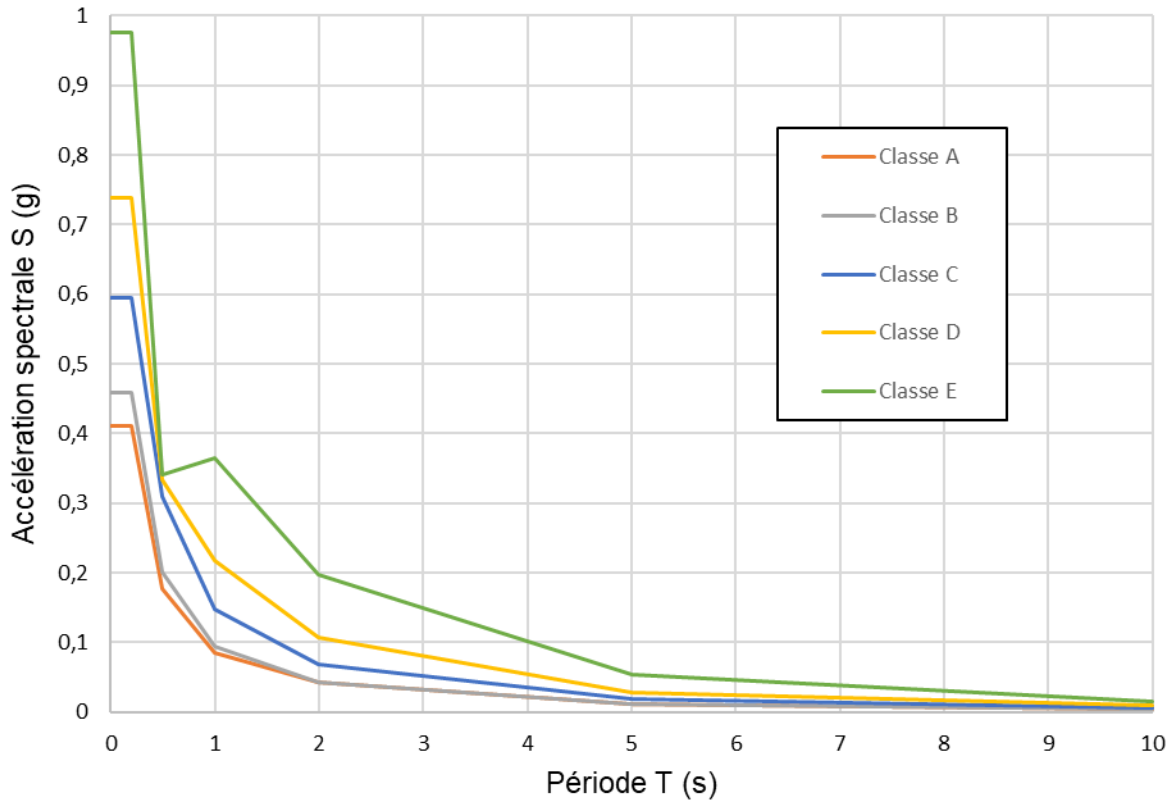


Figure 2.7 Réponse spectrale selon la classe de sol, région de Montréal, période de retour de 2475 ans selon CGC 2015

2.2.3.2 Conception basée sur la force (CBF)

Historiquement, la norme CSA ne considérait que la conception dite basée sur la force, ou bien conception par capacité, puis les versions plus récentes de la norme font apparaître la conception dite basée sur la performance (Massicotte, 2021).

Tout d'abord concernant la conception basée sur la force, cette dernière repose sur la prise en compte de l'importance du comportement inélastique des structures, considérant certains niveaux de ductilités pouvant être atteints. Un facteur R exprimé comme suit est utilisé :

$$R = \frac{V_e}{V_y} \quad (2.8)$$

Lors de la conception, les forces élastiques sont déterminées puis le coefficient R est appliqué afin de déterminer les forces prises en compte pour les éléments ductiles. Le facteur R vient alors réduire les charges à considérer lors de la conception, pour autant que la structure dimensionnée soit capable de subir des déplacements suffisamment importants. La Figure 2.8 ci-dessous illustre le principe.

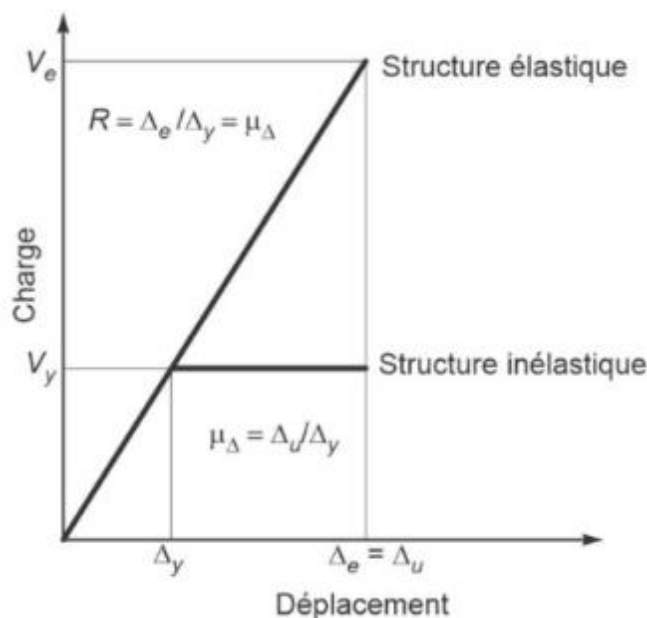


Figure 2.8 Principe de la conception par capacité ou CBF (tiré de Massicotte, 2021)

Le Tableau 2.2 présente les étapes de conception lorsque la méthode de CBF est appliquée. Le calcul des efforts pour les éléments protégés est alors inclus, en considérant que les efforts de conception les plus élevés sont atteints dans les éléments ductiles. Pour le calcul de la résistance nominale escomptée, les propriétés effectives des matériaux sont utilisées pour le béton et l'acier.

Tableau 2.2 Étapes de conception pour la méthode de CBF

Étapes de calcul	Relation
Calcul des efforts élastiques	V_e
Calculs des efforts sismiques modifiés	$V_m = V_e/R$ et M_m incluant les effets $P-\Delta$
Conception des armatures de flexion	$M_r > M_m$
Calcul de la résistance nominale escomptée	M_{ne} avec $\phi_s = \phi_c = 1.0$; f_{ye} et f'_{ce}
Calcul de la résistance probable	$M_p = R_m M_{ne}$
Calcul des efforts pour les éléments protégés	V_p en prenant M_p dans les éléments ductiles

La conception basée sur la force s'est montrée viable au cours des années, mais contient des aspects discutables (Priestley et al., 2007). Tout d'abord, un calcul itératif qui n'est pas toujours réalisé est nécessaire lors de la conception puisque lorsque la géométrie et/ou les armatures sont modifiées, les efforts sismiques sont eux aussi modifiés, car ces derniers dépendent entre autres de la rigidité de la pile. Aussi, les valeurs du coefficient R ne font pas l'unanimité. En effet, ce dernier est déterminé en prenant en compte le rapport du déplacement maximal sur le déplacement élastique, mais le déplacement élastique peut être considéré de différentes façons, donnant des facteurs différents.

2.2.3.3 Conception basée sur la performance (CBP)

Le code CSA-S6-19 indique selon la catégorie de performance sismique et l'importance du pont, quelle méthode de conception peut être utilisée. La méthode de conception basée sur la performance est toujours privilégiée, et la méthode basée sur la force est permise pour certains cas. Le Tableau 2.3 ci-dessous présente cela.

Tableau 2.3 Exigences pour les ponts réguliers – Tableau 4.11 du code S6-19

Catégorie de performance sismique	Ponts essentiels		Ponts principaux		Autres ponts	
	Irréguliers	Réguliers	Irréguliers	Réguliers	Irréguliers	Réguliers
1	Aucune analyse sismique n'est requise					
2	CBP	CBP	CBP	CBF	CBF	CBF
3	CBP	CBP	CBP	CBP	CBP	CBF

La conception basée sur la performance repose sur différents critères nécessitant des analyses plus conséquentes que pour la conception basée sur la force, et laissant plus de place à l'interprétation de l'ingénieur. Le Tableau 2.4 ci-dessous donne des critères présents dans la norme CSA-S6-19, ainsi que des critères présents dans le guide de l'AASHTO (Murphy et al., 2020). Ce tableau est issu du travail de compilation de Gabriel Lewis (2021). Ici, ε_{ccu} correspond à la déformation ultime en compression d'un béton confiné, ε_{sb} correspond à la déformation de flambement d'une barre d'armature, f_{yhe} correspond à la limite élastique escomptée de spirales assurant le confinement et enfin f_{ce} correspond à la résistance en compression escomptée du béton.

Tableau 2.4 Critères selon le niveau de performance sismique ciblé

	CSA-S6-19	AASHTO
Service immédiat avec dommages minimaux Permet le trafic régulier Aucune interruption de service pour les réparations		
ϵ_c	≤ 0.006	≤ 0.004
ϵ_s	$\leq \epsilon_y \ (\pm \ 0.002)$	$\leq 0.01 \ (\pm \ \epsilon_y)$
$\Delta_{tablier}$	Performance attendue	$\leq 25 \text{ mm}$
Service limité avec dommages réparables Permet le trafic des véhicules d'urgence Aucune fermeture du pont pour les réparations		
ϵ_c	Pas d'indications	$\leq \epsilon_{ccu}$
ϵ_s	$\leq 0.025 \ (\pm \ 12.5\epsilon_y)$	$\leq 0.8\epsilon_{sb}$
$\Delta_{tablier}$	Performance attendue	$\leq 225 \text{ mm}$
Service interrompu avec dommages importants Permet le trafic des véhicules d'urgence à la suite d'une inspection Fermeture du pont pour les réparations		
ϵ_c	Écaillage important permis $\leq 0.8\epsilon_{ccu}$	Niveau non considéré
ϵ_s	$\leq 0.05 \ (\pm \ 25\epsilon_y)$	
$\Delta_{tablier}$	Performance attendue	
Sécurité des personnes et remplacement probable Permet l'évacuation des personnes sans effondrement		
ϵ_c	$\leq \epsilon_{ccu}$	$\leq 1.4\epsilon_{ccu}$
ϵ_s	≤ 0.075 pour $d_b \leq 30\text{M}$ ≤ 0.06 pour $d_b \geq 35\text{M}$	$\leq \epsilon_{sb}$
$\Delta_{tablier}$	Performance attendue	Pas d'indications

2.2.4. Modes de rupture

La conception parasismique ne vise pas à éviter tous types d'endommagement lors d'un séisme, car les dommages sont presque inévitables et une telle conception serait bien trop surdimensionnée. Ce qui est recherché est plutôt de viser des modes de défaillance en essayant de les contrôler.

Pour des piles de ponts en béton, les modes de défaillance visés sont, dans l'ordre croissant en fonction de l'évolution du déplacement sous l'effet d'un chargement cyclique (Massicotte, 2021) :

- fissuration du béton ;
- plastification des armatures dans la zone de rotule plastique ;
- écaillage du béton d'enrobage, donc à l'extérieur des étriers ;
- écrouissage des armatures ;
- pénétration de la rotule plastique dans la semelle ;
- évolution de la rotule plastique dans la colonne ;
- réduction progressive de la résistance flexionnelle.

À l'inverse, des modes de défaillance doivent impérativement être évités, car ces derniers sont ceux menant à l'effondrement des structures lors de séismes. Lewis (2021) identifie trois modes de ruptures principaux ayant causé des effondrements de ponts lors de trois tremblements de terre majeurs : Loma Prita M6.9 en 1989, Northridge M6.7 en 1994 et Kobe M7.2 en 1995. Il se base sur les différents travaux de Anderson et al. (1996) et Mitchell et al. (1995 et 1991). Sont présentés ci-dessous succinctement ces modes de rupture, pour plus d'informations, le lecteur est invité à consulter les travaux de Lewis (2021).

Le premier mode de rupture décrit est celui dû à un détail de conception défaillant au niveau des armatures transversales. Un espacement trop important des étriers ou bien un ancrage trop faible impacte fortement la résistance en cisaillement de la colonne et diminue la capacité de retenue contre le flambement des armatures longitudinales. La Figure 2.9 illustre une rupture en cisaillement alors que la Figure 2.10 présente une rupture due au flambement des armatures longitudinales.



Figure 2.9 Rupture en cisaillement (Swanson, 2011)



Figure 2.10 Rupture associée flambement des armatures longitudinales (Alim et al., 2015)

Le second mode de rupture abordé est celui dû à un mauvais ancrage des armatures longitudinales dans les éléments de fondations. Une longueur d'ancrage trop faible peut engendrer un glissement des barres lors d'un effort en flexion. Tel que le montre la Figure 2.11, les conséquences de ce type de rupture sont conséquentes.

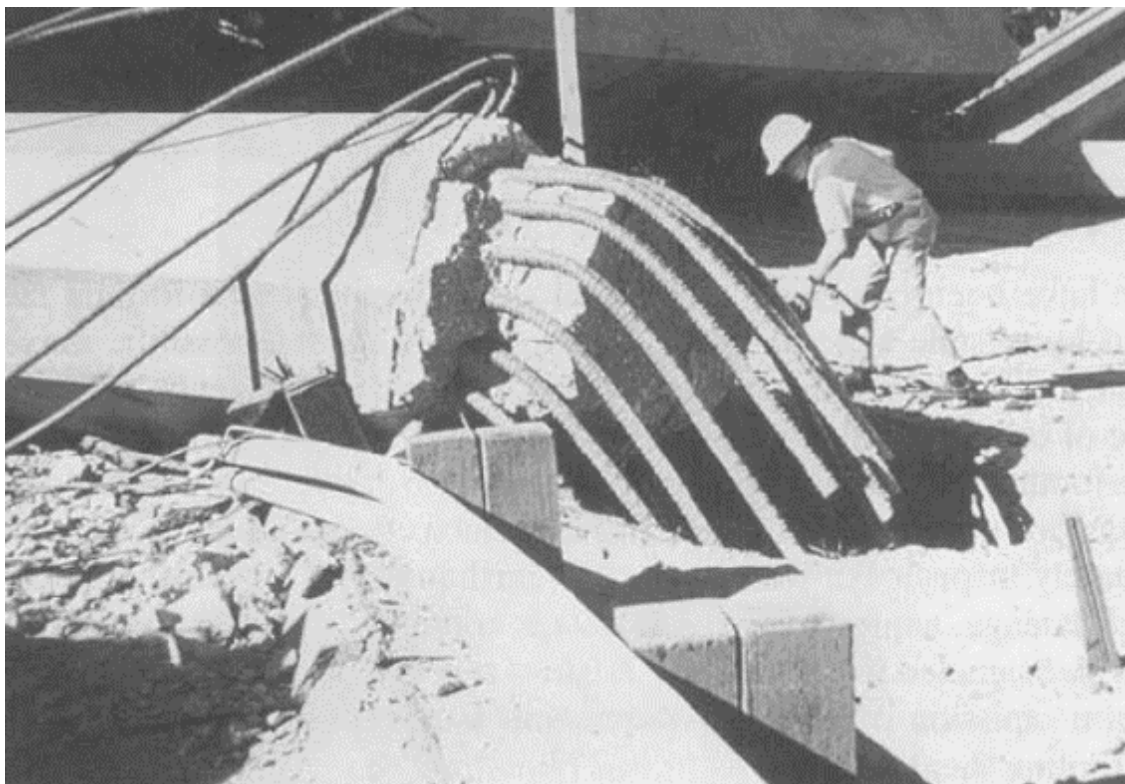


Figure 2.11 Rupture par arrachement (Priestley et al., 1996)

Le troisième et dernier mode de rupture identifié résulte d'un mauvais chevauchement des barres d'armature au niveau de la jonction des éléments. Pour des piles de ponts, la connexion entre la colonne et la semelle est la plus critique. Bien que le code CSA-S6-19 présente désormais des règles quant au chevauchement des armatures au niveau des zones de rotules plastiques, de nombreux ouvrages conçus avant l'apparition de ces règles disposent de chevauchements d'armatures inadéquats. La défaillance peut provenir d'une longueur de chevauchement insuffisante ainsi que d'un mauvais confinement. La Figure 2.12 présente une telle rupture.



Figure 2.12 Rupture du joint de chevauchement, séisme de Loma Prieta 1989 (Priestley et al., 1996)

2.3 Construction accélérée

2.3.1 Principes

La construction accélérée de ponts (CAP) est une approche innovante qui vise à réduire le temps nécessaire pour construire un pont, tout en maintenant des normes de qualité et de sécurité élevées. Cette méthode est de plus en plus populaire dans l'industrie de la construction, car elle présente de nombreux avantages par rapport aux méthodes de construction traditionnelles. Ce principe repose sur les éléments suivants (Mohiuddin, 2015).

- **Préfabrication :** L'une des caractéristiques clés de la construction accélérée de ponts est l'utilisation de la préfabrication. Les composants du pont, tels que les poutres, les dalles et les éléments structurels, sont fabriqués hors site dans des conditions contrôlées et ensuite transportés sur le site de construction pour être assemblés rapidement.
- **Systèmes modulaires :** Les systèmes modulaires sont souvent utilisés dans la construction accélérée de ponts. Les composants préfabriqués sont conçus pour s'assembler facilement et rapidement sur place, réduisant ainsi le temps d'installation et les interruptions de circulation.
- **Méthodes de construction spéciales :** La construction accélérée de ponts implique souvent l'utilisation de méthodes spéciales telles que la construction par encorbellement, la construction par lançage, la construction par glissement, ou l'utilisation de grues de grande capacité pour accélérer le processus d'installation des éléments structurels.
- **Réduction des perturbations :** La construction accélérée de ponts permet de réduire considérablement les perturbations pour les usagers de la route et les riverains. Les périodes de fermeture des routes peuvent être considérablement réduites grâce à l'assemblage rapide des composants préfabriqués.
- **Qualité et durabilité :** Bien que la construction accélérée vise à réduire le temps de construction, cela ne compromet généralement pas la qualité et la durabilité du pont. Les composants préfabriqués sont fabriqués selon des normes strictes et sont soumis à des contrôles de qualité rigoureux.
- **Réduction des coûts :** Bien que la construction accélérée de ponts puisse nécessiter des coûts initiaux plus élevés pour la préfabrication des éléments, les économies réalisées sur les coûts de main-d'œuvre et les perturbations réduites sur la circulation peuvent finalement entraîner des économies globales.
- **Adaptabilité aux conditions locales :** La construction accélérée de ponts peut être adaptée à différentes conditions locales, qu'il s'agisse de sites urbains densément peuplés ou de zones rurales éloignées.



Figure 2.13 Principe de construction accélérée (MTQ)

2.3.2 Types de connexions pile-semelle existantes

Les connexions entre les éléments préfabriqués sont un élément majeur à considérer dans la construction accélérée de ponts. Les différents types de connexions peuvent être répartis en trois catégories, à savoir les connexions dites ED (energy dissipation) permettant la dissipation de l'énergie, les connexions dites DE (deformation) conçues pour permettre les déformations, ainsi que les connexions CP (capacity protected) à capacité protégée (Marsh, 2011). Pour la conception parasismique de ponts, seuls les deux premiers types de connexions (ED et DE) permettent la formation de rotules plastiques. En effet, le principe de connexion à capacité protégée consiste à connecter les éléments en dehors de ces zones, et rendre la connexion plus résistante que les éléments adjacents afin de conserver un comportement élastique et minimiser l'endommagement. Aussi, les connexions de type DE sont moins appropriées à la conception accélérée de ponts, car leur réalisation nécessite d'importantes manipulations peu cohérentes avec ce type de conception.

L'attention est donc pour ce projet portée sur les connexions de type ED pour lesquelles la résistance cyclique est volontairement inférieure à celle des éléments adjacents et permet une bonne dissipation de l'énergie et des déformations suffisamment grandes pour répondre aux problématiques de la conception parasismique. Différents types de connexions présents dans la littérature sont alors présentés ici.

Barres couplées

Le principe des barres couplées consiste, comme son nom l'indique, à coupler les armatures ensemble. Ce principe est illustré sur la Figure 2.14. Pour réaliser cette liaison, différents moyens peuvent être utilisés comme par exemple des manchons filetés, des vis de serrages externes ou bien encore des manchons scellés à l'aide de coulis cimentaire.

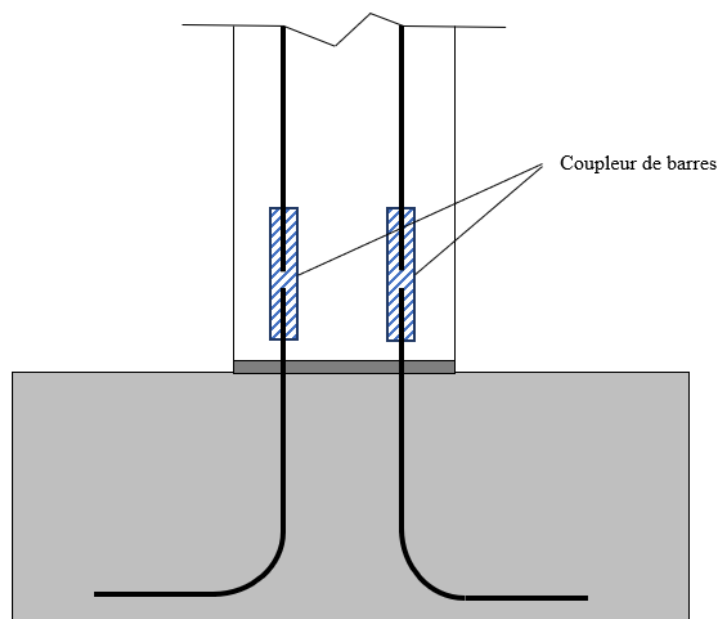


Figure 2.14 Principe de barres couplées

Ce type de connexion permet d'éviter le chevauchement des barres d'armatures, mais nécessite tout de même une certaine précision dans la réalisation des éléments afin de s'assurer que les barres provenant des éléments soient suffisamment alignées pour permettre la connexion. Aussi, même avec un bon alignement, le couplage peut ne pas être complet, par exemple dans le cas d'une

connexion à l'aide de coulis cimentaire où le manchon n'a pas été totalement rempli. Pour des conceptions ne faisant pas intervenir d'exigences parasismiques, ce type de connexion est largement utilisé, cependant dans le cas de déformations cycliques inélastiques, des études supplémentaires sont nécessaires afin de déterminer si cela représenterait un choix viable. Des études menées présentes dans la littérature (Ameli et al., 2015 ; Phares et al., 2021 ; Tazarv & Saiidi, 2015) tendent à montrer que ce type de connexion pourrait être adéquat pour la conception en zones de risque sismique de moyen à élevé.

Barres prolongées et ancrées

Pour ce type de connexion, les barres en attente d'un élément sont prévues plus longues afin de venir d'insérer dans un second élément. La Figure 2.15 ci-dessous présente deux cas possibles pour ce type de connexion.

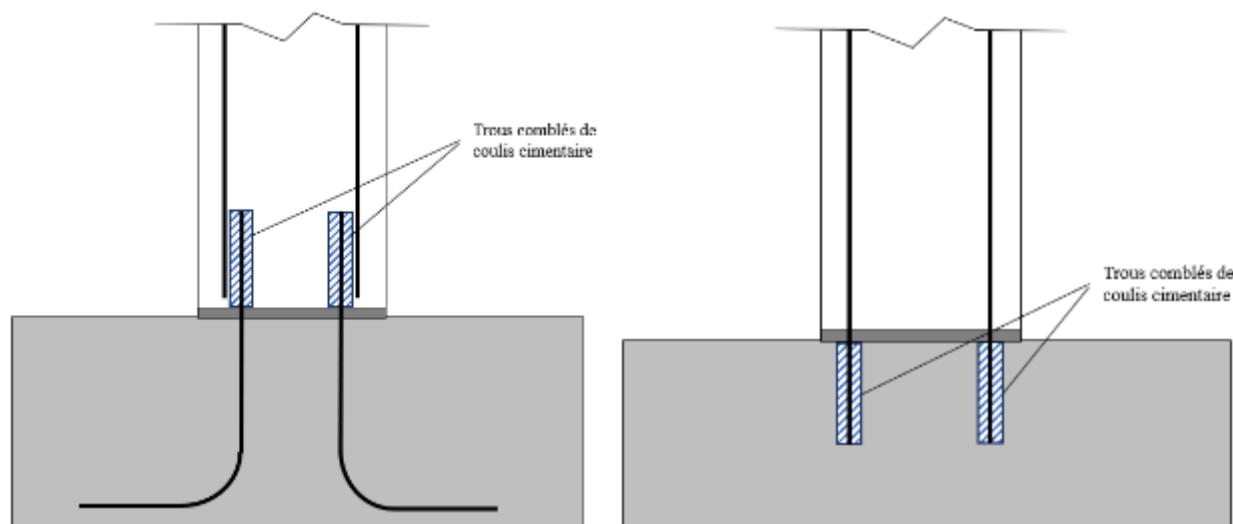


Figure 2.15 Principe des barres prolongées et ancrées

Les efforts sont alors transmis par le biais de l'adhérence entre les barres et le coulis cimentaire. Les avantages et inconvénients sont similaires à ceux associés aux connexions avec barres couplées. L'assemblage est simple, mais l'insertion du coulis cimentaire s'avère plus compliquée en chantier, ce qui peut être critique puisque l'efficacité de la connexion repose sur le comportement de l'interaction entre ce coulis et les barres d'armature. Selon des travaux exposés

dans la littérature (Matsumoto, 2008 ; Pang et al, 2010 ; Tazarv et al, 2015 ; Tazrv et al, 2021) ce type de connexion pourrait être viable pour des zones de risque sismique de modéré à élevé.

Éléments jointés

Un des inconvénients majeurs des deux techniques présentées précédemment est la faible tolérance quant à la précision des trous ou barres en attente pour l'assemblage des éléments. Les éléments jointés permettent d'augmenter cette tolérance en réalisant un joint au lieu de trous en attente. La Figure 2.16 présente cette solution, qui est souvent choisie pour assembler dans le cadre des ponts le fût au chevêtre (Haber, 2013).

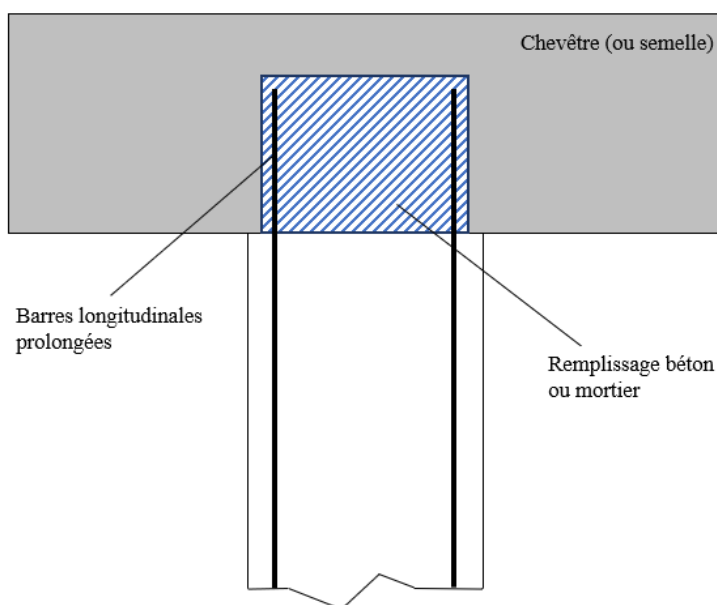


Figure 2.16 Principe des éléments jointés

Cette technique permet donc un assemblage simplifié, mais il faut cependant noter que le gain de temps n'est pas optimal ici. En effet, une fois que la jonction est réalisée, il faut attendre que le béton atteigne une résistance minimale avant de pouvoir démonter les équipements utilisés. De plus, une connexion de ce type est assujettie à la pénétration d'eau et d'agents agressifs à jonction des éléments (Marsh, 2011). Somme toute, cette technique est intéressante en termes de performances.

Éléments emboîtés

La Figure 2.17 présente la connexion de type éléments emboîtés. Sans armature en attente, un élément préfabriqué, ici un fût par exemple est emboîté dans un autre élément, ici une semelle, puis une coulée est réalisée pour maintenir les éléments ensemble.

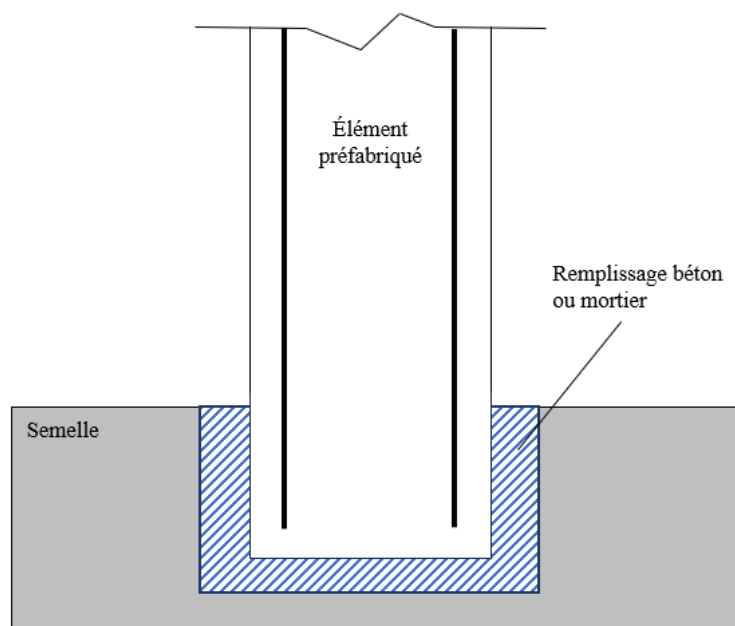


Figure 2.17 Principe des éléments emboîtés

On trouve dans la littérature plusieurs études sur ce mode de connexion (Marsh, 2011 ; Belleri et al., 2012 ; Haraldsson et al., 2013 ; Xu et al., 2021 ; Zhang et al, 2021). Tout d'abord la construction est facilitée et accélérée : la tolérance est grande pour la disposition de la colonne dans la semelle, la manutention de l'élément préfabriqué est simplifiée par l'absence d'armature en attente, la conception de la colonne peut être la même que celle d'une colonne coulée en place. Aussi, les performances cycliques sont très satisfaisantes, au moins aussi bonnes que pour une colonne coulée en place. Les études réalisées tendent à démontrer que ce type de connexion peut être utilisé dans les zones sismiques élevées.

Coffrage participatif

Ce type de connexion est moins présent dans la littérature, étant un principe exploité plus récemment. L'idée est de préfabriquer en usine une coque armée qui sert par la suite en chantier de coffrage afin de couler le béton ordinaire. La Figure 2.18, adaptée des travaux de Bourget (2023), présente un exemple. Dans ces travaux, une coque en BFUP avec présence d'armatures longitudinales et étriers est utilisée. Le cœur des colonnes est armé à l'aide des armatures provenant de la semelle. Les spécimens testés ont présenté des performances accrues bien supérieures à un même spécimen coulé en place.

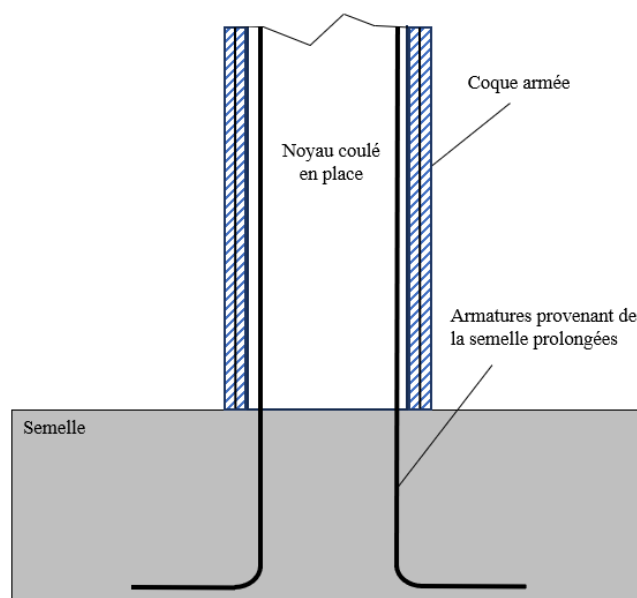


Figure 2.18 Principe du coffrage participatif

Un essai similaire dans la littérature (Nguyen et al., 2017) démontre des résultats similaires avec une charge maximale maintenue pour de grands déplacements. Le flambement des armatures longitudinales est évité et l'endommagement du béton est limité. De plus, cette solution permet de protéger le béton normal des intempéries, notamment la pénétration des agents agressifs et les cycles de gel / dégel. Enfin, cela permet d'éviter la préparation de béton fibré en chantier puisque la coque est préfabriquée en usine avant l'arrivée sur le chantier.

2.4 Comportement du béton armé

2.4.1 Effort tranchant

Les calculs concernant les efforts tranchants pour les éléments de type poutre peuvent être réalisés à l'aide de la méthode simplifiée ou bien la méthode générale selon la norme CSA-A23. La partie colonne d'une pile de ponts peut être considérée comme un élément de type poutre. La semelle et le chevêtre sont eux considérés avec les éléments de type poutre profonde ou élément avec discontinuités, mais sont dans ce mémoire surdimensionnés pour éviter tous types de ruptures, les méthodes de dimensionnement ne sont donc pas abordées ici.

La Figure 2.19 illustre les paramètres utilisés pour les méthodes simplifiée et générale. Ces méthodes sont dites sectionnelles, il est supposé que les sections planes restent planes.

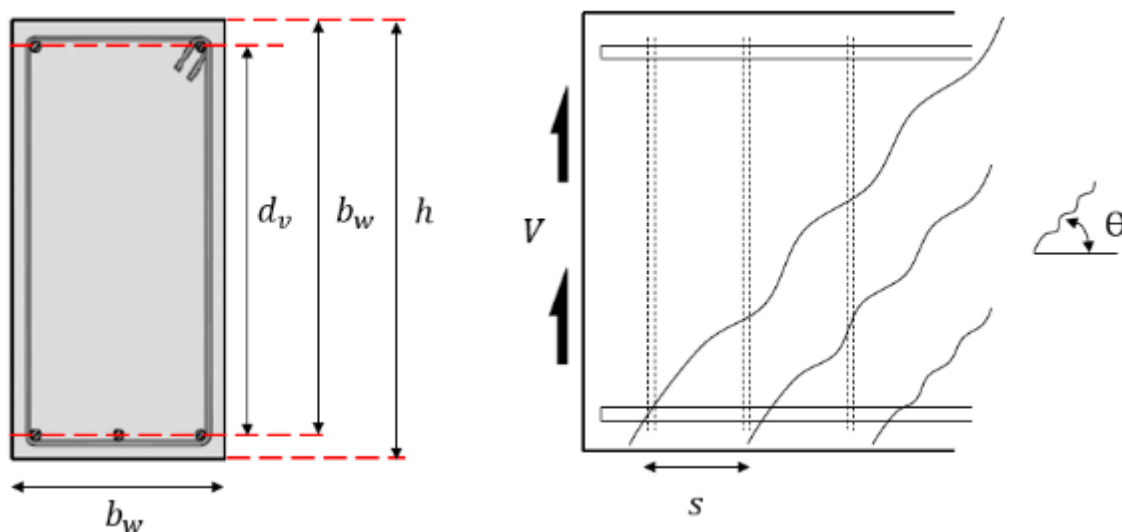


Figure 2.19 Poutre fissurée en cisaillement - paramètres

La résistance en cisaillement V_r est la somme de trois composantes tel que suit :

$$V_r = V_c + V_s + V_p \quad (2.9)$$

où V_c est la contribution du béton, égale à celle obtenue sans armature transversale ;

V_s est la contribution des armatures transversales ;

V_p est la contribution de la composante verticale de la force de précontrainte.

La précontrainte n'étant pas abordée dans ce mémoire, sa contribution n'est pas présentée ici. La contribution du béton se calcule à l'aide de l'équation suivante :

$$V_c = \phi_c \lambda \beta \sqrt{f'_c} b_w d_v \quad (2.10)$$

où ϕ_c est le coefficient de tenue du béton ;

λ est le coefficient de densité du béton ;

β est le coefficient de résistance au cisaillement du béton fissuré ;

f'_c est la résistance en compression du béton ;

b_w est la largeur effective en cisaillement de la section ;

d_v est la profondeur effective en cisaillement de la section.

La contribution de l'acier est déterminée à l'aide de l'équation suivante :

$$V_s = \frac{\phi_s A_v f_y d_v}{s \tan \theta} \quad (2.11)$$

où ϕ_s est le coefficient de tenue de l'acier;

A_v est l'aide de l'armature transversale ;

f_y est la limite élastique de l'acier ;

s est l'espacement des étriers ;

θ est l'angle d'inclinaison des fissures de cisaillement.

Dans le cas de la méthode générale, le paramètre β doit être déterminé à l'aide de l'équation ci-dessous :

$$\beta = \left(\frac{1300}{1000 + s_{ze}} \right) \left(\frac{0.40}{1 + 1500\varepsilon_x} \right) \quad (2.12)$$

où s_{ze} est le paramètre d'espacement effectif des fissures ;

ε_x est la déformation longitudinale à mi-hauteur de la section.

La première partie de cette équation est un paramètre d'échelle déterminé empiriquement, tandis que la seconde partie correspond à la contribution des armatures. Le terme ε_x de cette équation est déterminé comme suit :

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{M_f}{d_v} + V_f + 0.5 N_f}{2 (E_s A_s)} \quad (2.13)$$

où M_f est le moment fléchissant pondéré ;

V_f est l'effort tranchant pondéré ;

N_f est la charge axiale pondérée ;

A_s est l'aire de l'armature longitudinale soumise à de la flexion.

La déformation calculée est alors celle à mi-hauteur de la section. À partir de cette dernière, une estimation de l'angle θ peut être calculée à partir de l'équation suivante :

$$\theta = 29 + 7000\varepsilon_x \quad (2.14)$$

Dans les zones de rotules plastiques, notamment pour les colonnes de ponts soumises à des efforts cycliques réduisant la résistance en traction du béton, il est difficile de déterminer les valeurs de β et θ : la norme spécifie alors les valeurs respectives de 0.10 et 45°.

2.4.2 Compression-Flexion

Les piles de ponts sont soumises à des charges axiales importantes causées par les charges permanentes (poids des travées) ainsi que les charges vives (véhicules). Bien que ces charges axiales ne créent pas de contraintes critiques en compression, il est important de les considérer pour leur impact sur les résistances en flexion. En effet, la résistance à la compression-flexion d'une structure repose sur l'équilibre des forces axiales et des moments, ainsi que sur la compatibilité des déformations entre l'acier et le béton. En se basant sur l'hypothèse de Navier-Bernoulli, qui stipule qu'une section plane conserve sa planéité après déformation, on peut déterminer la distribution des contraintes en fonction de la déformation à la fibre comprimée ε_c et de la déformation ε_s dans l'armature la plus éloignée de cette fibre.

Lorsque la charge axiale augmente en compression, la résistance à la flexion du poteau croît jusqu'à un seuil spécifique. Au-delà de ce seuil, la résistance flexionnelle commence à décroître. L'état d'équilibre, souvent appelé condition équilibrée, survient lorsque les déformations ultimes du béton ($\varepsilon_{cu} = -0.0035$) et de l'armature la plus éloignée de la fibre comprimée ($\varepsilon_s = \varepsilon_y$) sont atteintes. Cette condition correspond au point de résistance maximale en flexion et à la charge axiale critique.

En modifiant la valeur de la déformation de l'armature, il est possible d'identifier les diverses combinaisons de charges axiales et de moments fléchissants qui provoquent la défaillance de la section. Cette enveloppe de rupture est connue sous le nom de diagramme d'interaction. La Figure 2.20 présente un tel diagramme avec les différents états de contrainte correspondant.

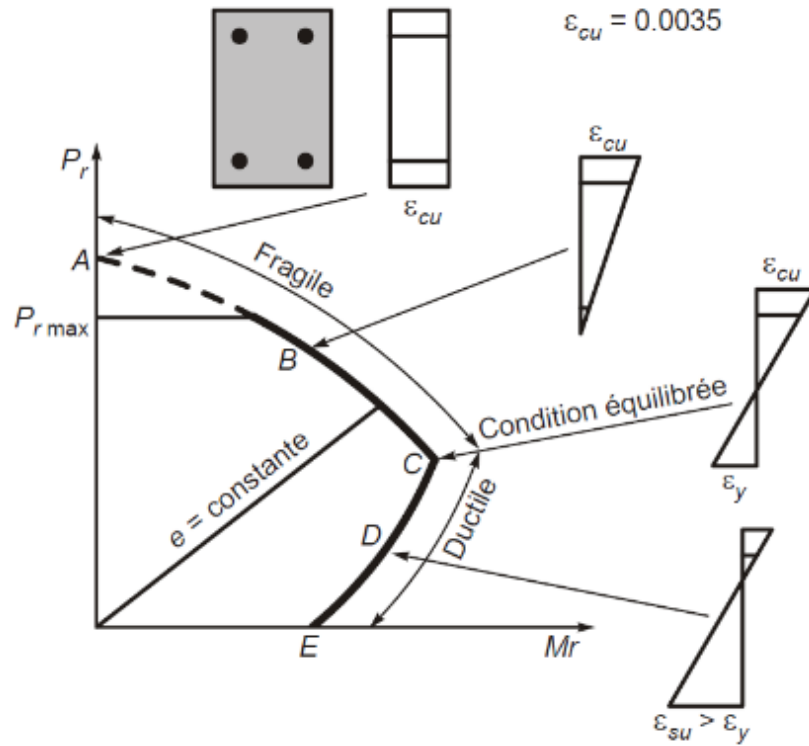


Figure 2.20 Diagramme d'interaction d'une section en béton armé (Massicotte, 2021)

Le code S6-19 n'impose cependant pas de déterminer la résistance flexionnelle en considérant la compatibilité des déformations, mais propose des équations dépendamment de la valeur de la charge axiale par rapport à la charge équilibrée.

Pour une charge axiale inférieure à la charge équilibrée ($P < 0.10\phi_c f'_c A_g$) :

$$\frac{M_{fx}}{M_{rx}} + \frac{M_{fy}}{M_{ry}} \leq 1.0 \quad (2.15)$$

où M_{fx} est le moment fléchissant pondéré selon l'axe X ;

M_{fy} est le moment fléchissant pondéré selon l'axe Y ;

M_{rx} est le moment fléchissant résistant pondéré selon l'axe X ;

M_{ry} est le moment fléchissant résistant pondéré selon l'axe Y.

Pour une charge axiale supérieure ou égale à la charge équilibrée ($P \geq 0.10\phi_c f'_c A_g$) :

$$\frac{1}{P_{rxy}} = \frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} - \frac{1}{P_0} \quad (2.16)$$

où P_{rx} est la charge axiale résistante associée à la flexion uniaxiale selon l'axe X ;

P_{ry} est la charge axiale résistante associée à la flexion uniaxiale selon l'axe Y ;

P_{rxy} est la charge axiale résistante associée à la flexion biaxiale selon les axes X et Y ;

P_0 est la charge axiale résistante sans moment fléchissant.

2.5 Comportement au sein du joint

Les joints de chevauchement permettent la continuité des aciers d'armature entre les différents éléments. Le dimensionnement de ces chevauchements est très important afin d'assurer un bon transfert des efforts.

Tout d'abord, sont importantes les notions de longueur d'ancrage et longueur de développement. Comme son nom l'indique, la longueur de développement correspond à la longueur d'une barre d'armature dans le béton (longueur d'ancrage) pour que cette dernière puisse développer sa pleine capacité. La longueur d'ancrage doit donc être choisie supérieure ou égale à la longueur de développement afin que la plastification dans l'armature survienne avant l'arrachement de la barre. L'ancrage repose sur trois phénomènes (Lutz et al., 1967) : l'adhérence chimique, le frottement et l'interaction crénelures/béton, ce dernier étant prédominant pour les barres crénelées. Différents facteurs influencent la longueur d'ancrage tels que le diamètre de la barre, le béton utilisé ou bien encore l'enrobage (Zuluaga et al., 2015).

Tel que montré sur la Figure 2.21, deux types de chevauchement des barres peuvent être utilisés, à savoir avec et sans contact. Dans le cas des constructions CAP à partir d'éléments préfabriqués, les chevauchements sans contact sont souvent privilégiés, permettant une tolérance plus grande pour l'assemblage.

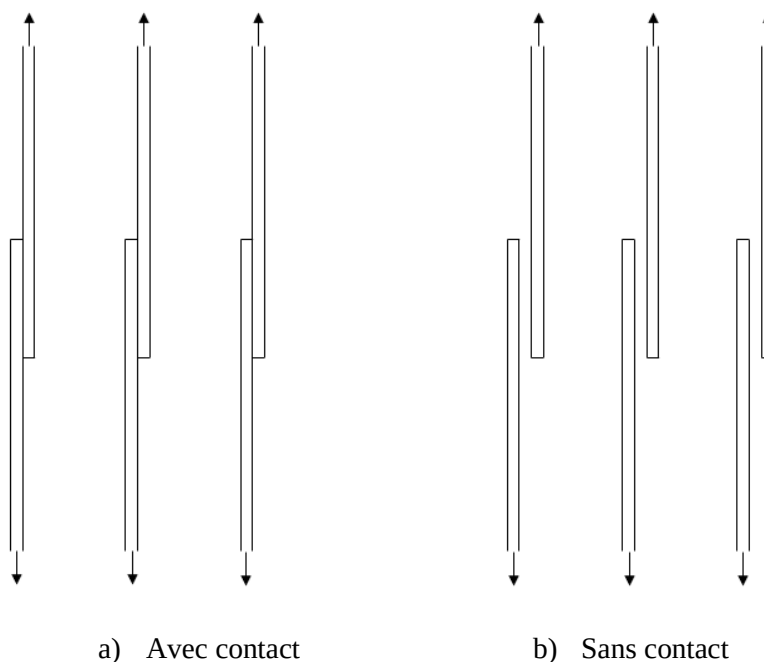


Figure 2.21 Chevauchements

La performance d'un joint de chevauchement repose principalement sur la longueur d'ancrage ainsi que le niveau de confinement apporté par le béton et les armatures transversales. Le nombre de cycles de chargement inélastiques avant rupture est surtout influencé par le niveau de confinement (Sagan et al., 1991). Le code CSA-S6-19 indique que le chevauchement doit être supérieur à 400 mm ou 60 diamètres de barres.

Aussi, l'espacement entre les barres est un facteur à prendre en compte. Tel que le montre la Figure 2.22, le transfert des efforts repose sur des bielles de compression, mais ces dernières créent des fissures de fendage impliquant un mode de rupture en traction du béton, d'où l'efficacité des bétons fibrés qui sera discutée dans la suite de ce mémoire.

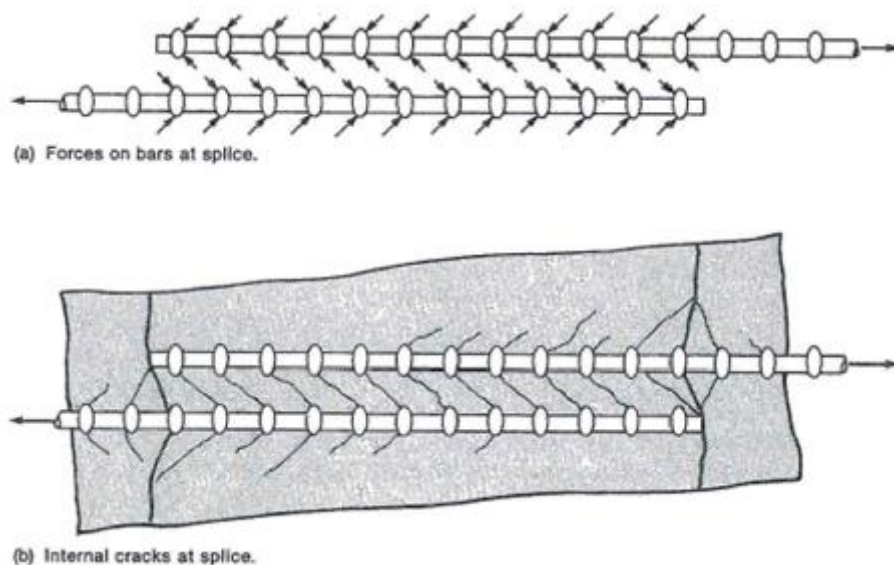


Figure 2.22 Principe de transmission des efforts entre 2 barres d'armatures chevauchées (Hamad & Mansour, 1996)

Pour un espacement allant jusqu'à 5 diamètres de barres, les joints sans contact présentent une meilleure performance en flexion pour les bétons non fibrés en comparaison avec les joints avec contact (Hamad et al., 1996).

2.6 Béton fibré à ultra-hautes performances

2.6.1 Propriétés

Les bétons fibrés à ultra-hautes performances (BFUP) sont des matériaux innovants offrant des performances accrues en termes de résistance, durabilité et comportement mécanique. Bien que la limite inférieure considérée selon la norme S6-19 soit de 120 MPa, les BFUP disposent de résistances en compression souvent bien supérieures allant jusqu'à 200 MPa (Habel et al., 2008). Cette résistance accrue est principalement due à une quantité importante de ciment et ajouts cimentaires (au moins 700 kg/m^3) et du faible rapport eau-liants.

La matrice cimentaire est très dense, permettant au BFUP une durabilité bien supérieure aux bétons ordinaires. Tel que le montrent les travaux de Charron et Desmettre (2015), les BFUP présentent

des indicateurs de durabilité accrus, permettant de réduire nettement l'impact des agents agressifs sur les zones sujettes aux éclaboussures dues au trafic comme le bas des colonnes de piles de ponts.

Tableau 2.5 Indicateurs de durabilité, non fissuré (Charron et Desmettre, 2015)

Indicateur de durabilité	Béton ordinaire	BFUP
Perméabilité à l'air (m ²)	10^{-15} - 10^{-16}	$< 10^{-19}$
Perméabilité à l'eau (m/s)	10^{-11} - 10^{-12}	$< 500.10^{-12}$
Diffusion effective (m ² /s)	2.10^{-11} – 2.10^{-12}	200.10^{-12}
Vitesse de corrosion (µm/an)	1.2	< 0.01
Porosité à l'eau (%)	12 - 16	1 - 6

Enfin, la présence importante de fibres confère au BFUP une résistance et un comportement accrus en traction, avec une résistance en traction uniaxiale allant de 8 à 15 MPa, variant en fonction de la quantité de fibres d'acier utilisée (Habel et al., 2008). La Figure 2.23 présente le comportement du BFUP lors de la fissuration avec l'action des fibres qui cousent les fissures.

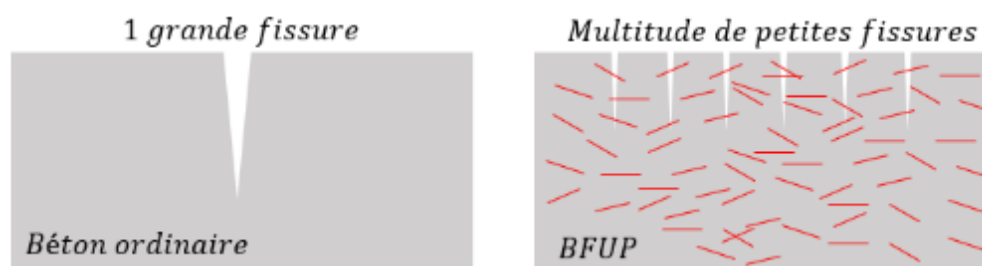


Figure 2.23 Comportement du BFUP fissuré – action des fibres

Ainsi, lorsque le béton commence à fissurer en atteignant la fin de la phase élastique, les fibres de chaque côté des fissures empêchent l'ouverture de ces dernières. Avec une quantité suffisante de fibres, la contrainte peut continuer d'augmenter même après la fissuration de la matrice, jusqu'à une certaine contrainte maximale atteinte juste avant l'apparition d'une fissure plus importante causée par le déchaussement des fibres. Une phase adoucissante s'ensuit avec le déchaussement

progressif des fibres de part et d'autre de la fissure dominante. La Figure 2.24 montre le comportement décrit pour le BFUP en traction uniaxiale.

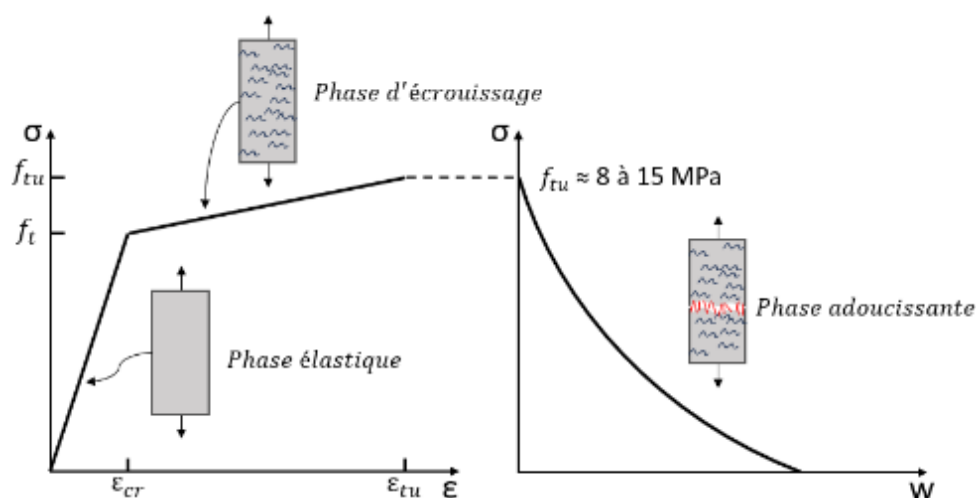


Figure 2.24 Loi de comportement du BFUP

Le comportement du BFUP est fortement impacté par la quantité de fibres utilisées, le type de fibres (ces dernières peuvent être en acier, macro-synthétiques, polyester, polypropylène, etc.), la longueur des fibres ou encore leur orientation et leur densité. Une mauvaise orientation des fibres peut diminuer la capacité en traction du BFUP de plus de 50% (Lagier et al., 2015 ; Delsol et al., 2013), et peut influencer la contrainte à la première fissuration (Maya Duque et al., 2016).

2.6.2 Utilisation pour les joints de chevauchement

Les caractéristiques du comportement du BFUP font de ce matériau un excellent choix pour de nombreuses applications, tout particulièrement pour les joints de chevauchement et le gainage des colonnes (Lagier, 2015 ; Kennedy et al., 2015 ; Dagenais, 2014). Pour ce mémoire, la partie intéressante concerne les joints de chevauchement, dont leur longueur peut être diminuée jusqu'à 5 fois avec l'utilisation du BFUP contre l'utilisation de béton ordinaire. En effet, le BFUP permet une adhérence accrue des armatures. Yuan et Graybeal (2015), ayant réalisé des essais d'arrachement sur des barres d'armatures haute résistance chevauchées, montrent qu'une longueur d'ancrage de seulement 5 diamètres de barres permet, avec un enrobage de 2 diamètres de barre, d'atteindre 700 MPa de contrainte dans les armatures. Leurs travaux montrent aussi qu'un

chevauchement sans contact est plus efficace. Ils préconisent un enrobage d'au moins 2 à 3 diamètres de barres ainsi qu'une longueur de chevauchement de 8 à 12 diamètres de barre en fonction de la résistance des armatures.

En ce qui concerne les joints de chevauchement pour les piles de ponts, différents travaux réalisés à Polytechnique Montréal démontrent l'efficacité de l'utilisation du BFUP dans les zones de chevauchement, et ce, même dans les zones de rotules plastiques. Boucher-Proulx (2008) a réalisé des essais sur une pile rectangulaire de référence ainsi qu'une pile similaire, mais ayant subi une substitution du béton ordinaire par du BFUP dans la zone de chevauchement des armatures, et ce, dans la zone de rotule plastique. Les piles ont été soumises à un chargement cyclique, puis la pile réhabilitée a subi, après le chargement cyclique, un chargement jusqu'à rupture du spécimen. Tel que le montre la Figure 2.25, la pile réhabilitée avec le BFUP présente un comportement bien meilleur que la pile de référence, avec une grande ductilité et une bonne dissipation de l'énergie.

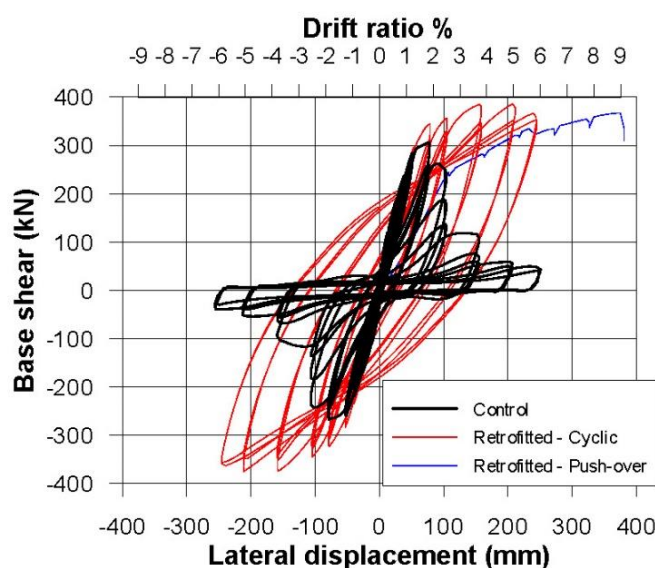


Figure 2.25 Pile réhabilitée (chemisage en BFUP) sous chargement cyclique (Boucher-Proulx, 2008)

Plus récemment, les travaux de Darveau (2018) et Lewis (2021), testant des piles circulaires cette fois-ci directement conçues avec un joint en BFUP et non après une réhabilitation, montrent l'efficacité du BFUP dans son utilisation pour les joints de chevauchement dans les zones de rotules

plastiques. En effet, les piles sont ici conçues avec un joint en BFUP entre le bas de la colonne et le dessus de la semelle, à savoir la zone la plus critique pour une pile de ponts. La Figure 2.26 présente les résultats obtenus par Lewis pour une pile avec joint de chevauchement en BFUP en comparaison avec une pile de référence.

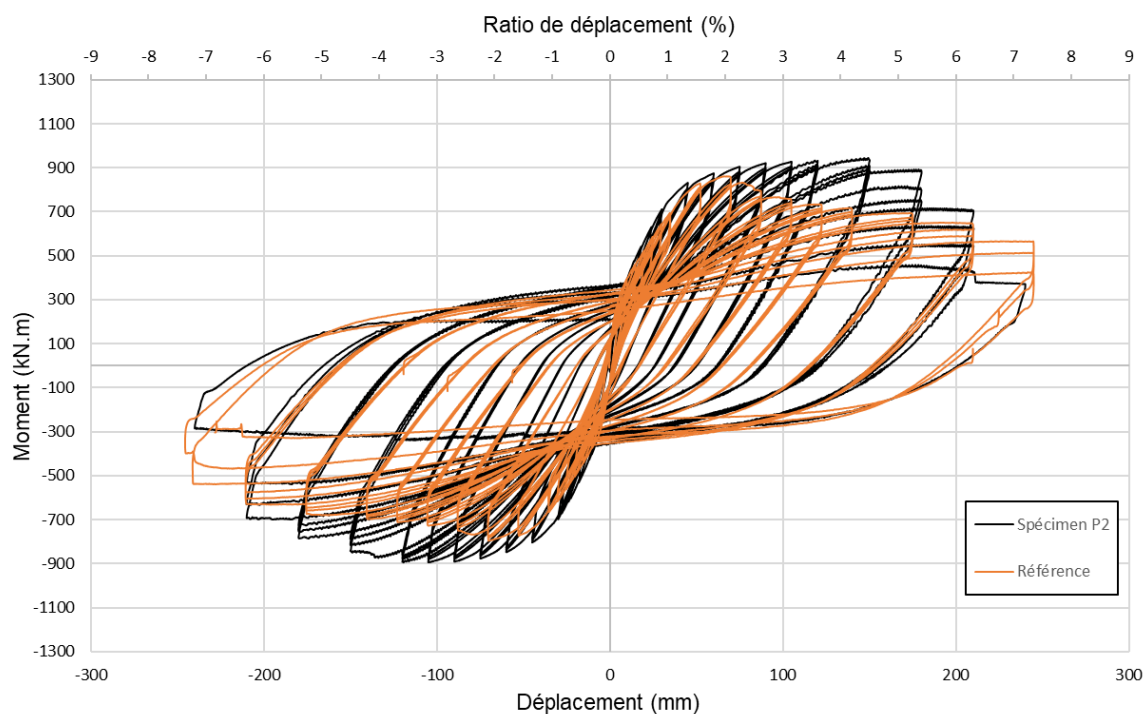


Figure 2.26 Courbe moment-déplacement de la pile de référence et d'une pile avec chevauchement en BFUP (tiré de Lewis, 2021)

2.7 Outils pour analyses numériques

Cette partie présente les logiciels qui ont été utilisés au cours de ce projet et dont les analyses et résultats sont présentés tout au long de ce mémoire. Les différents spécimens testés sont modélisés à l'aide du logiciel d'éléments finis Abaqus (Abaqus, 2014). Le béton est modélisé dans ce logiciel en utilisant la loi constitutive EPM3D (Massicotte, B. & Ben Ftima, 2017) développée à Polytechnique Montréal. Le logiciel SAP2000 (SAP, 2007) est utilisé lors de la conception des spécimens. Enfin, Response2000 (Bentz 2001) est de même utilisé lors de la conception des spécimens.

2.7.1 Abaqus

2.7.1.1 Logiciel Abaqus

Le logiciel Abaqus permet de réaliser des analyses par éléments finis. Les analyses peuvent être statiques ou dynamiques et permettent la modélisation d'une multitude de problèmes. Pour des problèmes ne faisant pas intervenir la dégradation du béton et de taille modérée, Abaqus/Standard peut être utilisé. Dans ce cas, l'analyse repose sur la résolution de l'équation 2.17 ci-dessous, faisant intervenir P , soit la matrice des efforts externes et I , la matrice des efforts internes.

$$P - I = 0 \quad (2.17)$$

Cette méthode consiste alors à trouver l'équilibre entre les forces, par itération jusqu'à ce qu'un critère de convergence choisi soit atteint (Ben Ftima, 2013). Pour cela, les approches couramment adoptées sont la méthode de Newton-Raphson ainsi que la méthode de Riks (Bouzaïene, 1997). La formulation est alors dite implicite.

Bien que cette approche permette la réalisation d'un grand nombre d'analyses, son utilisation devient compliquée lorsque le modèle implique un grand nombre d'éléments (temps de calcul longs), et ne permet pas de prendre en compte correctement l'endommagement du béton. Pour ce mémoire, c'est alors la formulation dite explicite qui est utilisée : Abaqus/Explicit.

L'équilibre résolu pour la méthode explicite est alors celui présenté par l'équation 2.18 ci-dessous. Cette équation, en plus des matrices P et I présentées précédemment, fait intervenir une matrice M correspondant à la masse globale et un vecteur $\ddot{u}$ correspondant aux accélérations nodales.

$$M\ddot{u} = P - I \quad (2.18)$$

L'algorithme de résolution suit les étapes suivantes (Ben Ftima, 2018) : les variables sont initialisées et la matrice de masse M est déterminée ; les accélérations nodales sont calculées à l'aide d'une équation découlant du principe des travaux virtuels ; la méthode de différence centrale est utilisée pour calculer les déplacements nodaux puis le déplacement total est déterminé ; à partir de ce déplacement, l'incrément de déplacement est déterminé puis l'incrément de déformation pour chaque pont d'intégration ; les contraintes sont alors déterminées pour chaque point d'intégration ; enfin le vecteur des forces internes est mis à jour.

La stabilité de l'analyse repose sur le choix du temps des incréments. Il faut que le temps de chargement soit suffisamment lent par rapport à la période fondamentale du modèle. Une analyse préliminaire sur Abaqus permet la détermination de cette période fondamentale. Un incrément de temps supérieur à 20 fois la période fondamentale est préconisé par Ben Ftima (2018). L'objectif de cela est de conserver un ratio d'énergie cinétique sur énergie interne de déformation inférieur à 5%. Il s'agit alors de choisir un temps suffisamment grand pour que l'analyse soit stable, mais en cherchant une valeur optimisée afin de conserver des temps de calcul raisonnables.

Abaqus/Explicit est alors préconisé pour les analyses non linéaires faisant intervenir des problèmes de contact ainsi que des problèmes avec l'utilisation de matériaux dégradables tel que le béton. Aussi, la formulation explicite permet l'utilisation du modèle EPM3D.

2.7.1.2 Module EPM3D

EPM3D (Endommagement Progressif Multiaxial Tridimensionnel) est un module usagers compatible avec Abaqus/Explicit développé à Polytechnique Montréal. Il permet de reproduire le comportement non linéaire avec endommagement du béton armé ainsi que du béton fibré. Sont ici présentés succinctement les éléments aidant à la compréhension de ce mémoire. Pour plus d'informations, le lecteur est invité à consulter les différents travaux de Ben Ftima et Massicotte. En compression, le modèle suit l'approche hypoélastique développée par Bouzaiene et Massicotte (1997). Une approche macroscopique avec un modèle de raidissement directement intégré dans la loi du béton est utilisée en traction. Tous les différents états de contrainte peuvent alors être simulés.

2.7.1.2.1 Comportement du béton en compression

En compression, le modèle prend en compte plusieurs aspects du comportement du béton, notamment son caractère anisotrope, la dégradation du module d'élasticité lors de la mise en charge et du déchargement, le point de transition qui marque le passage d'un comportement fragile à un comportement ductile du béton sous confinement croissant, ainsi que l'augmentation de volume observée dans le béton à l'approche de la résistance ultime.

L'évolution de l'endommagement du béton en compression est exprimée à l'aide d'une fonction scalaire liée à la contrainte de compression majeure, utilisant la courbe uniaxiale équivalente. Pour obtenir une représentation réaliste de l'endommagement cumulatif, le long de n'importe quelle

trajectoire de contrainte, un paramètre scalaire λ d'endommagement, exprimé sous la forme incrémentielle suivante est utilisé :

$$\lambda = \int d\lambda = \int \frac{1}{\varepsilon_{max}^d} d\varepsilon^d = \sum \frac{\Delta\varepsilon_{eq} - \frac{\Delta\sigma}{E_c}}{\varepsilon_c - \frac{\sigma_c}{E_c}} \quad (2.19)$$

où λ est compris entre 0 et 1 ;

$d\lambda$ représente l'incrément du paramètre d'endommagement ;

$\Delta\varepsilon_{eq}$ est l'incrément de déformation équivalente uniaxiale ;

$\Delta\sigma$ est l'incrément de contrainte de compression selon l'axe principal ;

ε_c est la déformation équivalente uniaxiale à la rupture

σ_c est la contrainte de compression principale à la rupture ;

E_c est le module d'élasticité du matériau.

Pour un comportement élastique du béton, le paramètre λ est égal à zéro, alors qu'il est égal à 1 lorsque la résistance maximale est atteinte. Ce paramètre représente alors une mesure sans dimension de l'endommagement du béton, jouant un rôle similaire à celui de la déformation plastique qui exprime le taux de durcissement plastique d'un matériau selon la théorie de la plasticité.

À partir de ce concept d'endommagement, peuvent être évaluées l'incrément et la déformation totale pour des chargements non proportionnels :

$$\Delta\varepsilon_{eq} = \frac{\sigma - \tilde{\sigma}}{E_t} \quad (2.20)$$

$$\varepsilon_{eq} = \tilde{\varepsilon}_{eq}(\lambda) + \Delta\varepsilon_{eq} \quad (2.21)$$

où $\tilde{\sigma}$ représente la contrainte de compression effective, soit les dommages accumulés ;

E_t est le module de rigidité correspondant à λ ;

σ est la contrainte de compression.

La Figure 2.27 ci-dessous illustre alors le concept adopté pour le comportement en compression prépic du béton.

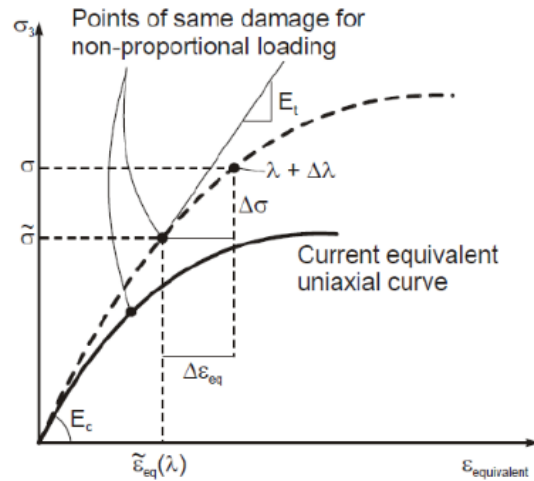


Figure 2.27 Concept de l'endommagement du béton en compression (Massicotte, B. & Ben Ftima, 2017)

En postpic, une pente adoucissante est observable expérimentalement. Cette pente E_d est ici déterminée comme suit :

$$E_d = - \frac{h_c}{\frac{\delta}{f'_c} - \frac{h_c}{E_0}} \quad (2.22)$$

où δ est une constante déterminée expérimentalement, égale à 0.714 mm ;

f'_c est la contrainte maximale en compression atteinte ;

E_0 est le module d'élasticité du béton en prépic ;

h_c est la taille moyenne de l'élément.

L'équation ci-dessus fait intervenir la taille de l'élément, qui a alors un impact sur la courbe contrainte-déplacement. Afin que la pente ne soit pas nulle ou même positive, il faut alors que la valeur de h_c respecte l'équation suivante :

$$h_c \leq \frac{\delta E_0}{f'_c} \quad (2.23)$$

Le comportement en postpic pour la compression est illustré sur la Figure 2.28 ci-dessous. Cette formulation est équivalente au concept d'énergie de rupture, plus connu pour la traction.

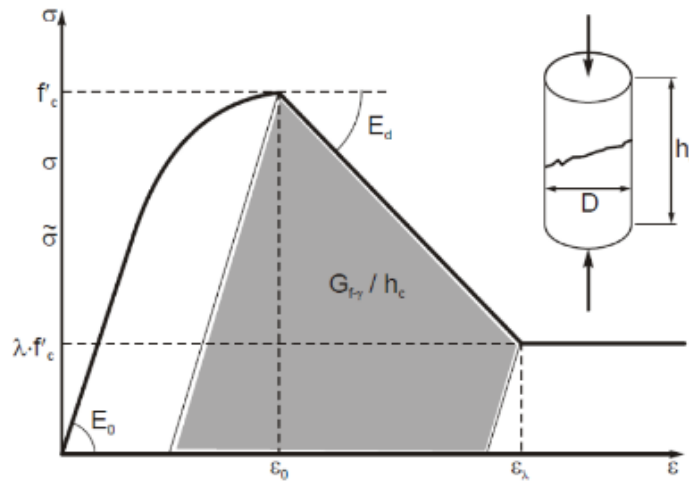


Figure 2.28 Comportement postpic en compression du béton (Massicotte, B. & Ben Ftima, 2017)

2.7.1.2.2 Comportement du béton en traction

Pour le comportement en traction du béton, deux lois sont disponibles. Une première pour le béton non armé, puis une seconde pour les bétons armés, faisant intervenir le raidissement en traction. En effet, en présence d'armatures, il est important de considérer le gain de rigidité lié au transfert des forces en traction, avec les armatures retenant la fissuration de part et d'autre de la rupture.

Dans la région de prépic, le béton ordinaire non armé présente un comportement quasi linéaire, caractérisé par une déformation homogène. Après l'apparition de la fissure, le matériau entre dans une phase adoucissante, marquée par une réduction de la résistance jusqu'à atteindre un état de

déformation ultime où la fissure ne peut transmettre aucune contrainte de traction. La perte de résistance du béton en traction est modélisée à l'aide d'une fonction simple définie comme suit :

$$\sigma_t = f_t \exp \left(-\frac{\varepsilon - \varepsilon_e}{\varepsilon_a} \right) \quad (2.24)$$

$$\varepsilon_a = \frac{G_{f1}}{h_t f_t} ; \text{ où } G_{f1} = G_f - \frac{h_t f_t^2}{2E_0} \quad (2.25)$$

$$\varepsilon_e = \frac{f_t}{E_0} \quad (2.26)$$

où G_f représente l'énergie de rupture consommée par la fissure par unité de surface ;

h_t est la longueur de traction équivalente pour laquelle le déplacement dû à l'ouverture de la fissure est uniformément réparti.

La Figure 2.29 ci-dessous illustre la loi en traction correspondante pour le béton ordinaire non armé.

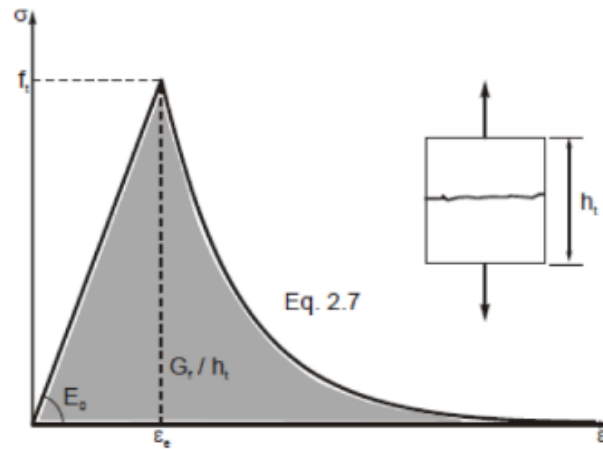


Figure 2.29 Comportement en traction du béton non armé (Massicotte, B. & Ben Ftima, 2017)

Pour le béton armé, une loi avec raidissement est utilisée. La Figure 2.30 présente l'aspect de la loi avec raidissement. L'énergie dissipée en postpic est alors nettement supérieure en comparaison avec le béton non armé.

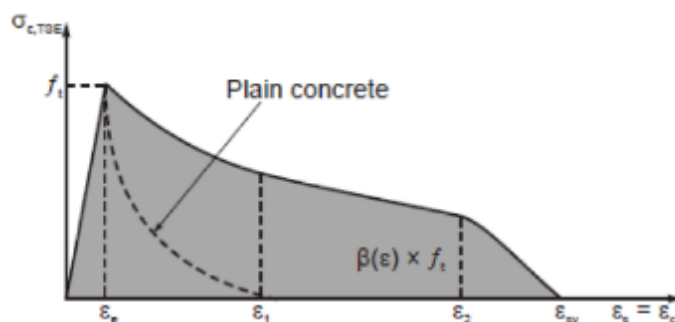


Figure 2.30 Comportement en traction du béton armé (Massicotte, B. & Ben Ftima, 2017)

EPM3D intègre diverses formulations empiriques pour le facteur de raidissement $\beta(\epsilon)$, notamment le modèle de Fields et Bischoff (2004). Les équations sont généralement établies en considérant le cas où la fissuration est orthogonale à la direction de la barre d'acier. Dans une structure réelle, les fissures ont une orientation non spécifiée par rapport à la direction de l'armature en acier. EPM3D fait donc intervenir l'angle Θ , soit l'angle formé par la normale à la fissure et la direction de la barre d'acier.

2.7.2 SAP2000

SAP2000 (CSA, 2023) est un logiciel de calcul de structure par éléments finis développé par la société Computers and Structures, Inc. (CSI). Il est largement utilisé dans l'industrie de l'ingénierie civile pour l'analyse, la conception et la modélisation de structures, notamment les bâtiments, les ponts, les barrages, les tours, les structures off-shore et autres projets d'ingénierie. Le logiciel offre diverses fonctionnalités.

- Analyses statiques et dynamiques : SAP2000 permet d'effectuer des analyses statiques pour évaluer les charges gravitationnelles et les charges permanentes, ainsi que des analyses dynamiques pour prendre en compte les charges sismiques et les excitations dynamiques.
- Analyses linéaires et non linéaires : Le logiciel offre la possibilité d'effectuer des analyses linéaires pour les structures répondant aux critères de linéarité, ainsi que des analyses non linéaires pour prendre en compte les comportements non linéaires des matériaux et des connexions.
- Analyses temporelles avec accélérogramme : SAP2000 permet de réaliser des analyses temporelles en utilisant des accélérogrammes sismiques réels ou synthétiques. Cela permet d'obtenir des réponses sismiques détaillées de la structure au fil du temps.
- Analyse de type spectral : Le logiciel peut également effectuer des analyses de type spectral pour déterminer les périodes de vibration naturelles de la structure et évaluer sa réponse aux excitations sismiques à différentes fréquences.

Bien que le logiciel permette des modélisations complexes avec par exemple des modèles de grillage, pour le comportement sismique des analyses simplifiées en utilisant des poutres équivalentes permettent d'obtenir une bonne estimation du comportement de la structure globale. La reproduction fidèle du comportement repose cependant sur la bonne modélisation de la rigidité des éléments ainsi que des masses prises en compte.

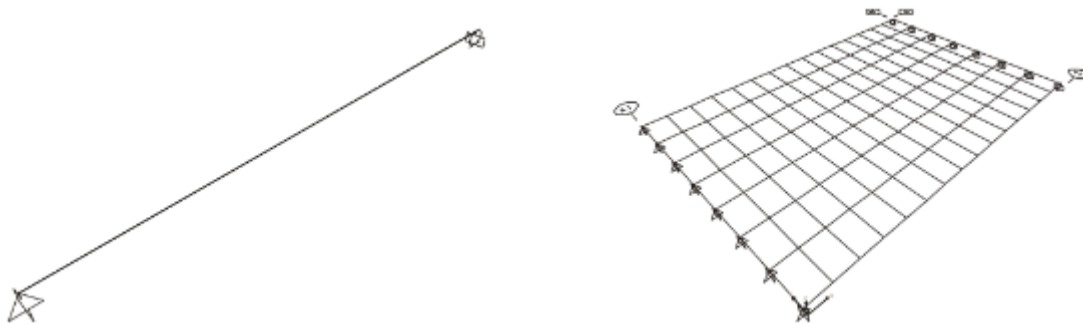


Figure 2.31 Modèle de la poutre équivalente et modèle de grillage (tiré de Théoret P., 2010)

Les analyses réalisées sont par éléments finis : un nombre fini de petits éléments est considéré avec pour chacun des degrés de liberté à ses extrémités. Les éléments utilisés ici sont de type poutre et possèdent donc deux extrémités. Chaque élément se voit associer des caractéristiques tel qu'illustré sur la Figure 2.32.

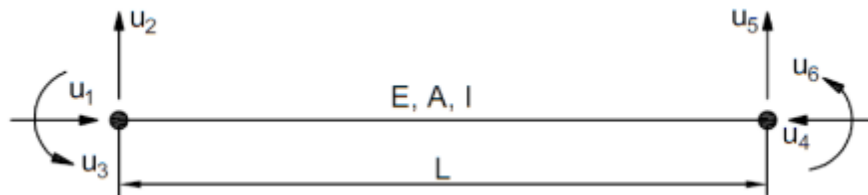


Figure 2.32 Éléments de poutre (tiré de Darveau, 2018)

À partir de l'ensemble de ces éléments, un système matriciel permet de calculer les efforts dans les éléments. Afin de modéliser le comportement d'un élément de structure, l'élément est discrétisé en un nombre variable d'éléments plus petits selon la géométrie de l'élément principal, tel qu'illustré sur la Figure 2.33 pour une pile de ponts.

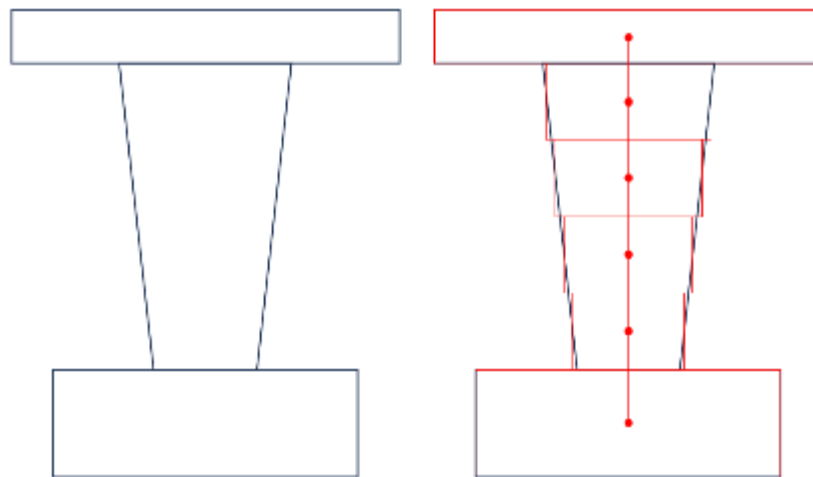


Figure 2.33 Discrétisation d'un élément

Une modélisation comme telle permet de reproduire adéquatement le comportement dans le domaine linéaire des matériaux. Pour le domaine plastique, donc pour représenter la rotule plastique au bas de la colonne dans l'exemple ci-dessus, ce sont plutôt des éléments de fibre qui sont utilisés, pour lesquels il faut préciser la courbe force déplacement pour les efforts axiaux et le cisaillement et la courbe moment courbure pour les moments et les efforts de torsion.

2.7.3 Response2000

Response2000 est un programme développé à l'université de Toronto (Bentz & Collins, 2001) permettant d'analyser en 2 dimensions des poutres et des colonnes armées ou non, soumises à des combinaisons de charges axiales, moments et cisaillements. Le logiciel considère que les sections planes restent planes, ce qui s'avère proche de la réalité pour les sections à une distance raisonnable des points de chargement et de support.

Différentes géométries de section peuvent être modélisées tel que montré sur la Figure 2.34. Pour ce mémoire, seules les sections circulaires et rectangulaires sont utilisées afin d'étudier des colonnes de ponts.

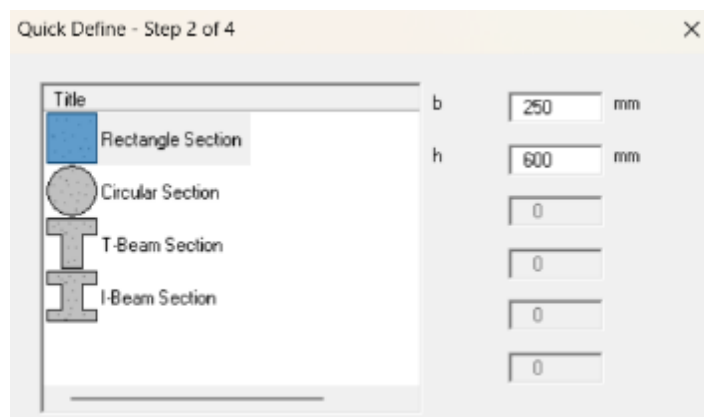


Figure 2.34 Géométries de section – Response2000

Les armatures longitudinales ainsi que les étriers peuvent être considérés selon toutes sortes de dispositions. Il est alors possible de modéliser une section de colonne de pont, tel que montré par exemple sur la Figure 2.35.

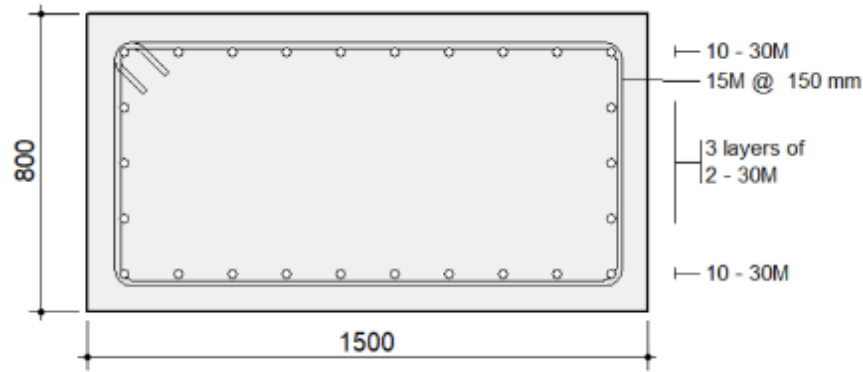


Figure 2.35 Exemple de section Response2000

Les choix quant aux caractéristiques des matériaux (béton et acier) sont nombreux tel que montré sur la Figure 2.36. Les non-linéarités de matériaux peuvent être considérées de manière simple.

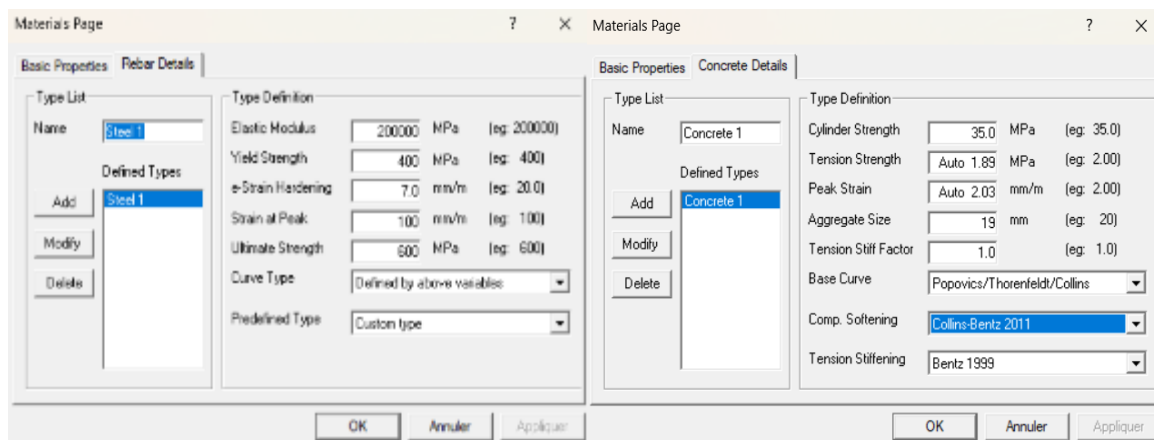


Figure 2.36 Modélisation des matériaux – Response2000

Enfin, la géométrie globale de l'élément peut être détaillée de différentes manières. Tel que montré sur la Figure 2.37, les principales données spécifiées dans le cadre de ce mémoire sont la longueur de l'élément, la charge axiale, les conditions aux supports ainsi que la longueur de la pénétration de la rotule plastique. La valeur de 0.022 correspond à celle proposée dans les travaux de Priestley.

Full Member Properties

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

Geometry and Loading

Length subjected to shear: 7000 mm

Constant axial load: -1000 kN

Constant moment zone on right: 0 mm

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

Moment at left as %age of right: Detailed Percent

Moment Diagram

Left side properties:

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

Right side properties:

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

Yield Penetration: 0.022 x sigma x db

Figure 2.37 Propriétés géométriques – Response2000

Une fois le modèle défini et l'analyse réalisée, le logiciel permet d'obtenir un grand nombre d'informations. Les principaux résultats utilisés dans ce mémoire sont la courbe moment-courbure (exemple Figure 2.38) ainsi que l'état de contrainte du béton à une section donnée (exemple Figure 2.39).

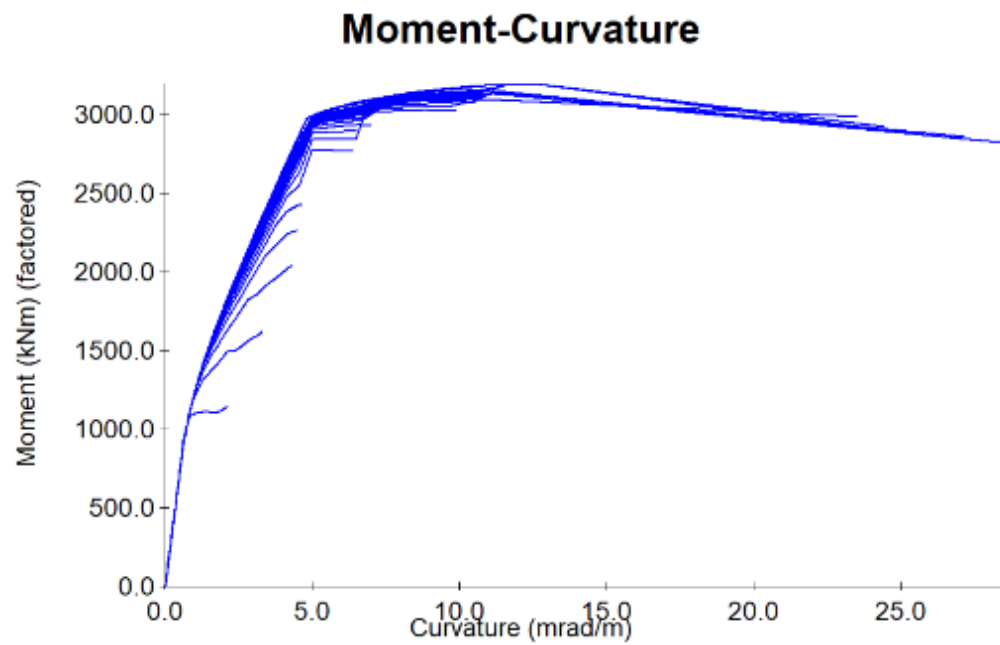


Figure 2.38 Exemple de courbe moment-courbure – Response2000

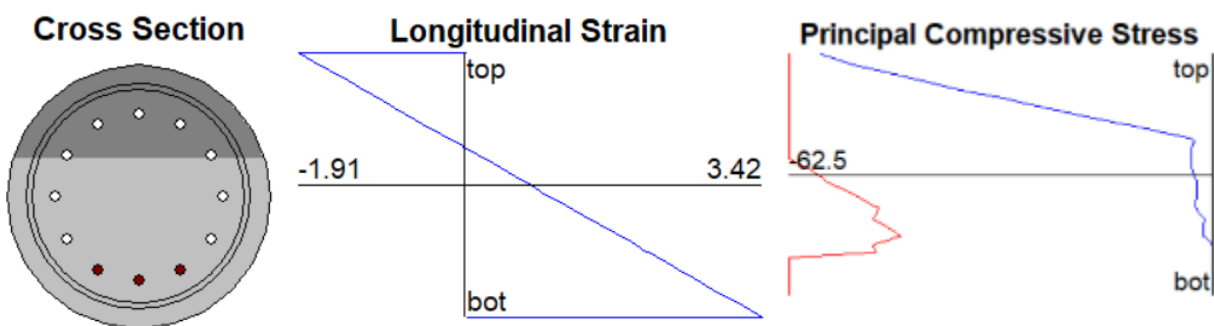


Figure 2.39 Exemple d'un état de contrainte – Response2000

CHAPITRE 3 CONCEPTION DES SPÉCIMENS

3.1 Pile à colonne circulaire

La première partie de ce chapitre présente la démarche de conception pour la colonne circulaire. Cela passe alors par l'analyse des travaux réalisés par Philippe Darveau (2018) et Gabriel Lewis (2021), puis la validation des résultats obtenus afin de concevoir le spécimen P5.

3.1.1 Spécimens conçus ultérieurement

La conception initiale part des travaux de Philippe Darveau (2018). Trois spectres sismiques sont pris en compte, à savoir ceux de Montréal, La Malbaie et Vancouver, et les calculs sont effectués pour un pont typique choisi. Les caractéristiques de ce pont sont présentées ci-dessous sur la Figure 3.1. Il s'agit d'un pont régulier, le coefficient d'importance considéré est $I_E = 1$.

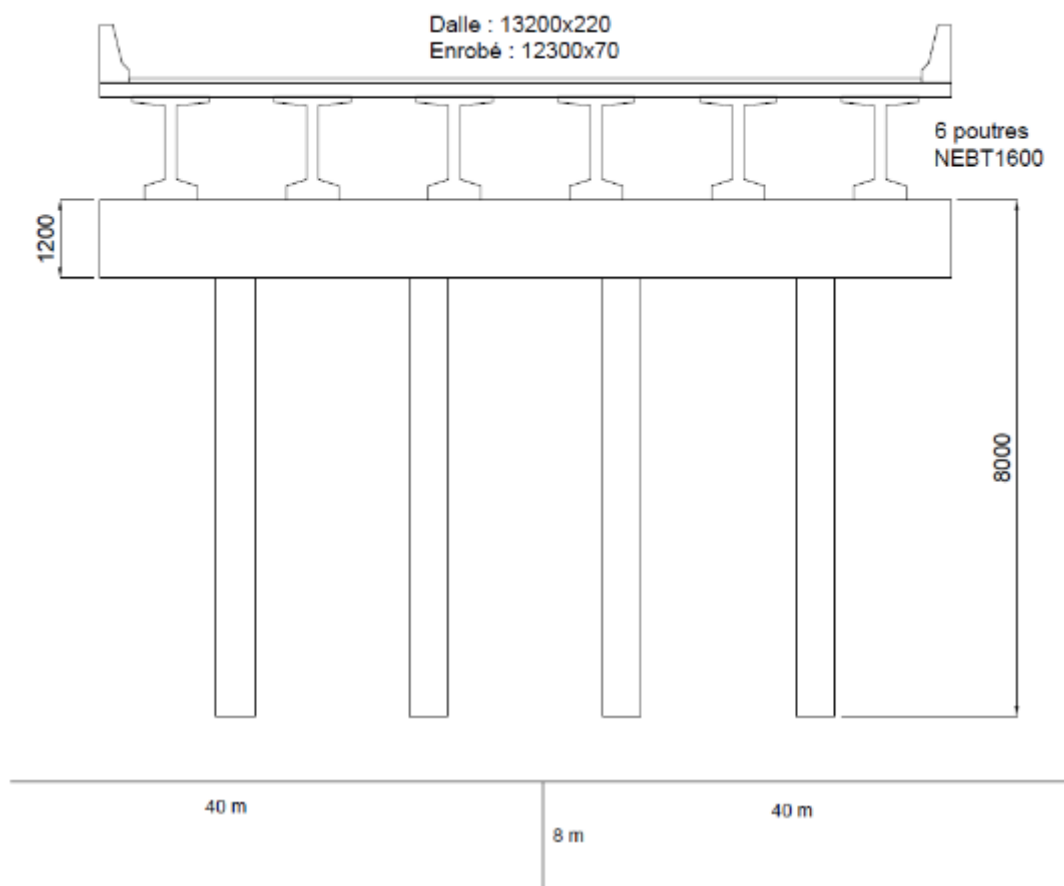


Figure 3.1 Caractéristiques du pont considéré

Le tablier considéré possède une charge linéique $W = 193 \text{ kN/m}$. Cela engendre une réaction à l'appui central de 9650 kN, soit 2412 kN par colonne.

Philippe Darveau (2018) a réalisé une analyse multimodale à l'aide de SAP2000, puis Gabriel Lewis (2021) a utilisé la méthode dite de la charge uniforme. Pour ce mémoire, les calculs ont été validés à l'aide de la méthode de la charge uniforme pour la colonne circulaire. La démarche ne sera pas retranscrite dans cette section, car cela est réalisée plus tard dans ce mémoire pour la colonne rectangulaire. Pour plus d'information concernant les démarches pour la colonne circulaire de l'analyse multimodale, le lecteur est invité à se référer au mémoire de Darveau (2018) alors que pour la méthode de la charge uniforme le lecteur peut se référer au mémoire de Lewis (2021). Les résultats de la méthode de la charge uniforme réalisée pour ce mémoire sont alors présentés et comparés aux résultats obtenus par le passé dans le Tableau 3.1 ci-dessous. Ils sont obtenus en utilisant le spectre de la région de Montréal pour une période de retour de 2475 ans. Les résultats ne sont ici présentés que pour la région de Montréal, la démarche étant exactement la même pour d'autres régions à l'exception du spectre sismique qui varie. Les valeurs sont plus élevées dans ce mémoire car l'effet P- Δ est pris en compte alors qu'il ne l'est pas dans les calculs des autres mémoires. Sans cet effet, les résultats sont proches de ceux obtenus par Lewis (2021). La valeur anormalement élevée pour la force due au freinage chez Darveau (moment longitudinal) résulte du fait que cet effort n'a pas été divisé par le nombre de colonnes pour ce dernier.

Tableau 3.1 Comparatif des efforts de flexion à la base des colonnes

	Ce mémoire		Lewis		Darveau	
	$M_{f,trans}$ (kN.m)	$M_{f,long}$ (kN.m)	$M_{f,trans}$ (kN.m)	$M_{f,long}$ (kN.m)	$M_{f,trans}$ (kN.m)	$M_{f,long}$ (kN.m)
Montréal	250	688	194	499	192	515
Freinage	0	857	0	879	0	2142

Les résultats obtenus par Darveau l'amènent à considérer les valeurs présentées dans le Tableau 3.2 ci-dessous. Le diamètre de la colonne à considérer est gouverné par le déplacement maximal sous la force de freinage de 10 mm selon le code CSA-S6. Le pourcentage d'armature permet

d'atteindre le moment résistant requis pour résister aux efforts sismiques ou dus aux efforts de freinage.

Tableau 3.2 Valeurs considérées par Darveau (2018)

Région	Diamètre colonne (mm)	$M_{f,long}$ ($kN \cdot m$)	$M_{f,trans}$ ($kN \cdot m$)	Pourcentage d'armature (%)	Moment résistant ($kN \cdot m$)
Montréal	950	515/2142	192	1.98	2151

Le diamètre considéré est important mais est nécessaire pour respecter la norme. Le diamètre est alors surdimensionné pour les déplacements dus aux efforts sismiques. Darveau (2018) propose d'ailleurs à ce sujet de considérer une limite non pas absolue mais variable en fonction de la colonne, en se basant sur la conservation d'un comportement élastique, avec une limite absolue plus grande que celle considérée actuellement seulement pour éviter l'endommagement des appareils d'appuis.

Le pourcentage d'armature avoisinant les 2% est ici surdimensionné puisque considérant l'effort de freinage est bien plus grand qu'il n'est en réalité (pour quatre colonnes au lieu d'une seule). Cependant, tel que mentionné par Lewis (2021), un pourcentage de 2% est couramment utilisé dans les zones sismiques. Ce pourcentage représente d'ailleurs une limite considérée en termes pratiques afin de permettre la disposition des armatures sans encombrement.

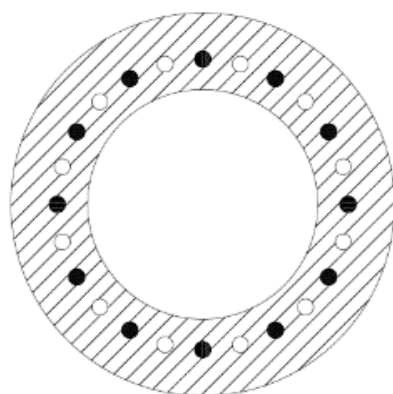
À partir de cela, Darveau a fait les choix de conception résumés dans le Tableau 3.3 ci-dessous pour la première pile préfabriquée qui fût testée en laboratoire. Le choix du diamètre de 600 mm est fait pour respecter un élancement suffisant de la colonne et éviter une rupture en cisaillement. Le pourcentage d'armature est issu des calculs présentés précédemment et permet d'avoir un espacement des barres adéquat, les armatures étant toutes placées selon un cercle de même rayon (semelle et colonne). La hauteur du joint de 300 mm est choisie afin de permettre un chevauchement correspondant à dix diamètres de barre, il s'agit de la valeur recommandée par Lagier (2015). Enfin, la charge axiale de 1000 kN équivaut à un ratio de contrainte de $6.8\%A_g f'_c$, valeur typique pour les piles de pont de ce genre.

Tableau 3.3 Choix de conception faits par Darveau (2018)

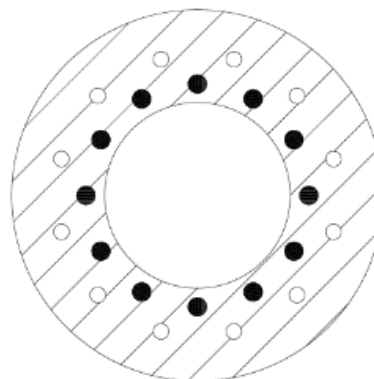
Diamètre colonne (mm)	Pourcentage d'armature (%)	Hauteur du joint en BFUP (mm)	Chevauchement dans le joint	Charge axiale (kN)
600	2.0	300	$10 d_b$	1000

Considérant les résultats obtenus par Darveau, trois autres spécimens sont conçus par Lewis avec trois objectifs : éviter la formation d'une seconde rotule plastique en haut du joint en BFUP, augmenter la tolérance concernant le placement des barres d'armatures au niveau du joint avec le chevauchement des barres provenant de la colonne et celles provenant de la semelle, et enfin mieux contrôler la formation de la rotule plastique principale au niveau du joint.

Un premier spécimen P2 est conçu similaire au spécimen de Darveau, avec cependant un joint de 600 mm au lieu de 300. Pour les spécimens P3 et P4, les armatures provenant de la semelle sont placées selon un cercle de diamètre plus petit que celui des armatures de la colonne : les armatures des deux provenances, semelle et colonne, ne sont alors plus sur un même cercle, permettant une plus grande tolérance de mise en place dans le chevauchement au niveau du joint. La Figure 3.2 ci-dessous montre la disposition des armatures au niveau du chevauchement selon les spécimens. Pour les spécimens P3 et P4 l'épaisseur du joint est augmentée pour permettre une telle disposition des armatures.



a) Spécimens P1 et P2



b) Spécimens P3 et P4

Figure 3.2 Disposition des armatures dans le joint de chevauchement

La pile P4 se différencie de la pile P3 par l'ajout d'un gainage des armatures provenant de la semelle, et ce, en bas du joint tel que montré sur la Figure 3.3 afin d'augmenter la longueur de la rotule plastique. Le gainage est réalisé sur une hauteur de 150mm.

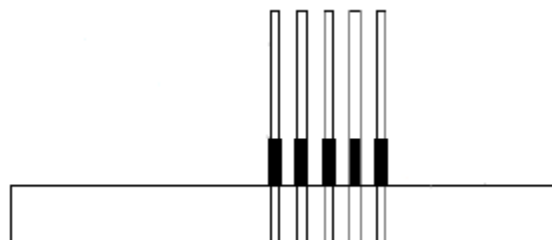


Figure 3.3 Gainage des armatures provenant de la semelle

Pour les piles P3 et P4, des barres 30M au lieu de barres 25M ont été utilisées dans la semelle afin de conserver un ratio adéquat entre le moment résistant à la base en bas du joint et le moment résistant en haut du joint. Cependant, des erreurs de calculs ont mené à un moment résistant à la base trop important par rapport à celui en haut du joint, et donc une seconde rotule plastique s'est formée en haut du joint en BFUP.

3.1.2 Choix pour le spécimen P5

Le spécimen P5 réalisé pour ce mémoire vise à corriger la conception des piles P3 et P4 afin de respecter un ratio adéquat entre les résistances en haut et en bas du joint afin d'éviter la formation d'une seconde rotule plastique non désirée en haut du joint.

Pour cela, différentes options sont envisageables. La hauteur du joint peut être augmentée, pour ainsi diminuer le ratio entre le moment fléchissant en haut et en bas du joint, ou bien le rayon du positionnement des armatures peut être ajusté, soit diminuer le rayon pour les armatures provenant de la semelle, ou augmenter le rayon pour les armatures provenant de la colonne, voire les deux ; le nombre ou la dimension des barres provenant de la semelle peuvent être diminués ; le nombre ou la dimension des barres provenant de la colonne peuvent être augmentés. La dernière option, soit l'augmentation du nombre de barres provenant de la colonne est ici choisie, cela permettant de

conserver une dimension du joint raisonnable (hauteur et épaisseur de BFUP), et les armatures provenant de la colonne étant disposées sur le rayon le plus grand (en comparaison avec les armatures de la semelle) cela laisse une marge pour la modification.

Quatre barres sont alors ajoutées dans la colonne, passant de 12 à 16 barres 25M. Dans la semelle les 12 barres 30M des spécimens P3 et P4 sont conservées. Les rayons du positionnement des armatures sont conservés. Le logiciel Response2000 est utilisé afin de vérifier la conception. Pour cela deux sections sont modélisées, une première correspondant au bas du joint avec les armatures provenant de la semelle et une seconde correspondant au haut du joint avec les armatures provenant de la colonne. Ces deux sections sont présentées ci-dessous sur la Figure 3.4.

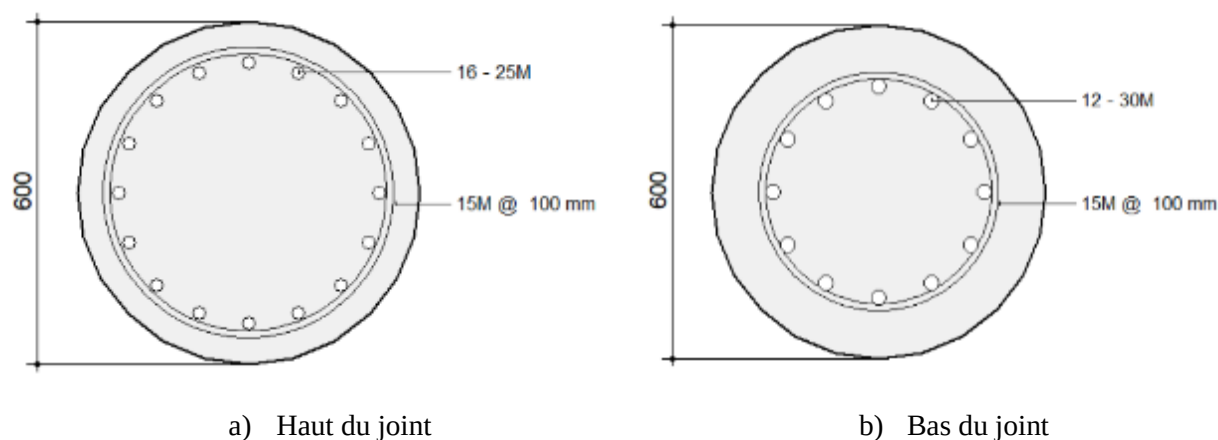


Figure 3.4 Sections Response2000

Les propriétés utilisées pour les matériaux sont les propriétés dites réelles ou escomptées avec des coefficients de tenue égaux à 1 ($f_{ye} = 440$ MPa, $f'_{ce} = 62.5$ MPa).

Dans un premier temps une analyse est réalisée pour le bas du joint avec la section correspondante. Une hauteur de 3650 mm est prise en compte, correspondant à la longueur entre le bas du joint (dessus de la semelle) et le dessus du chevêtre. Une pénétration de la rotule plastique de $0.002f_{ye}d_b$ est considérée. La Figure 3.5 présente alors la réponse moment en fonction de la courbure. Le moment résistant maximal atteint est alors de 924 kN.m.

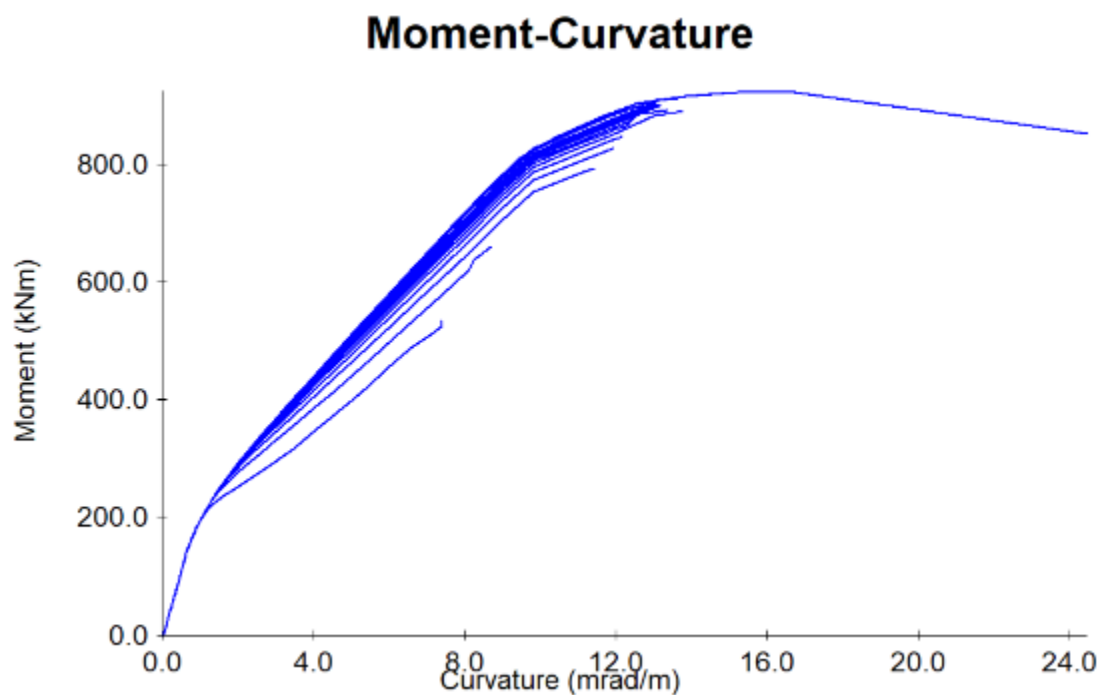


Figure 3.5 Courbes moment-courbure en bas du joint (P5)

Dans un second temps, une analyse est réalisée en considérant la section en haut du joint. La longueur prise en compte est alors réduite à 3050 mm. La pénétration de la rotule plastique est ici désactivée. La Figure 3.6 présente alors la réponse obtenue pour cette seconde analyse.

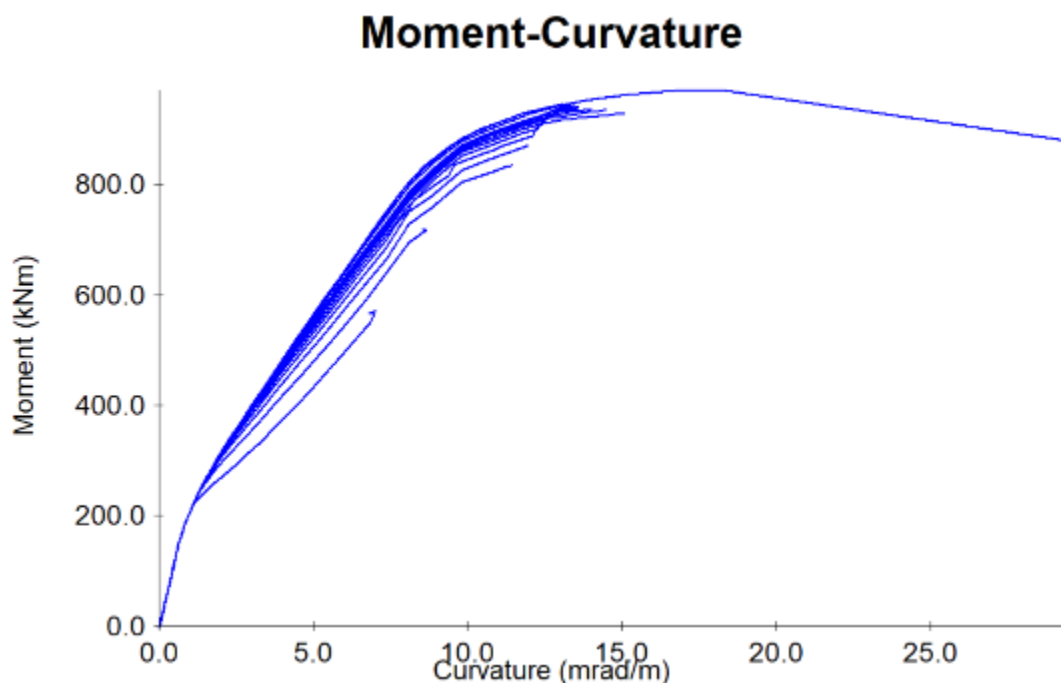


Figure 3.6 Courbes moment-courbure en haut du joint (P5)

Le moment résistant maximal obtenu pour cette deuxième analyse est 972 kN.m. Le moment résistant en haut du joint est alors, tel que désiré, supérieur au moment résistant en bas du joint. Response2000 permet aussi de visualiser l'état de contrainte du béton pour un moment ou une courbure donnée. Il est alors intéressant de constater l'état de contraintes en haut du joint lorsque le moment résistant maximal en bas du joint est atteint. Le moment en haut du joint étant environ 80% celui en bas du joint (puisque le bras de levier est plus faible en haut du joint), il faut regarder l'état de contrainte dans la deuxième analyse pour un moment avoisinant les 800 kN, la Figure 3.7 présente cela.

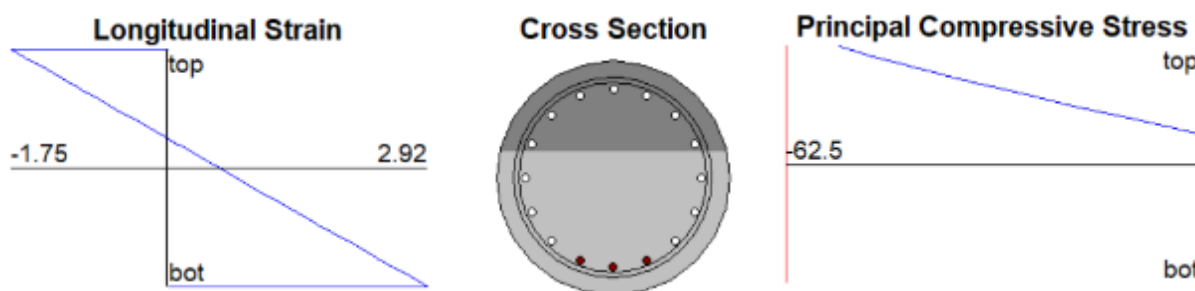


Figure 3.7 État de contrainte en haut du joint (P5)

En haut du joint, le béton en compression reste dans sa partie prépic tel que l'on peut le voir avec la courbe de contrainte restant dans le domaine linéaire. Les déformations maximales en compression sont alors de l'ordre de 0.00175, soit bien inférieures à la limite de 0.004 synonyme d'endommagement du béton.

Cette configuration avec 16 barres longitudinales dans la colonne permet donc d'éviter la création d'une seconde rotule plastique en haut du joint. Elle est donc choisie pour la conception du spécimen P5 conçue pour ce mémoire.

La dimension globale de la pile P5 est similaire aux spécimens P2, P3 et P4. La hauteur est choisie de sorte à rentrer dans le système 6DDL. La pile est alors constituée, telle que montrée sur la Figure 3.8, d'une semelle de 700 mm de hauteur, un fût de 3050 mm ainsi qu'un chevêtre de 600 mm de hauteur et 800 mm de largeur.

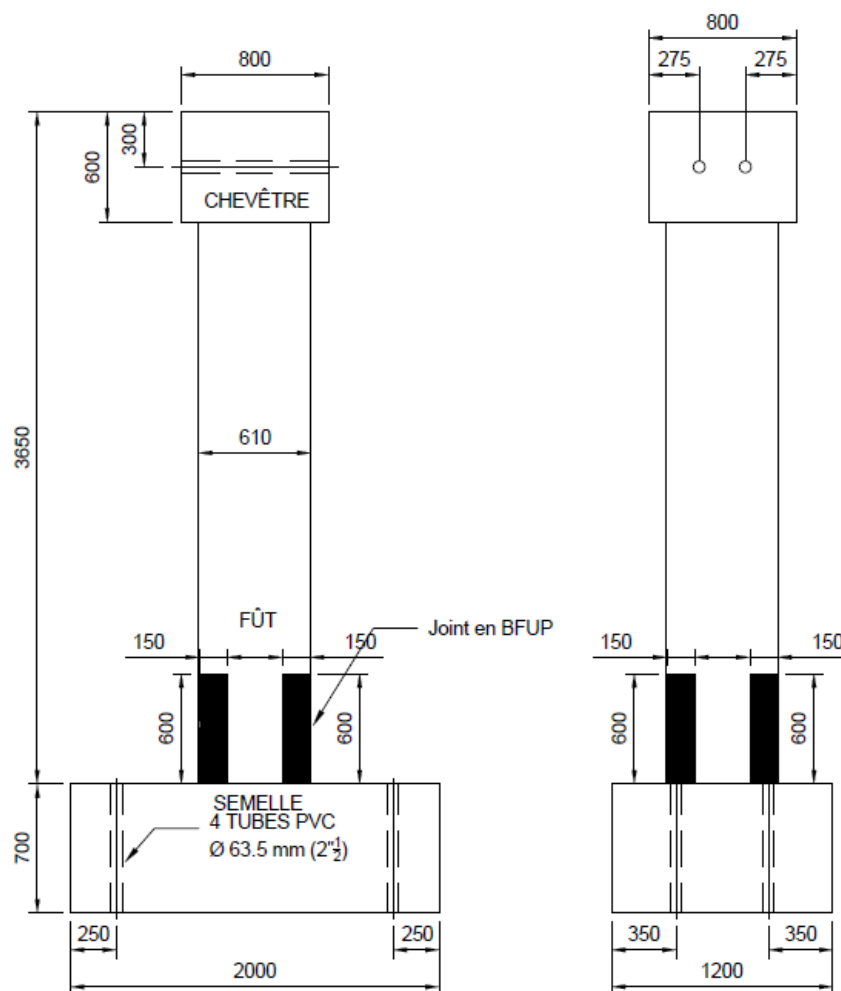


Figure 3.8 Coupe transversale et longitudinale (P5)

La conception de la semelle est faite de sorte à résister aux efforts prévus lors de l'essai. Quatre tubes de diamètre 2.5 pouces sont positionnés dans la semelle afin d'accueillir lors de l'essai des barres permettant par post tension d'ancrer la semelle à la dalle du laboratoire. Le nombre d'armatures provenant de la semelle et se rendant dans le joint étant pair, ces dernières sont installées de manière symétrique. La Figure 3.9 présente une vue en plan de la semelle.

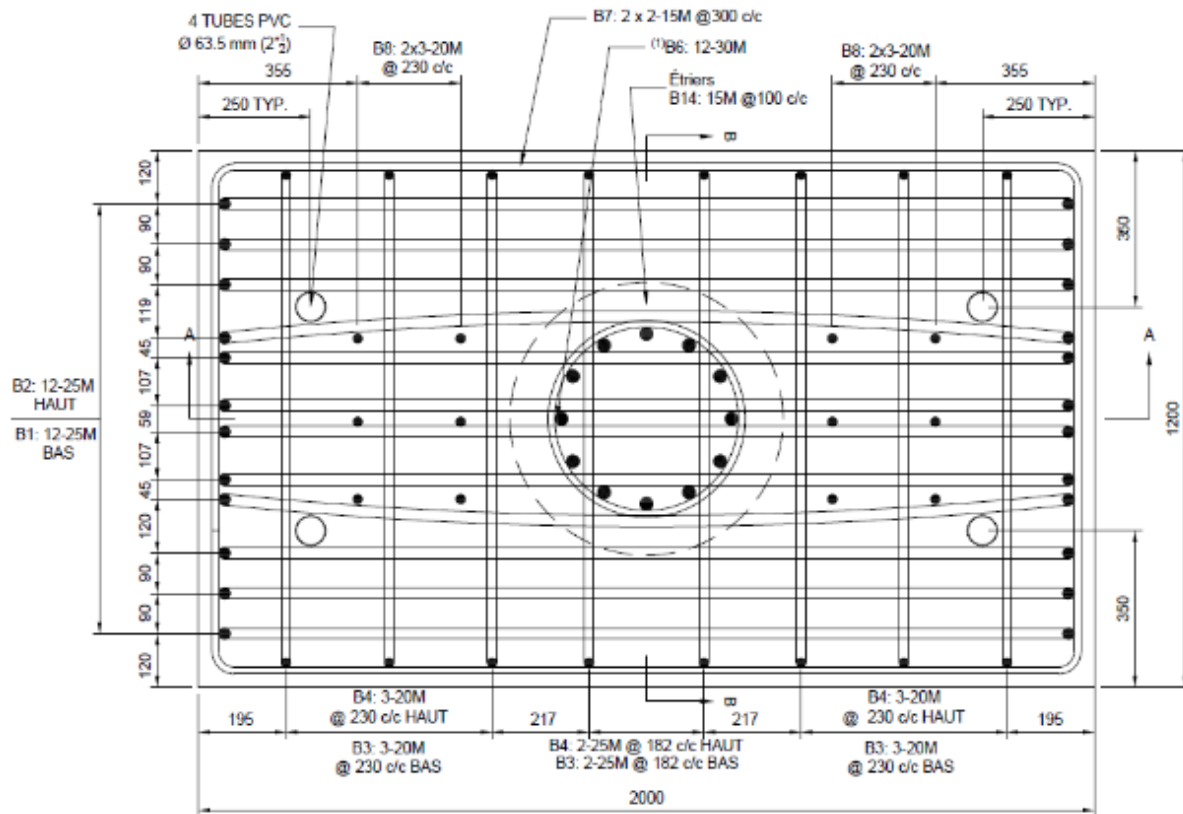


Figure 3.9 Vue en plan de la semelle

La Figure 3.10 et la Figure 3.11 ci-dessous des vues en élévation de la semelle. Les armatures longitudinales issues de la semelle sont des barres en 'L' dont la longueur horizontale est de 10 diamètres de barre.

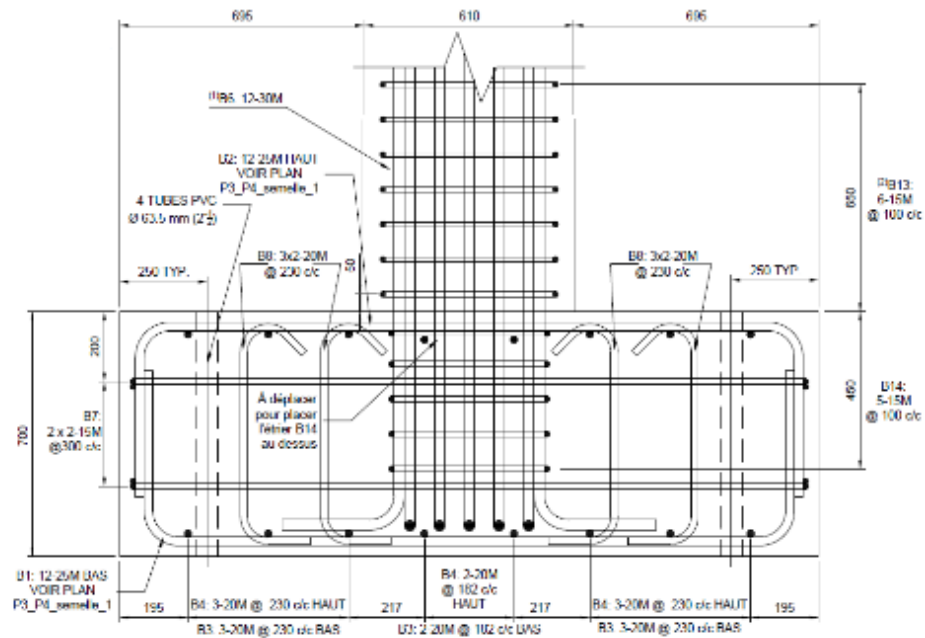


Figure 3.10 Vue en élévation de la semelle (EO)

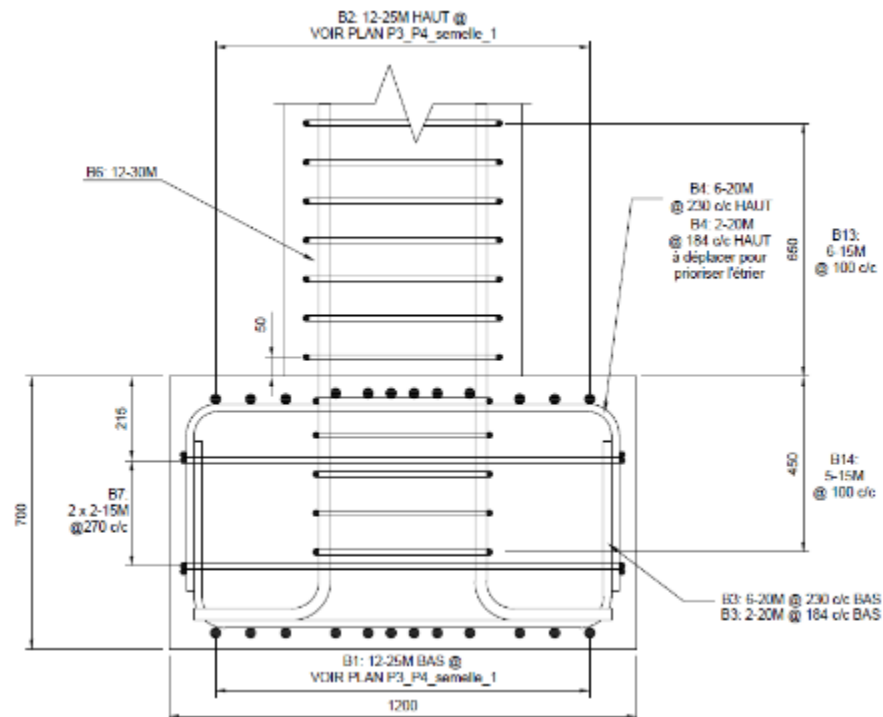


Figure 3.11 Vue en élévation de la semelle (NS)

Tel que mentionné précédemment, le joint en BFUP possède une hauteur de 600 mm, avec des barres légèrement plus courtes afin de permettre une tolérance sur la longueur des barres. Des étriers 15M sont présents dans le joint. Les armatures dans le joint sont présentées sur la Figure 3.12.

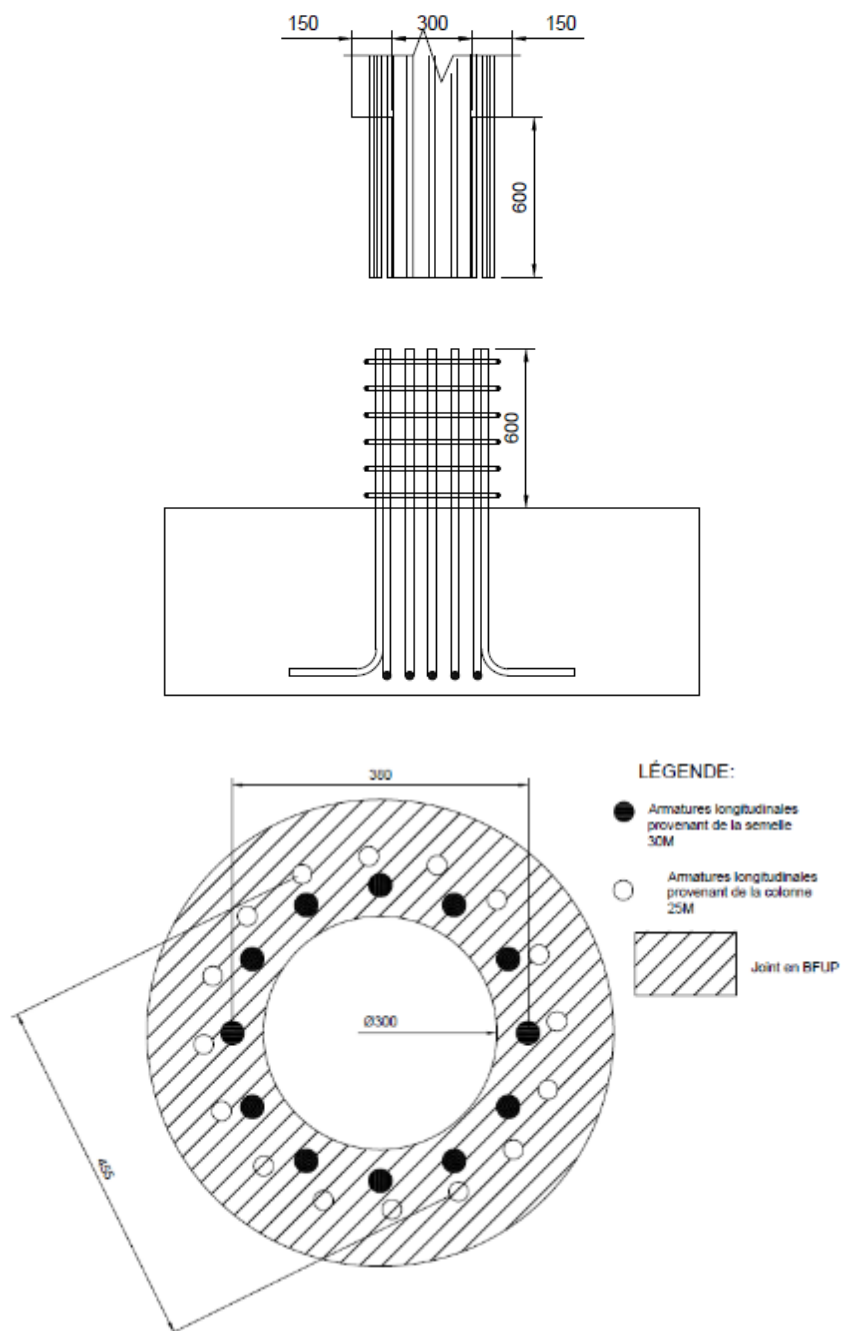


Figure 3.12 Détails du joint de chevauchement

Enfin, un chevêtre en haut de la colonne permet de fixer la colonne au système 6DDL afin d'appliquer les efforts. Dans ce chevêtre deux tubes similaires à ceux utilisés dans la semelle sont utilisés afin de, par la suite lors de l'essai, accueillir des barres permettant l'installation d'équerres liant le chevêtre et le 6DDL. Afin d'accueillir ces tubes, quatre barres longitudinales doivent être légèrement décalées. Le chevêtre se situant loin du joint, cela n'impacte aucunement le comportement de la colonne. La Figure 3.13, la Figure 3.14 et la Figure 3.15 présentent le haut de la colonne avec le chevêtre.

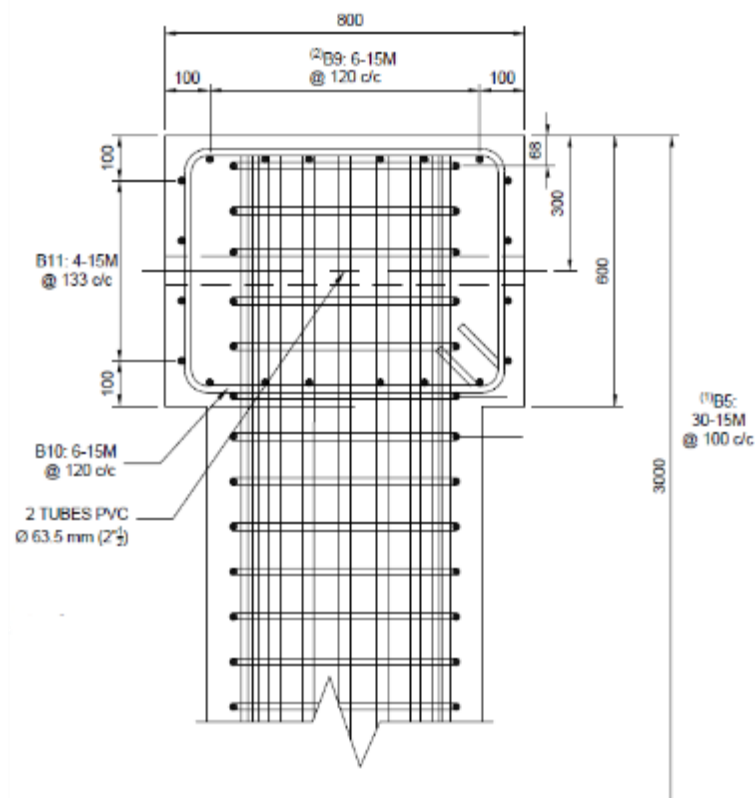


Figure 3.13 Vue en élévation du chevêtre (EO)

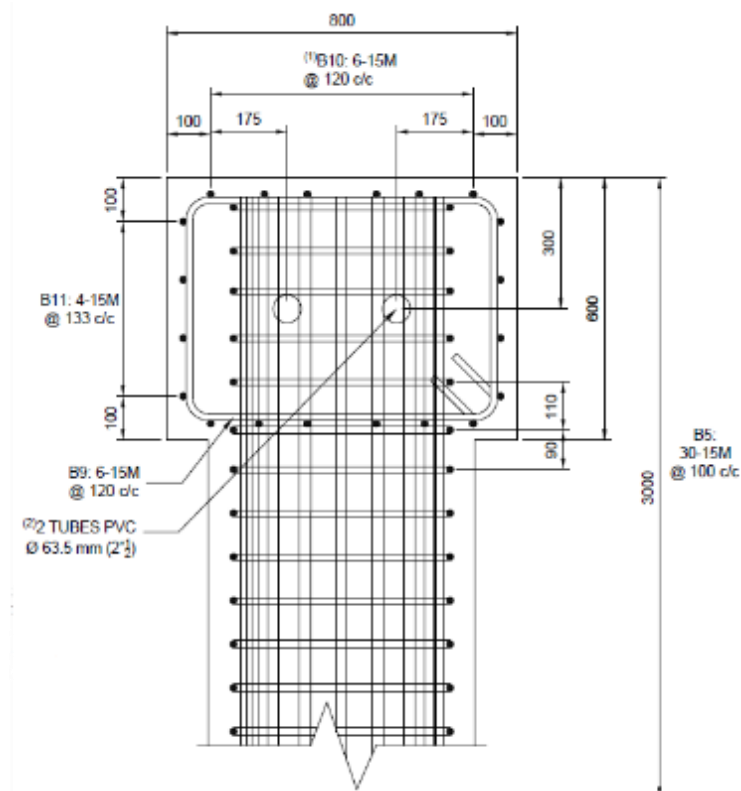


Figure 3.14 Vue en élévation du chevêtre (NS)

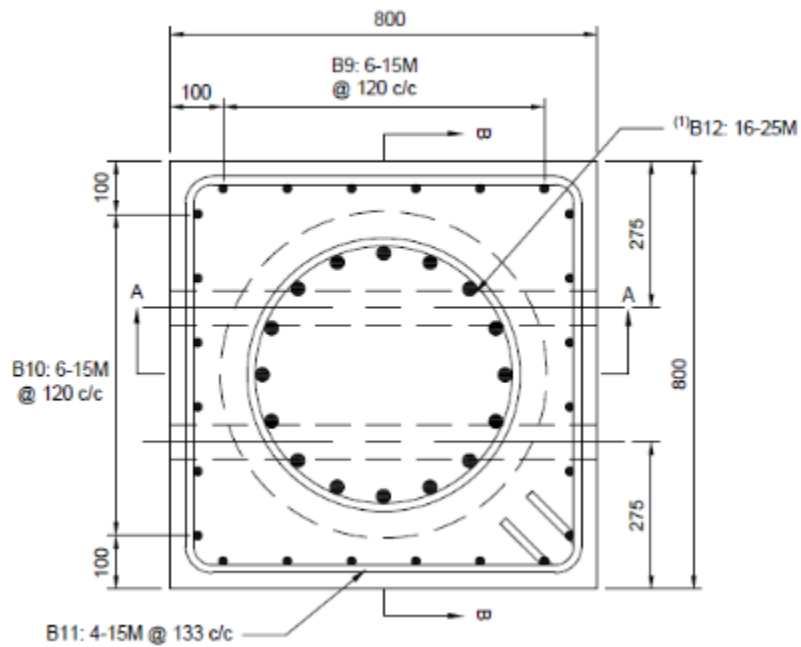


Figure 3.15 Vue en plan du chevêtre

Le Tableau 3.4 ci-dessous regroupe les caractéristiques des différents spécimens testés au cours de ce programme de recherche dont le spécimen P5 testé pour ce mémoire.

Tableau 3.4 Caractéristiques des différents spécimens testés

	P1	P2	P3	P4	P5
Hauteur du joint (mm)	300	600	600	600	600
Diamètre position des barres du fût (mm)	455	455	455	455	455
Diamètre position des barres de la semelle (mm)	455	455	380	380	380
Dimension des barres du fût	25M	25M	25M	25M	25M
Dimension des barres de la semelle	25M	25M	30M	30M	30M
Longueur des gaines dans le joint (mm)	N.A	N.A	N.A	150	100
Longueur d'ancrage des barres de la semelle (mm)	275	550	550	400	450
Longueur d'ancrage des barres de la semelle (mm)	$11d_b$	$22d_b$	$18.3d_b$	$13.3d_b$	$15d_b$
Longueur de chevauchement des barres dans le joint (mm)	250	500	500	400	450
Longueur de chevauchement des barres dans le joint	$10d_b$	$20d_b$	$16.7d_b$	$13.3d_b$	$15d_b$

3.2 Pile à colonne rectangulaire

La deuxième partie de ce chapitre présente la démarche entreprise pour la conception de la seconde pile étudiée dans ce mémoire. Cette conception est initiée par la reconstruction d'un pont par la Ville de Montréal, le but étant de valider expérimentalement la conception des piles avec connexion en BFUP pour la fabrication de ce pont, dans l'optique de démocratiser cela pour la fabrication d'autres ponts dans le futur.

La conception part d'un design réalisé pour la construction du pont. Il s'agit alors de deux colonnes rectangulaires. Dans un premier temps l'analyse de la demande en termes d'efforts sismiques est réalisée pour le pont devant être construit. Les efforts sismiques n'étant pas très conséquents pour

ce dernier, cela est étendu de manière plus générale afin de voir pour quel ordre de grandeur des piles avec cette conception peuvent être utilisées.

3.2.1 Analyse

3.2.1.1 Analyse multimodale

Le pont allant être construit est modélisé à l'aide du logiciel SAP2000 afin de mener une analyse multimodale. Le tablier est dans la réalité constitué de poutres préfabriquées jointes à l'aide de BFUP. Cela est modélisé de manière simplifiée comme une dalle pleine unique. Les longueurs de travées sont d'environ 13 m chacune et sont au nombre de deux. Cette longueur étant relativement faible, elle sera variée par la suite pour l'étude des efforts que les piles peuvent supporter. La largeur du pont est 13,9 m dans la direction transversale. La hauteur des piles au-dessus de la semelle est de 6,92 m, incluant un chevêtre de hauteur 1 m. Les colonnes sont rectangulaires, de dimensions 1,5 m dans la direction transversale et 0,8 m dans la direction longitudinale. Les deux piles sont espacées de 4,45 m centre à centre. Les différentes parties sont représentées par des éléments poutre. La Figure 3.16 présente une vue en trois dimensions du modèle réalisé et la Figure 3.17 la décomposition nodale générée.

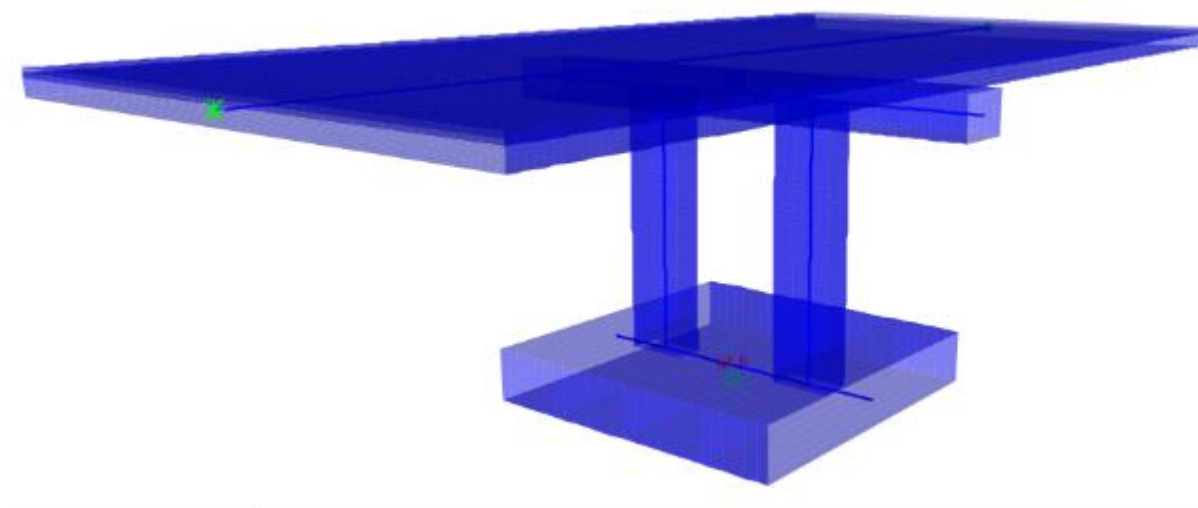


Figure 3.16 Vue en 3D du modèle réalisé (SAP2000)

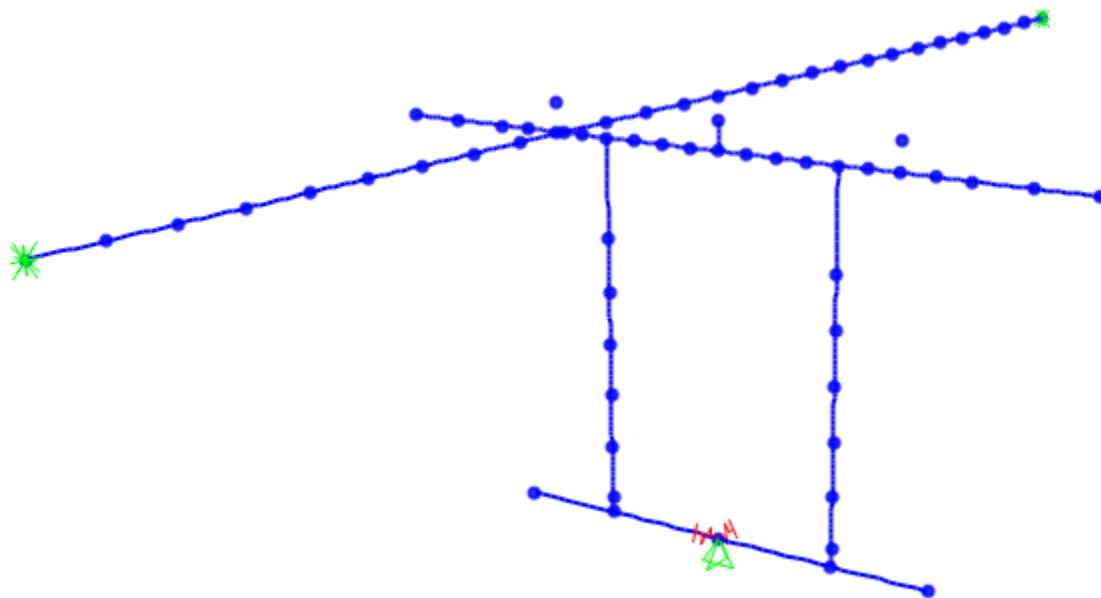


Figure 3.17 Décomposition nodale générée (SAP2000)

La masse est appliquée comme une masse linéaire sur l'élément poutre représentant le tablier. Le tablier simplifié considéré pour le calcul de la masse est présenté sur la Figure 3.18. La charge linéique correspondante est alors de 248.8 kN/m. Par la suite, pour simplifier et généraliser, une masse de 200 kN/m sera considérée pour le tablier.

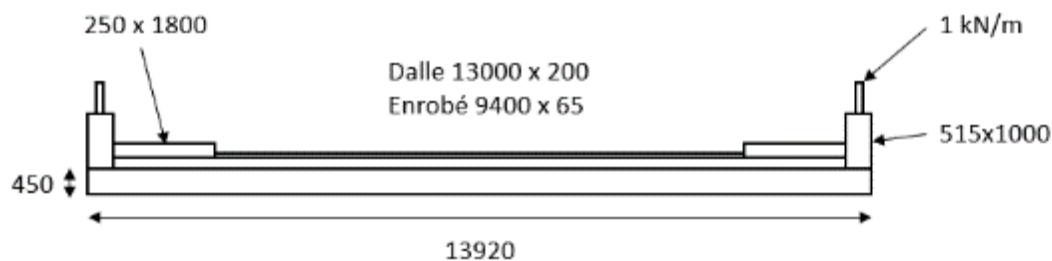


Figure 3.18 Tablier simplifié considéré

Aux deux culées la translation dans la direction longitudinale est libre tandis qu'elle est bloquée dans les directions transversale et verticale. Les deux colonnes de la pile reprennent alors tous les efforts dans la direction longitudinale et une partie des efforts dans la direction transversale.

Le modèle permet alors d'obtenir dans un premier temps les périodes dans les deux directions, transversale et longitudinale, puis permet d'obtenir les efforts sismiques élastiques. Le spectre considéré est celui de Montréal, à l'emplacement du pont à reconstruire. Les résultats sont présentés dans le Tableau 3.5 ci-dessous.

Tableau 3.5 Résultats de l'analyse modale – Pile rectangulaire

Période long. (s)	Période trans. (s)	$V_{e,long}$ (kN)	$V_{e,trans}$ (kN)	$M_{,long}$ (kN.m)	$M_{f,trans}$ (kN.m)
1.16	0.041	338.7	40.78	2344	138.6

3.2.1.2 Méthode de la charge uniforme

Afin de valider les résultats obtenus à l'aide de SAP2000 et pouvoir par la suite faire varier plus facilement les paramètres, l'analyse des efforts est réalisée à l'aide de la méthode de la charge uniforme. Pour un pont avec seulement deux travées de même longueur, cette méthode donne des résultats comparables à ceux obtenus à l'aide d'une analyse multimodale.

Pour cela, une charge uniformément distribuée est appliquée sur la longueur du pont dans la direction transversale afin d'obtenir la rigidité de la structure dans cette direction (K_{trans}). Cette rigidité est calculée comme suit :

$$K_{trans} = \frac{\rho_0 L}{u_{max}} \quad (3.1)$$

où ρ_0 la charge linéique appliquée ;

L la longueur totale du pont ;

u_{max} le déplacement subit par la structure sous l'effet de la charge appliquée.

Le déplacement u_{max} peut être déterminé à l'aide des équations suivantes (Massicotte, 2021) :

$$u_{max} = \frac{k_{TV}}{(k_p + k_{TV})} \frac{\rho_0}{k_{Tpo}} \quad (3.2)$$

avec

$$k_{Tpo} = \frac{24EI_T}{5L^4} \quad (3.3)$$

$$k_{TV} = \frac{6EI_T}{L^3} \quad (3.4)$$

où E le module élastique du béton ;

I_T l'inertie transversale du tablier ;

k_p la rigidité de la pile dans la direction transversale.

Dans la direction longitudinale, la rigidité considérée (K_{long}) correspond directement à la rigidité de la pile dans cette direction. À partir des rigidités obtenues, les périodes fondamentales peuvent être calculées dans les deux directions à l'aide de l'équation suivante :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK}} \quad (3.5)$$

où W le poids sismique ;

g la constante d'accélération gravitationnelle ;

K la valeur de K_{trans} ou K_{long} en fonction de la direction considérée.

Le Tableau 3.6 ci-dessous présente alors les périodes obtenues.

Tableau 3.6 Périodes fondamentales

Période long. (s)	Période trans. (s)
1.31	0.040

Une fois les périodes déterminées, les efforts élastiques peuvent être déterminés dans les deux directions. Cela passe par une équation faisant intervenir les valeurs des spectres de conception du CNBC. La période de retour la plus critique, à savoir 2475 ans est considérée, ainsi qu'un sol de type C. Le spectre correspondant pour la région de Montréal est présenté ci-dessous dans le Tableau 3.7.

Tableau 3.7 Valeurs d'accélération spectrales pour un sol de type C, région de Montréal, période de retour de 2475 ans

AHM	Sa(0)	Sa(0.2)	Sa(0.5)	Sa(1.0)	Sa(2)	Sa(5.0)	Sa(10.0)
0.377	0.595	0.595	0.31	0.148	0.068	0.018	0.006

Cela donne alors, à l'aide d'une interpolation, les résultats regroupés dans le Tableau 3.8 pour les accélérations correspondantes aux périodes énoncées précédemment.

Tableau 3.8 Accélérations spectrales correspondant aux périodes fondamentales

Sa(1.31)	Sa(0.040)
0.070g	0.75g

En fonction de la valeur de ces accélérations spectrales, l'effort élastique peut alors être déterminé à l'aide de l'équation suivante (Massicotte, 2021) :

$$V_e = S_a(T) * I_e * W \quad (3.6)$$

où $S_a(T)$ l'accélération spectrale correspondant à la période T ;

I_e le coefficient d'importance de l'ouvrage, égal à 1.0 ici ;

W le poids sismique dans la direction considérée.

Le Tableau 3.9 présente les efforts sismiques élastiques obtenus pour les deux directions. Les travées du pont étant courtes, les efforts dans la direction transversale sont relativement faibles puisque le tablier reprend dans ce cas-ci une partie importante de l'effort. Tous les calculs sont jusqu'à présent réalisés pour la pile au complet comprenant deux colonnes, on peut alors se ramener aux efforts pour une colonne en divisant par le nombre de colonnes.

Tableau 3.9 Efforts élastiques dans les directions longitudinale et transversale

	$V_{e,long} (kN)$	$V_{e,trans} (kN)$
Pile	640.6	42.53
Par colonne	320.3	21.27

Les efforts sismiques élastiques sont ensuite réduits afin de déterminer les efforts sismiques de calcul modifiés. Cela consiste à appliquer un coefficient de modification R défini en fonction du type de structure. Les valeurs utilisées sont celles prescrites dans le code S6-19, à savoir $R = 4$ dans la direction longitudinale et $R = 5$ dans la direction transversale. La modification consiste à diviser la valeur de l'effort élastique par le coefficient R . On obtient alors les efforts modifiés présentés dans le Tableau 3.10.

Tableau 3.10 Efforts modifiés dans les directions longitudinale et transversale

$V_{m,long} (kN)$	$V_{m,trans} (kN)$
80.07	4.25

Ces efforts peuvent alors être ramenés à des moments à la base de la colonne en considérant les hauteurs dans les directions transversale et longitudinale. L'effet P-Delta ($P-\Delta$) peut être considéré en utilisant le déplacement du spectre de déplacement correspondant aux valeurs des périodes considérées, comme suit :

$$S_d(T) = 250 T^2 * S(T) \quad (3.7)$$

Les déplacements correspondants sont présentés, pour les deux directions, dans le Tableau 3.11 ci-dessous.

Tableau 3.11 Déplacements pour les directions longitudinale et transversale obtenus par la méthode de la charge uniforme

$S_{d,long}$ (mm)	$S_{d,trans}$ (mm)
52.86	0.29

Lors de la conception, différentes considérations de l'effet P-Delta peuvent être utilisées. Le Tableau 3.12 regroupe les moments obtenus pour une colonne avec ces différentes considérations.

Tableau 3.12 Moments de conception issus de la méthode de la charge uniforme

Direction	Sans $P-\Delta$ (kN.m)	Avec $P-\Delta$ (kN.m)	Avec 80% $P-\Delta$ (kN.m)	Avec 120% $P-\Delta$ (kN.m)
Longitudinale	554.1	640.0	622.8	661.5
Transversale	31.14	31.61	31.52	31.73

En plus des efforts sismiques, le comportement sous une charge de freinage du camion CL-625 doit être vérifié. Deux critères sont à considérer : un déplacement maximal ainsi qu'un effort dans la direction longitudinale. Tout d'abord le déplacement maximal peut être déterminé à l'aide de l'équation suivante :

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

où F_b la force de freinage ;

α_L un coefficient de pondération à l'ÉLUT, ici égal à 0.9 ;

h la hauteur de la pile (dessus de la semelle au-dessus du chevêtre) ;

E_c le module élastique du béton ;

I l'inertie de la pile.

Le Ministère des Transports du Québec spécifie un déplacement maximal de 10 mm. Quant à la force de freinage à considérer, cette dernière correspond à 180 kN additionné à 10% de la surcharge de voie (9 kN/m sur la totalité de la longueur du pont). L'effort est alors ramené à un moment à la base de chaque pile, puis pour la conception des armatures ce moment pondéré d'un facteur de 1.7. Les valeurs obtenues pour la considération des efforts de freinage sont regroupées dans le Tableau 3.13 ci-dessous.

Tableau 3.13 Valeurs obtenus pour la considération des efforts de freinage

Déplacement (mm)	Effort par colonne (kN)	Moment (kN.m)	Moment pondéré (kN.m)
5.22	203.4	701.7	1193

Lors de la conception des armatures, 80% de l'effet P-Delta est considéré. Tel que montré dans le Tableau 3.14 ci-dessous, pour la région de Montréal et le pont considéré, l'effort de freinage est supérieur à l'effort sismique dans la direction longitudinale et est donc l'effort qui devrait être considéré pour la conception. En effet, le pont considéré dispose de travées relativement courtes, et l'effort de freinage est déterminé en partie par une valeur constante (180 kN) qui ne dépend pas de la taille du pont et est donc plus critique pour des ponts de petites travées. Vu la position du pont et les faibles vitesses de circulation, il est peu probable que les efforts de freinage soient réalistes.

Tableau 3.14 Comparaison entre les efforts de flexion dus au freinage et les efforts sismiques

Direction	Avec 80% $P-\Delta$ (kN.m)	Effort de freinage (kN.m)
Longitudinale	622.8	1193
Transversale	31.52	0

Les résultats obtenus à l'aide de la méthode uniforme peuvent être comparés à ceux obtenus par la modélisation SAP2000. La modélisation permet d'obtenir les périodes ainsi que les efforts élastiques, ces résultats sont donc comparés dans le Tableau 3.15 ci-dessous. Les ordres de grandeur sont cohérents entre les deux méthodes, avec une période et un effort légèrement supérieur avec la méthode de la charge uniforme. Pour la suite, les résultats obtenus à l'aide de la méthode de la charge uniforme sont utilisés, tout d'abord ces valeurs sont conservatives et cette méthode permet de faire varier simplement différents paramètres sans avoir à refaire à chaque fois de nouvelles analyses avec un modèle numérique.

Tableau 3.15 Comparaison entre les valeurs obtenues à l'aide de l'analyse multimodale (SAP2000) et par la méthode de la charge uniforme

	Méthode CU	SAP2000
Période Long. (s)	1.31	1.16
Période Trans. (s)	0.040	0.041
$V_{e,long}$ (kN)	640.6	598.3
$V_{e,trans}$ (kN)	42.53	40.78

3.2.2 Conception de la pile à l'issue de l'analyse

Pour la conception, la dimension des colonnes, à savoir 1.5 m dans la direction transversale et 0.8 m dans la direction longitudinale, est considérée comme un paramètre fixé et donc les valeurs ne sont pas vouées à être modifiées. Le « gabarit » correspondant est illustré sur la Figure 3.19. Partant de cette dimension, la quantité d'armature requise est déterminée. Pour cela, le logiciel Response2000 est utilisé. Les efforts longitudinaux étant supérieurs aux efforts transversaux et les colonnes ayant une résistance plus faible dans la direction longitudinale, la conception est réalisée en s'intéressant seulement à la direction longitudinale (axe faible) puis une vérification ultérieure est réalisée pour la direction transversale (axe fort).

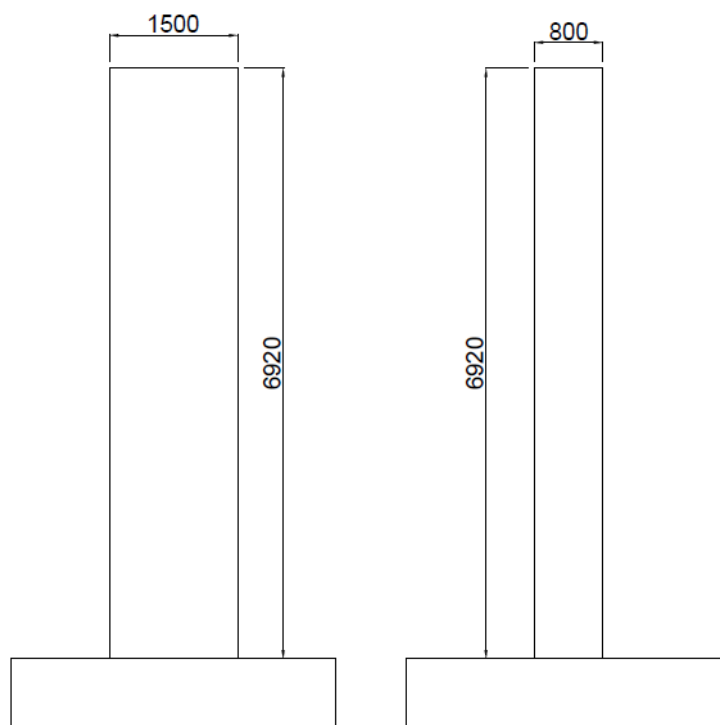


Figure 3.19 Gabarit considéré pour la conception de la pile rectangulaire

Le code S6 indique une quantité d'armature minimale requise de 0.8%. Les dimensions de la pile étant assez importantes par rapport à la taille du pont et donc aux efforts sismiques qui peuvent être développés, une conception en considérant un taux d'armature proche de 0.8% en bas de la colonne pour les armatures provenant de la semelle est étudiée, cette section correspond au bas du joint en BFUP. Le choix suivant est alors fait : considérer vingt armatures 25M provenant de la semelle

selon la configuration présentée sur la Figure 3.21, à savoir des rangées de 7 barres dans l'axe dit fort et 3 barres dans l'axe dit faible. La Figure 3.20 indique la section étudiée à cette étape de la conception.

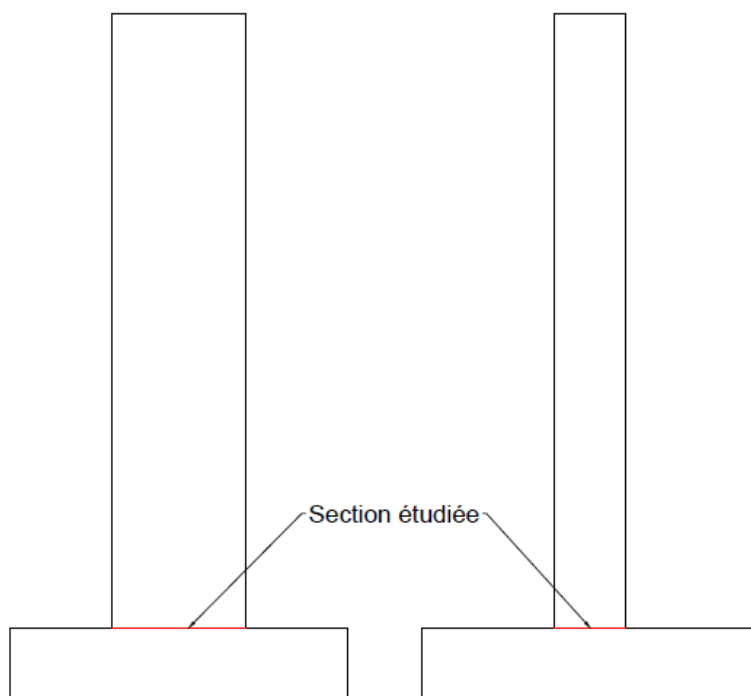


Figure 3.20 Section étudiée

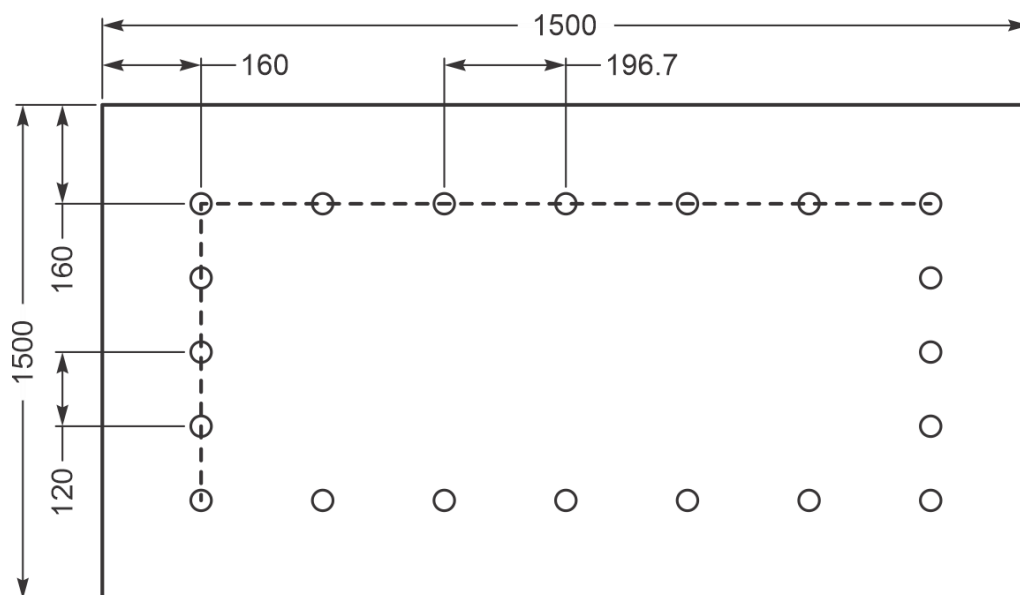


Figure 3.21 Configuration des armatures longitudinales provenant de la semelle

L'espacement de 160 mm des barres par rapport au bord de la colonne est déterminé afin d'obtenir un enrobage de 75 mm ainsi qu'un espacement d'au moins un diamètre de barre avec les armatures de la colonne qui seront présentées ultérieurement.

Cette configuration est alors modélisée grâce à Response2000, en considérant des étriers 15M espacés aux 150 mm. La section est présentée sur la Figure 3.22 ci-dessous.

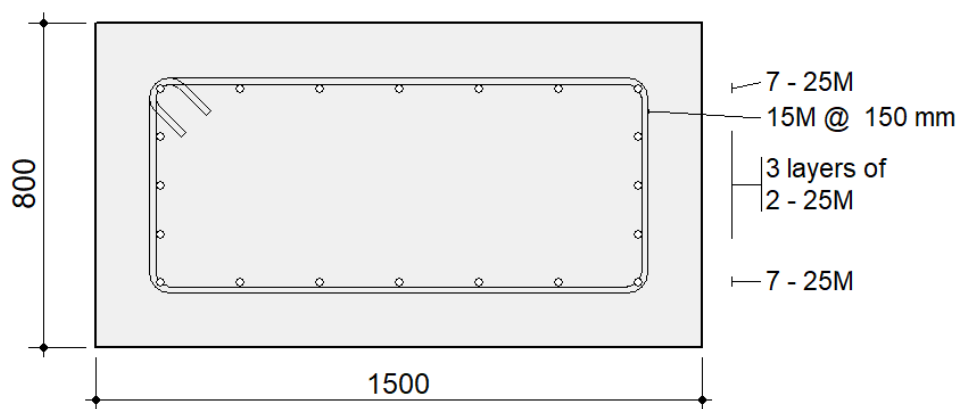


Figure 3.22 Section considérée dans Response2000 (bas du joint)

Cette section correspondant au bas de la colonne, une longueur de 6920 mm est considérée, cette longueur correspondant sur le pont à la distance entre le dessus de la semelle et le dessus du chevêtre. Une charge axiale de 1300 kN est appliquée et correspond à l'effort dû à la masse du tablier sur une colonne. Une pénétration de la rotule plastique de $0.002f_{ye}d_b$ est considérée. Les propriétés nominales des matériaux sont utilisées. Le résultat de l'analyse est présenté sur la Figure 3.23.

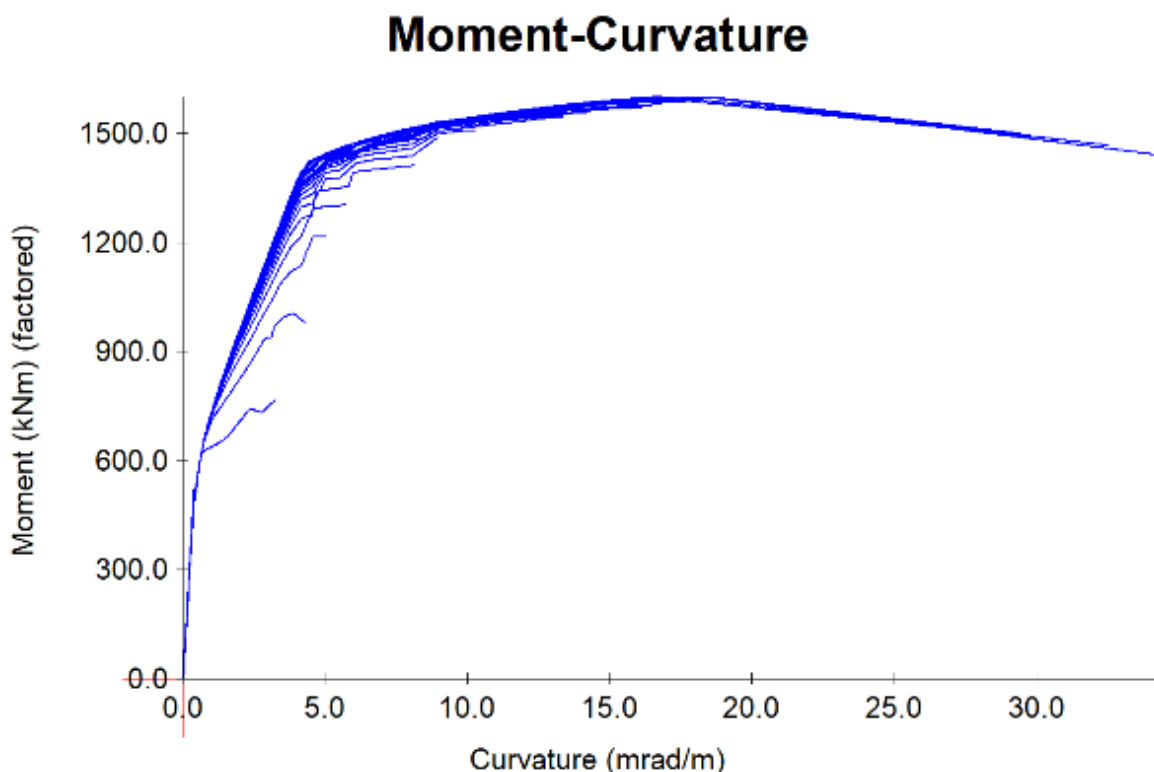


Figure 3.23 Courbe moment-courbure obtenue à l'aide de Response2000

Le moment résistant vaut alors 1603 kN.m ce qui est bien supérieur aux 622.8 kN.m dû aux efforts sismiques ou bien aux 1192 kN.m correspondant aux efforts de freinage. La quantité d'armature minimale requise selon le code est alors suffisante, et c'est cette quantité de 0.8% d'armature qui sera utilisée.

La quantité d'armature au niveau du dessus de la semelle étant choisie, il faut alors déterminer la quantité d'armature longitudinale requise dans la colonne. Cette quantité doit être déterminée afin d'obtenir un moment résistant suffisant en haut du joint en BFUP pour éviter la création d'une seconde rotule plastique à cet endroit. Pour cela, il faut que le moment résistant en haut du joint soit supérieur au moment probable à cette même section, mais déterminée à partir des armatures considérées au niveau du dessus de la semelle.

Le moment probable au niveau de la semelle, en fonction des armatures déterminées précédemment, se calcule comme suit en faisant intervenir le moment résistant nominal escompté :

$$M_p = R_M * M_{ne} \quad (3.9)$$

où M_p le moment probable ;

R_M égal à 1.2 (catégorie de performance sismique 2) ou 1.3 (cat. 3) ;

M_{ne} le moment nominal escompté.

Les matériaux ayant des résistances réelles plus élevées que leur résistance nominale spécifiée, le moment résistant nominal escompté est déterminé en prenant en compte les propriétés réelles attendues des matériaux. Pour cela les coefficients de tenue des matériaux sont pris égal à 1 ($\phi_s = \phi_c = 1$), puis sont considérés $f_{ye} = 1.2 f_y$ et $f'_{ce} = 1.25 f'_c$.

Ces propriétés des matériaux sont alors remplacées dans Response2000, donnant ainsi le résultat présenté sur la Figure 3.24.

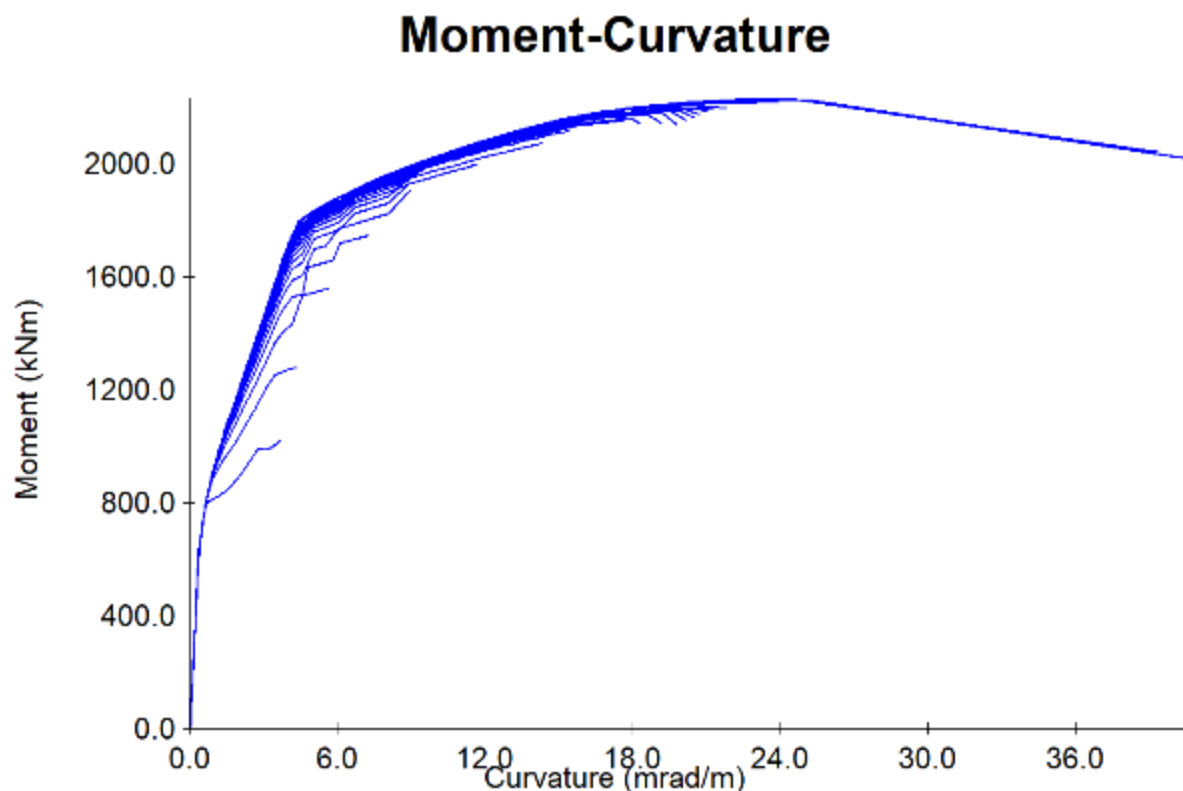


Figure 3.24 Courbe moment-courbure obtenu à l'aide de Response2000

Le moment nominal escompté au niveau du dessus de la semelle est alors de 2236 kN.m. À partir de ce résultat, peut alors être déterminé le moment probable à cette même section, soit $M_p = 1.3 * M_{ne} = 2907$ kN.m. Ce moment probable correspond alors au moment maximal qui peut être attendu en considérant les armatures qui ont été choisies au niveau du dessus de la semelle.

Une fois que ce moment probable est connu, il est alors possible de déterminer quel est le moment en haut du joint lorsque le moment probable est atteint en bas du joint (juste au-dessus de la semelle à la section étudiée précédemment). Pour cela, un effort tranchant probable V_p est déterminé tel que cela, où h_t est la hauteur totale de la colonne à partir du dessus de la semelle, ici 6920 mm :

$$V_p = \frac{M_p}{h_t} \quad (3.10)$$

Cet effort tranchant probable est alors ramené à la section en haut du joint. Le joint en BFUP de chevauchement des armatures provenant de la semelle et la colonne est prévu sur une hauteur

500 mm afin de permettre un ancrage des barres suffisant. Il s'agit alors de déterminer la quantité d'armature suffisante dans la colonne en analysant la section juste au-dessus du joint tel que montré sur la Figure 3.25.

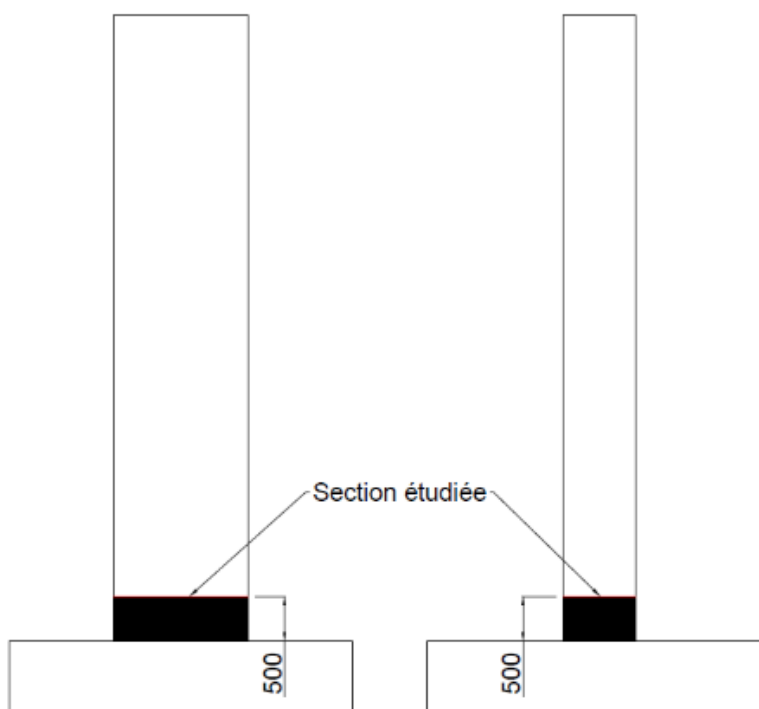


Figure 3.25 Section étudiée : haut du joint

Le moment en haut du joint est alors déterminé comme suit, avec h_j la hauteur totale de la colonne à laquelle est soustrait la hauteur du joint, soit 6420 mm :

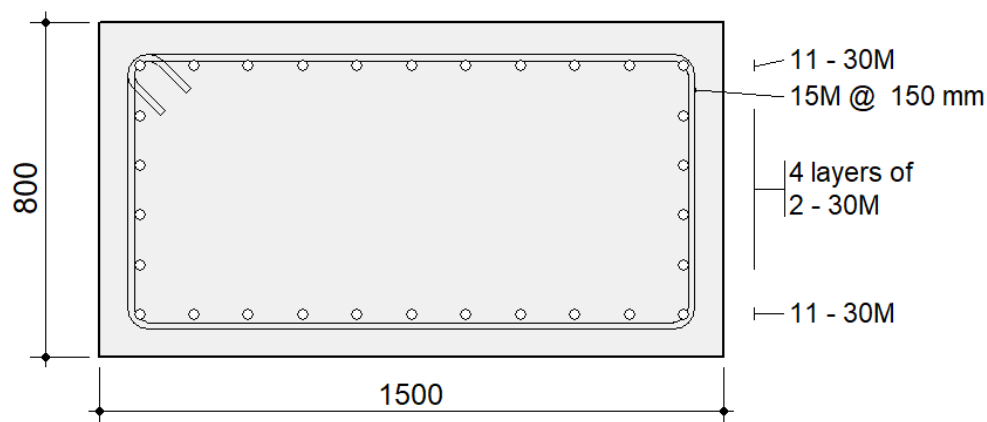
$$M_{pj} = V_p * h_j \quad (3.11)$$

Les différents résultats obtenus sont alors présentés dans le Tableau 3.16 ci-dessous :

Tableau 3.16 Compilation des résultats obtenus

	Formule	Valeur
Moment résistant au niveau de la semelle	M_r (Response2000)	1603 kN.m
Moment nominal escompté au niveau de la semelle	M_{ne} (Response2000)	2236 kN.m
Moment probable au niveau de la semelle	$M_p = R_M * M_{ne}$	2907 kN.m
Effort tranchant probable équivalent	$V_p = \frac{M_p}{h_t}$	420.1 kN
Moment probable en haut du joint en haut du joint	$M_{pj} = V_p * h_j$	2697 kN.m

Le moment résistant dans la colonne au niveau du haut du joint doit alors être supérieur à 2697 kN.m. La quantité d'armature nécessaire est alors déterminée en utilisant le logiciel Response2000 par itération. La Figure 3.26 présente alors la configuration obtenue permettant un moment résistant suffisant, sans surdimensionner pour autant.

**Figure 3.26 Section considérée (Response2000)**

Le résultat de l'analyse Response2000 avec cette quantité d'armature est présenté ci-dessous sur la Figure 3.27. Les propriétés nominales des matériaux sont utilisées, et une hauteur 6420 mm correspondant à la hauteur de la colonne à partir du dessus du joint.

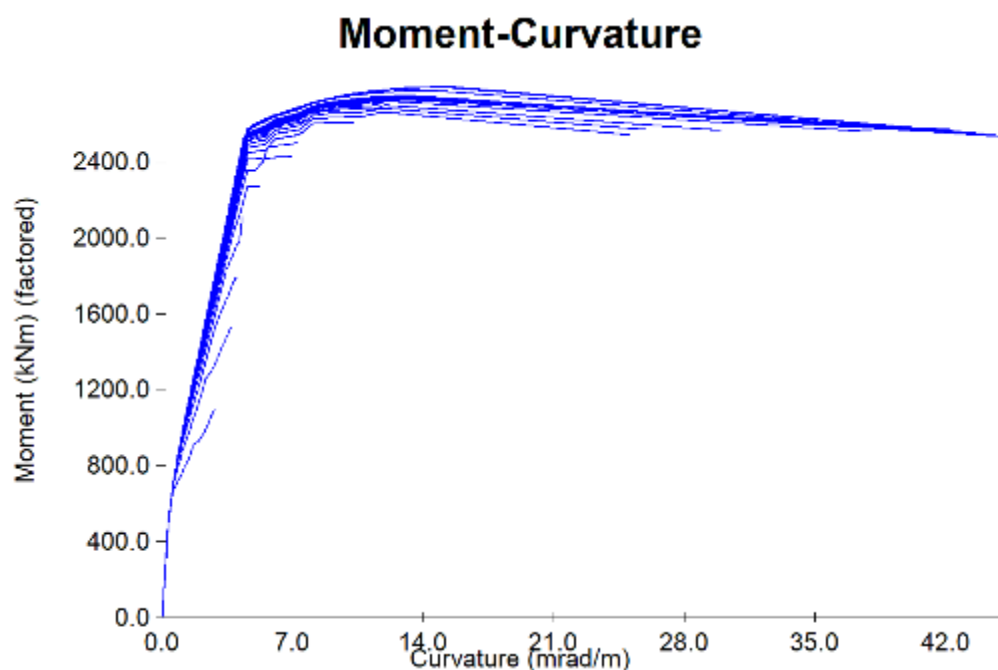


Figure 3.27 Courbe moment-courbure obtenue à l'aide de Response2000

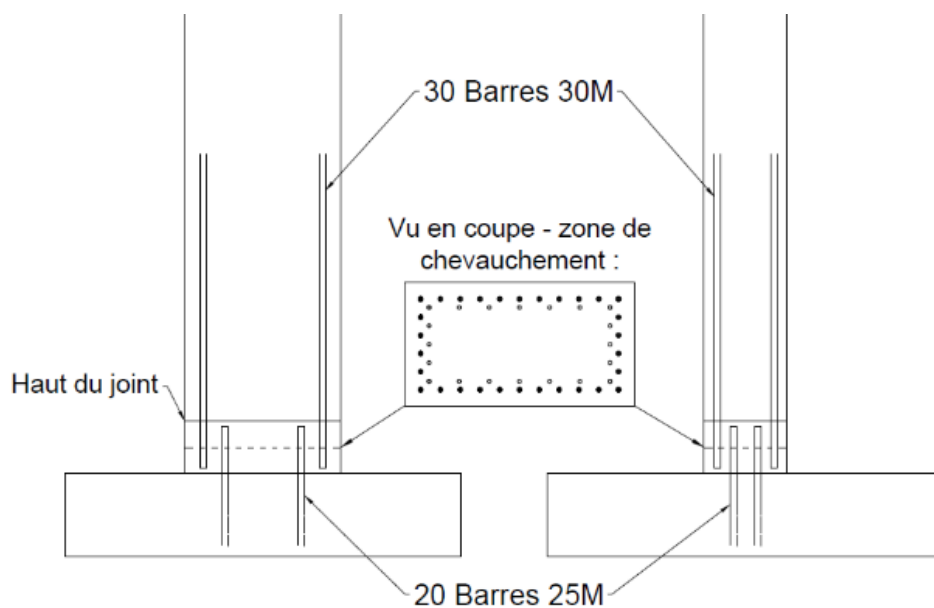
Le moment résistant obtenu est alors égal à 2799 kN.m, ce qui est supérieur au moment probable déterminé, égal à 2697 kN.m. La quantité d'armature choisie dans la colonne est alors 30 barres 30M correspondant à un pourcentage d'armature de 1.75%.

Les quantités d'armature étant déterminées en ne prenant en compte que l'axe faible, une vérification est réalisée afin de s'assurer que selon l'axe fort les mêmes résultats sont observables. Le Tableau 3.17 présente les résultats issus de cette vérification. L'étude montre que la conception convient aussi dans l'axe fort avec un moment résistant en haut du joint supérieur au moment probable.

Tableau 3.17 Compilation des résultats obtenus lors de la vérification

	Formule	Valeur
Moment résistant au niveau de la semelle	M_r (Response2000)	3139 kN.m
Moment nominal escompté au niveau de la semelle	M_{ne} (Response2000)	4262 kN.m
Moment probable au niveau de la semelle	$M_p = R_M * M_{ne}$	5541 kN.m
Effort tranchant probable équivalent	$V_p = \frac{M_p}{h_t}$	800.7 kN
Moment probable en haut du joint en haut du joint	$M_{pj} = V_p * h_j$	5141 kN.m
Moment résistant en haut du joint	M_r (Response2000)	5418 kN.m

La Figure 3.28 ci-dessous montre de manière simplifiée les armatures choisies à l'issue des études venant d'être présentées.

**Figure 3.28 Armatures longitudinales considérée à l'issue de la conception**

3.2.3 Utilisation de la pile pour d'autres ouvrages

Les dimensions imposantes des colonnes font alors que, même avec la quantité minimale requise d'armature de 0.8%, les efforts pouvant être subis sont importants. Les calculs montrés ci-dessous démontrent que pour le pont étudié, dans la région de Montréal, la pile composée de deux colonnes rectangulaires est amplement suffisante.

Une étude supplémentaire a donc été menée afin d'avoir un ordre de grandeur sur la possible utilisation de ce type de pile pour différentes tailles de ponts standard. Cette étude consiste à prendre des ponts à pile unique tel que le pont initialement étudié, mais en faisant varier la longueur des travées de 13 m (pont initial) à 40 m, le nombre de colonnes dans la pile de 2 à 3 et le pourcentage d'armature au bas de la colonne de 0.8 à 1.5%. Aussi, trois régions sont considérées : Montréal, La Malbaie ainsi que Vancouver, ces deux dernières régions présentant des valeurs d'accélérations spectrales plus importantes, donc des efforts sismiques plus importants. Même si ce mémoire se base sur l'utilisation du CNBC 2015, l'arrivée du CNBC 2020 amène à considérer les spectres issus des deux codes. La Figure 3.29 présente les spectres utilisés pour les trois régions respectivement issues du CNBC 2015 et CNBC 2020. Il s'agit des spectres pour une période de retour de 2475 ans en considérant un sol de classe C, tout comme pour le pont initialement étudié.

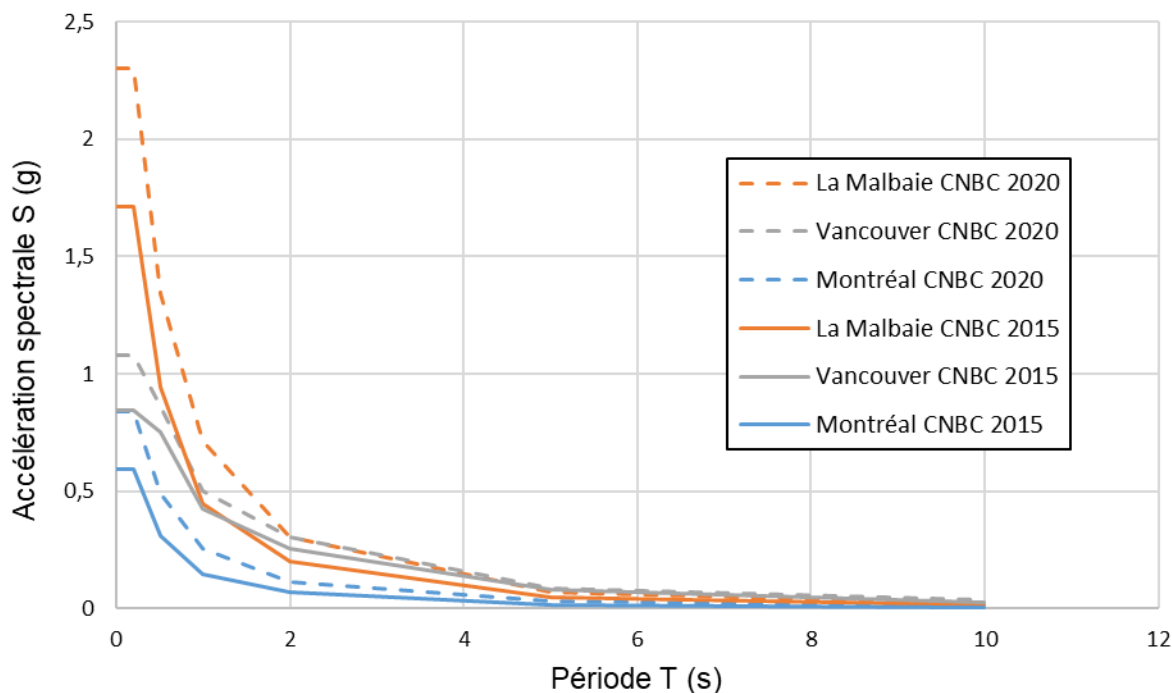


Figure 3.29 Spectre d'accélération pour un sol de classe C, pour les régions de La Malbaie, Vancouver et Montréal, période de retour de 2745 ans

Pour chaque configuration considérée, le moment M_f dans chaque colonne dû aux efforts sismiques est déterminé, puis est comparé au moment résistant M_r de la colonne. Les efforts sismiques sont déterminés à l'aide de la méthode de la charge uniforme, et les résistances sont déterminées à l'aide du logiciel Response2000, calculés au bas de la colonne, soit la zone la plus critique. Seule la direction longitudinale correspondant à l'axe faible pour la colonne est considérée pour les raisons énoncées précédemment.

Les Figure 3.30 jusqu'à Figure 3.35 présentent alors les résultats de cette étude. Une couleur verte indique que le moment résistant est supérieur aux efforts sismiques, une couleur rouge ou bien l'absence de valeur indique à l'inverse que les efforts sont trop importants par rapport à la résistance atteignable par les colonnes dont les dimensions ont été conservées.

Il est important de noter que pour chaque cas, le résultat obtenu ne donne qu'une estimation. Il faudrait, pour faire un calcul exact, vérifier pour chaque cas si la pile permet d'atteindre des déplacements suffisants ainsi que vérifier si dans la direction transversale la pile est suffisante.

Montréal CNBC 2015		13 m		20 m		25 m	
2 c o l o n n e s	0,80% 1% 1,25% 1,50%	Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)
		1602	582	1816	762	1960	854
		1879	602	2070	796	2209	899
		2182	623	2377	833	2512	948
		2518	641	2710	865	2841	990
	0,80% 1% 1,25% 1,50%	30 m		35 m		40 m	
		Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)
		2100	922	2234	1059	2361	1208
		2344	978	2473	1061	2598	1210
		2642	1027	2765	1093	2878	1211
		2967	1092	3081	1170	3205	1229
3 c o l o n n e s	0,80% 1% 1,25% 1,50%	Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)
		1473	441	1617	610	1718	715
		1735	451	1877	627	1975	737
		2056	460	2191	643	2286	757
		2397	471	2528	663	2620	783
	0,80% 1% 1,25% 1,50%	30		35		40	
		Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)
		1816	809	1913	894	2007	970
		2070	836	2163	924	2256	1005
		2377	860	2468	953	2557	1036
		2710	891	2798	989	2883	1079

Figure 3.30 Résultats de l'étude pour la région de Montréal, en considérant le CNBC 2015

Montréal CNBC 2020		13 m		20 m		25 m	
2 c o l o n n e s	0,80% 1% 1,25% 1,50%	Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)
		1607	1000	1816	1300	1960	1452
		1879	1035	2070	1363	2209	1533
		2182	1073	2377	1428	2512	1620
		2518	1105	2710	1485	2841	1695
	0,80% 1% 1,25% 1,50%	30 m		35 m		40 m	
		Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)
		2100	1559	2234	1629	2361	1665
		2344	1660	2473	1747	2598	1800
		2642	1768	2765	1876	2878	1949
		2967	1862	3081	1989	3205	2079
3 c o l o n n e s	0,80% 1% 1,25% 1,50%	Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)
		1473	761	1617	1050	1718	1228
		1735	779	1877	1081	1975	1267
		2056	799	2191	1114	2286	1310
		2397	816	2528	1143	2620	1347
	0,80% 1% 1,25% 1,50%	30		35		40	
		Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)
		1816	1386	1913	1527	2007	1655
		2070	1433	2163	1582	2256	1717
		2377	1486	2468	1644	2557	1787
		2710	1531	2798	1698	2883	1848

Figure 3.31 Résultats de l'étude pour la région de Montréal, en considérant le CNBC 2020

La Malbaie CNBC 2015		13 m		20 m		25 m	
2	0,80%	Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)
		1607	1753	1816	2278	1960	2542
	1%	1879	1815	2070	2387	2209	2684
	1,25%	2182	1881	2377	2503	2512	2837
	1,50%	2518	1937	2710	2602	2841	2966
c	0,80%	30 m		35 m		40 m	
		Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)
o	1%						
l	1,25%						
o	1,50%						
n	0,80%	30		35		40	
		Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)
		1816	2428	1913	2675		
		2070	2511	2163	2772		
		2377	2604	2468	2879		
e	1%	2710	2684	2798	2975		
s	1,25%						
s	1,50%						

Figure 3.32 Résultats de l'étude pour la région de La Malbaie, en considérant le CNBC 2015

La Malbaie CNBC 2020		13 m		20 m		25 m	
2	0,80%	Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)
		1607	2760	1816	3540		
	1%	1879	2864	2070	3722		
	1,25%	2182	2975	2377	3918		
	1,50%	2518	3070	2710	4085		
c	0,80%	30 m		35 m		40 m	
		Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)
o	1%						
l	1,25%						
o	1,50%						
n	0,80%						
e	1%						
s	1,25%						
3	0,80%	Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)
		1473	2119	1617	2903		
	1%	1735	2173	1877	2994		
	1,25%	2056	2220	2191	3093		
	1,50%	2397	2281	2528	3178		
c	0,80%	30		35		40	
		Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)
		1816	2428	1913	2675		
		2070	2511	2163	2772		
		2377	2604	2468	2879		
o	1%	2710	2684	2798	2975		
l	1,25%						
o	1,50%						
n	0,80%						
e	1%						
s	1,25%						
3	0,80%	Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)
		1473	2119	1617	2903		
	1%	1735	2173	1877	2994		
	1,25%	2056	2220	2191	3093		
	1,50%	2397	2281	2528	3178		
c	0,80%	30		35		40	
		Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)
		1816	2428	1913	2675		
		2070	2511	2163	2772		
		2377	2604	2468	2879		
o	1%	2710	2684	2798	2975		
l	1,25%						
o	1,50%						
n	0,80%						
e	1%						
s	1,25%						

Figure 3.33 Résultats de l'étude pour la région de La Malbaie, en considérant le CNBC
2020

Vancouver CNBC 2015		13 m		20 m		25 m	
2	0,80%	Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)
		1607	1805	1816	2547		
	1%	1879	1840	2070	2606		
	1,25%	2182	1877	2377	2670		
	1,50%	2518	1908	2710	2724		
c	0,80%	30 m		35 m		40 m	
		Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)
o	1%						
l	1,25%						
o	1,50%						
n	0,80%	13 m		20 m		25 m	
		Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)
		1473	1297	1617	1876	1718	2261
	1%	1735	1315	1877	1906	1975	2299
	1,25%	2056	1335	2191	1939	2286	2341
c	1,50%	2397	1406	2528	1967	2620	2378
		30		35		40	
		Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)
		1816	2628				
		2070	2674				
o	1%	2377	2725				
		2710	2780				
l	1,25%						
o	1,50%						
n	0,80%						
e	1%						
s	1,25%						
s	1,50%						

Figure 3.34 Résultats de l'étude pour la région de Vancouver, en considérant le CNBC 2015

Vancouver CNBC 2020		13 m		20 m		25 m	
2	0,80%	Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)
		1607	2565	1816	3580		
	1%	1879	2618	2070	3671		
	1,25%	2182	2676	2377	3769		
	1,50%	2518	2726	2710	3854		
c	0,80%	30 m		35 m		40 m	
		Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)
o	1%						
l	1,25%						
o	1,50%						
n	0,80%						
e	1%						
s	1,25%						
	1,50%						

3	0,80%	13 m		20 m		25 m	
		Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)
		1473	1862	1617	2681		
	1%	1735	1891	1877	2725		
	1,25%	2056	1921	2191	2775		
c	1,50%	2397	1948	2528	2818		
		30		35		40	
		Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)	Mr (kN)	Mf (kN)
o	0,80%						
l	1%						
o	1,25%						
n	1,50%						
e	0,80%						
s	1%						
	1,25%						
	1,50%						

Figure 3.35 Résultats de l'étude pour la région de Montréal, en considérant le CNBC 2020

Premièrement, les résultats montrent que la pile choisie lors de la conception, c'est-à-dire une pile à deux colonnes avec 0.8% d'armatures dans la région de Montréal, permettrait de construire un pont avec des travées trois fois plus grandes, 40 m contre 13 m. Cela coïncide avec la résistance bien supérieure aux efforts sismiques lors de la conception des colonnes pour le pont initial. Surtout, cette conclusion est valable en utilisant le code CNBC 2020, bien que les efforts sismiques subissent souvent une forte augmentation en passant du CNBC 2015 au CNBC 2020. En effet, les accélérations spectrales influençant directement les efforts sismiques sont parfois 30% supérieures dans le CNBC 2020, notamment pour les petites périodes.

Aussi, les résultats montrent que le pont initial avec les choix de conception (travées de 13 m, pile à deux colonnes avec 0.8% d'armatures) pourrait en considérant le CNBC 2015, être utilisé dans les régions de Vancouver et La Malbaie disposant pourtant de conditions sismiques plus critiques.

Enfin, l'ajout d'une colonne additionnelle permettrait de construire à La Malbaie, région avec des efforts sismiques importants, un pont avec des travées de 30 m selon le CNBC 2015. Il est à noter que l'ajout d'une troisième colonne serait tout à fait possible en considérant un tablier standard d'une largeur d'environ 13 m.

3.2.4 Géométrie du spécimen

Prenant en compte la conception réalisée, la géométrie du spécimen est alors choisie. Une seule colonne est testée en laboratoire. Les dimensions de la section sont conservées (1.5 m × 0.8 m) mais la hauteur de la colonne est réduite afin de pouvoir rentrer dans le système d'essai. La Figure 3.36 présente les dimensions globales de la pile avec sa semelle et le fût.

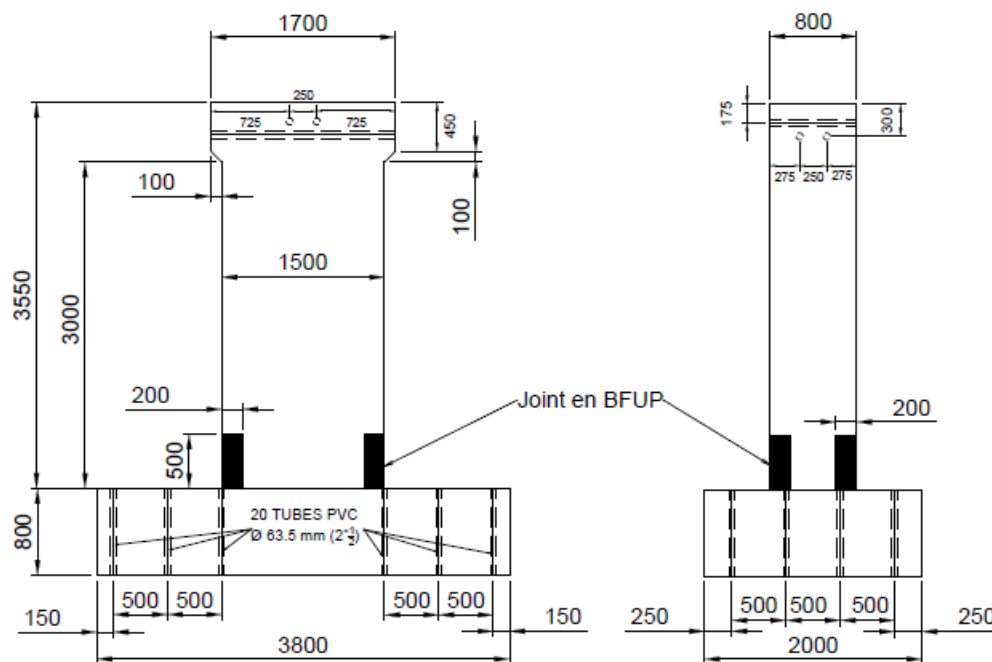


Figure 3.36 Coupes longitudinale (gauche) et transversale (droite) de la pile rectangulaire

Dans l'axe fort le fût est plus large sur sa partie haute afin de permettre le montage dans le système d'essai. Cette augmentation de section étant loin de la zone critique en bas du fût, elle n'aura pas d'influence sur le comportement de la colonne. Dans la semelle, vingt tubes en PVC sont disposés afin de permettre de passer des barres permettant d'ancrer le spécimen à la dalle du laboratoire.

La conception de la semelle est inspirée des travaux de Jolicoeur (2016) et Létourneau (2019), ayant réalisé des essais sur des spécimen aux dimensions comparables. La conception de la semelle, notamment le nombre d'ancrages traversant nécessaires, a aussi été validée à l'aide de modèles numériques. La Figure 3.37 ci-dessous présente une vue en plan de la semelle.

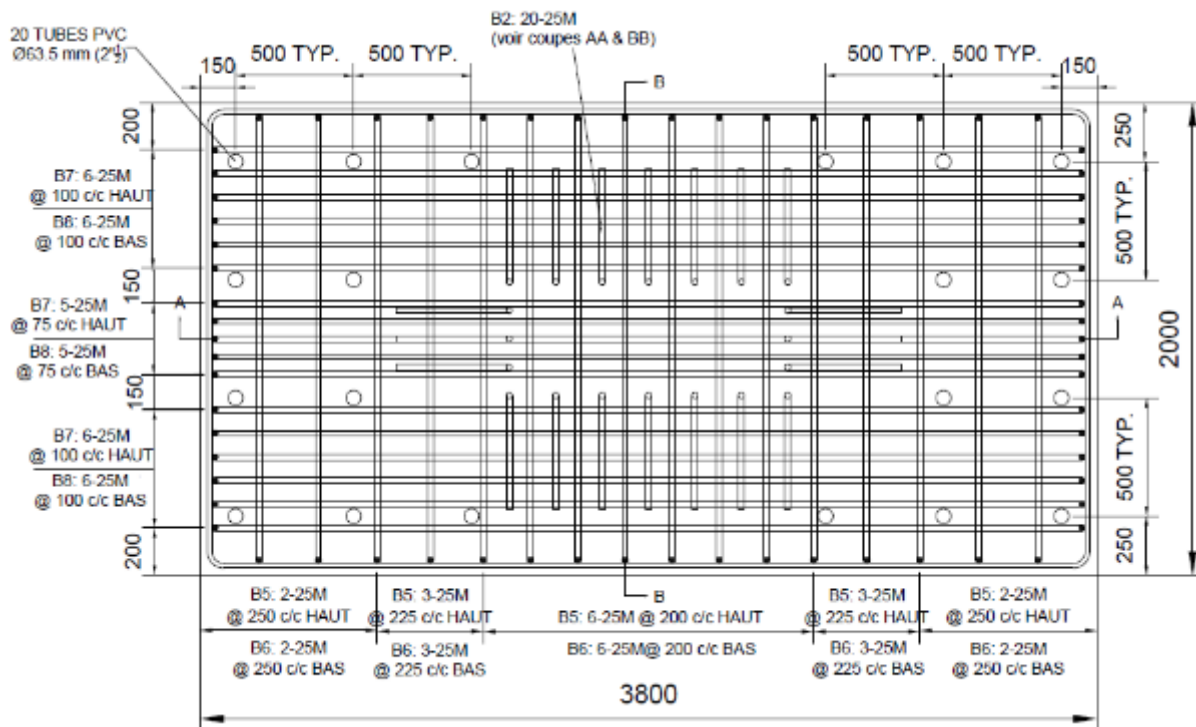


Figure 3.37 Vue en plan de la semelle

La Figure 3.38 et la Figure 3.39 présentent des vues en élévation de la semelle. Les barres en L choisies lors de la conception dépassent du dessus de la semelle sur une longueur légèrement inférieure à la hauteur du joint de chevauchement en BFUP de 500 mm. Des étriers sont prévus dans la semelle autour des armatures longitudinales puisqu'il y a pénétration de la rotule plastique dans la semelle.

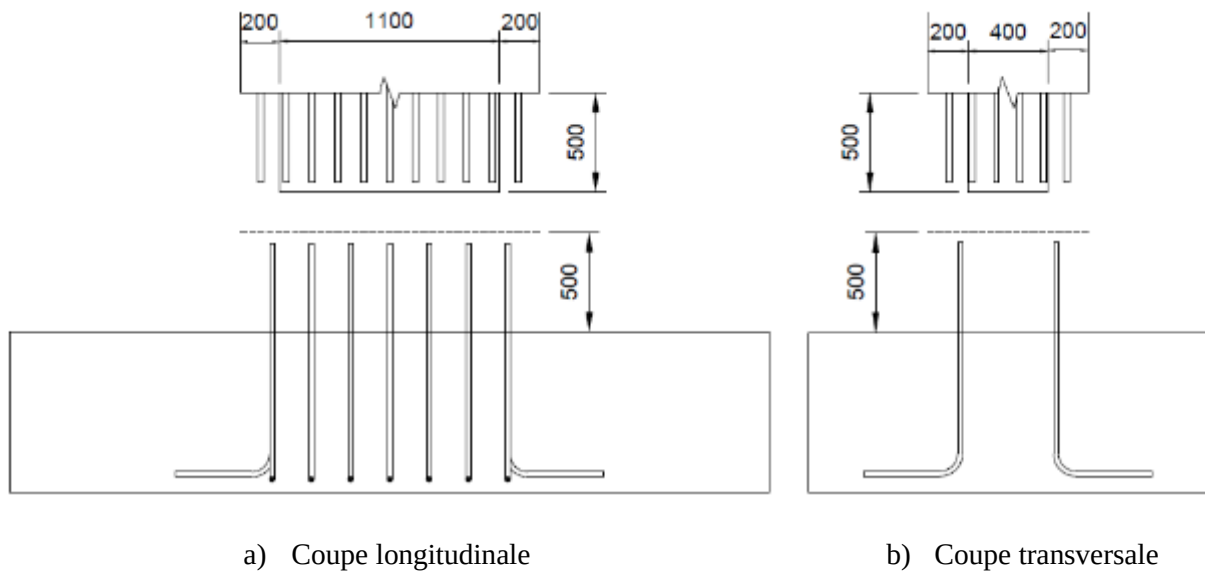


Figure 3.40 Détails du joint de chevauchement

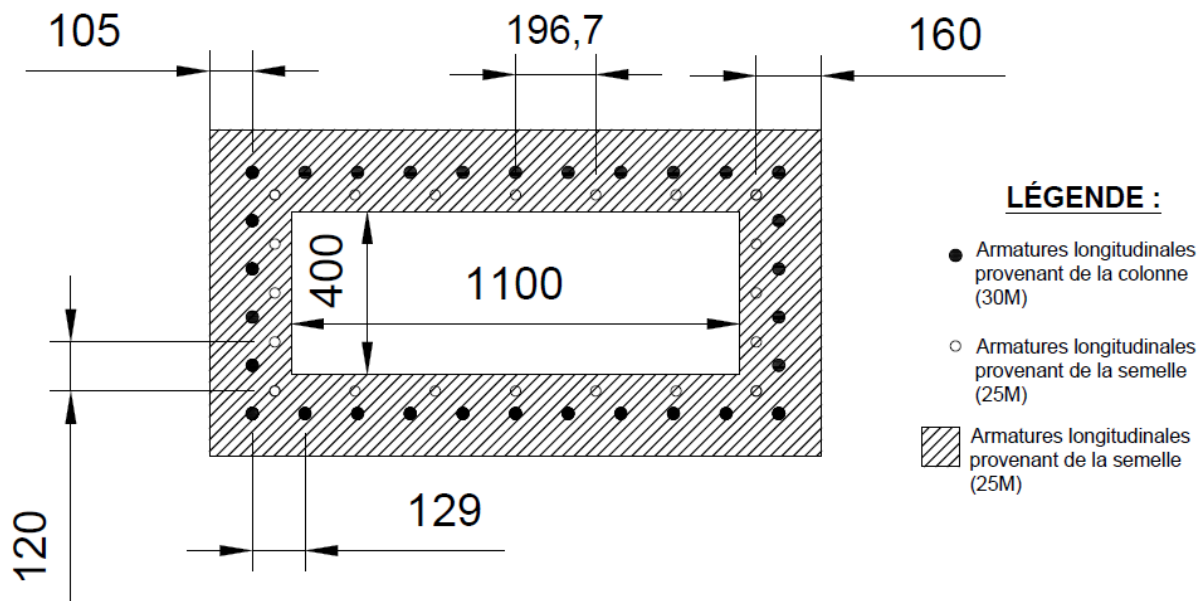


Figure 3.41 Détails du joint de chevauchement

Enfin, en haut de la colonne des tubes PVC sont prévus afin de permettre le passage de barres pour fixer la colonne au système de chargement 6 DDL du laboratoire afin d'appliquer les efforts. Les barres permettent l'installation d'équerres liant le haut de la colonne au plateau supérieur du

système de chargement multiaxial. Afin d'accueillir ces tubes, des étriers doivent être légèrement décalés. Le haut de la colonne se situant loin du joint, cela n'impacte aucunement le comportement de la colonne. La Figure 3.42 et la Figure 3.43 présentent le fût.

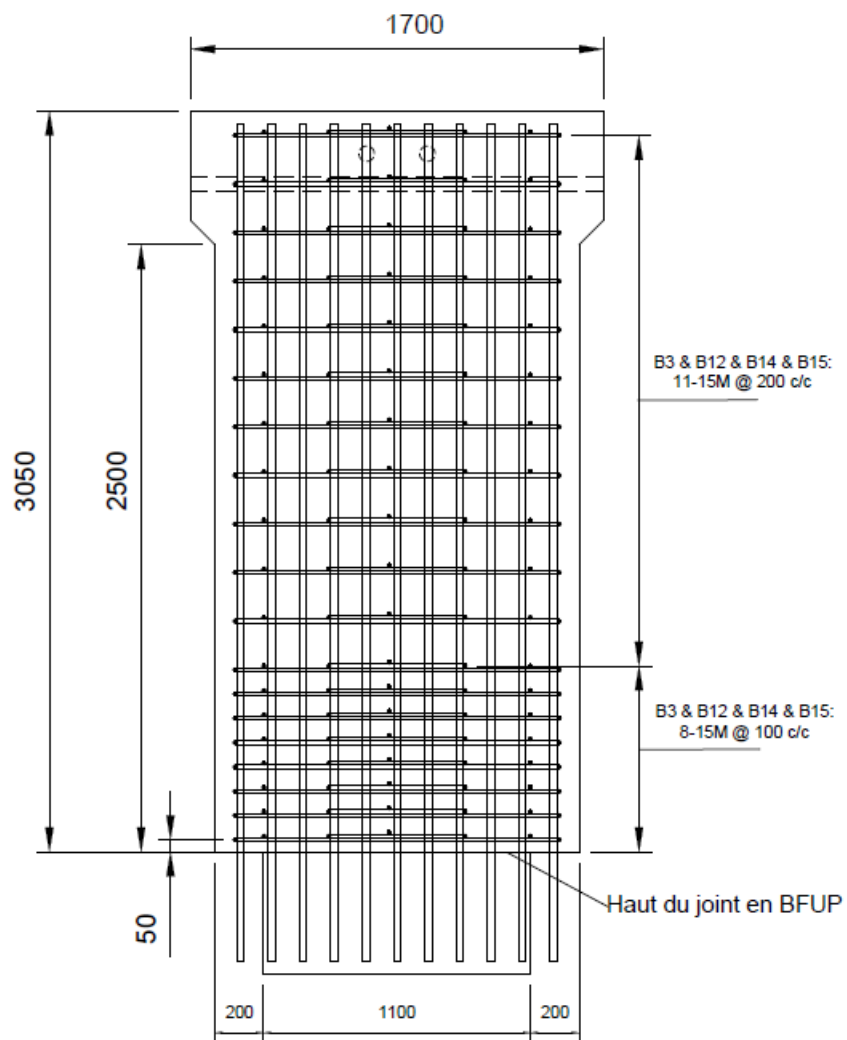


Figure 3.42 Vue en élévation du fût (axe longitudinale)

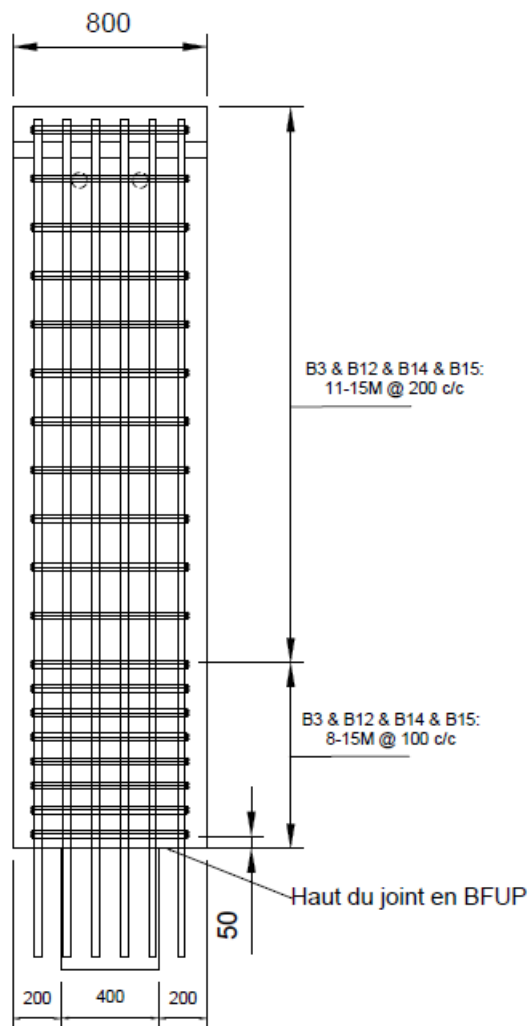


Figure 3.43 Vue en élévation du fût (axe transversale)

Les étriers sont disposés aux 100mm dans la zone juste au-dessus du joint car les efforts y sont importants. Cet espacement est conservé sur une hauteur de 800 mm. Au-delà, les étriers sont un peu plus espacés.

CHAPITRE 4 PROGRAMME EXPÉRIMENTAL – PILE CIRCULAIRE

4.1 Portée de l'essai

La conception, la fabrication et l'essai de ce spécimen cylindrique font suite aux travaux de Philippe Darveau, poursuivis par Gabriel Lewis. Issu de l'analyse de leurs travaux et de leurs recommandations, l'essai de cette colonne permettra de conclure la validation du concept de joint en béton fibré à ultra-hautes performances.

4.2 Construction du spécimen

Les éléments formant le spécimen ont été fabriqués au sein de l'usine « Béton Préfabriqué du Richelieu », une entreprise spécialisée dans la fabrication d'éléments préfabriqués en béton. Une fabrication en ces lieux permet d'avoir à disposition l'outillage, mais aussi l'expertise et l'expérience nécessaires pour une bonne qualité du spécimen. Afin de faciliter le montage des coffrages, la mise en place des armatures et la coulée du spécimen, le chevêtre est réalisé en premier, coulé à l'envers, puis le fût est monté puis coulé à partir de cette base. La semelle est réalisée à part, puis la jonction de la semelle et du fût a été réalisée par la suite au laboratoire de structures de Polytechnique.

4.2.1 Fabrication du chevêtre

Le chevêtre est monté à l'envers tel que présenté sur la Figure 4.1. Les barres longitudinales du fût sont installées avec des gabarits permettant d'assurer la bonne disposition des barres ainsi que des sangles afin que les armatures du fût soient parfaitement verticales.

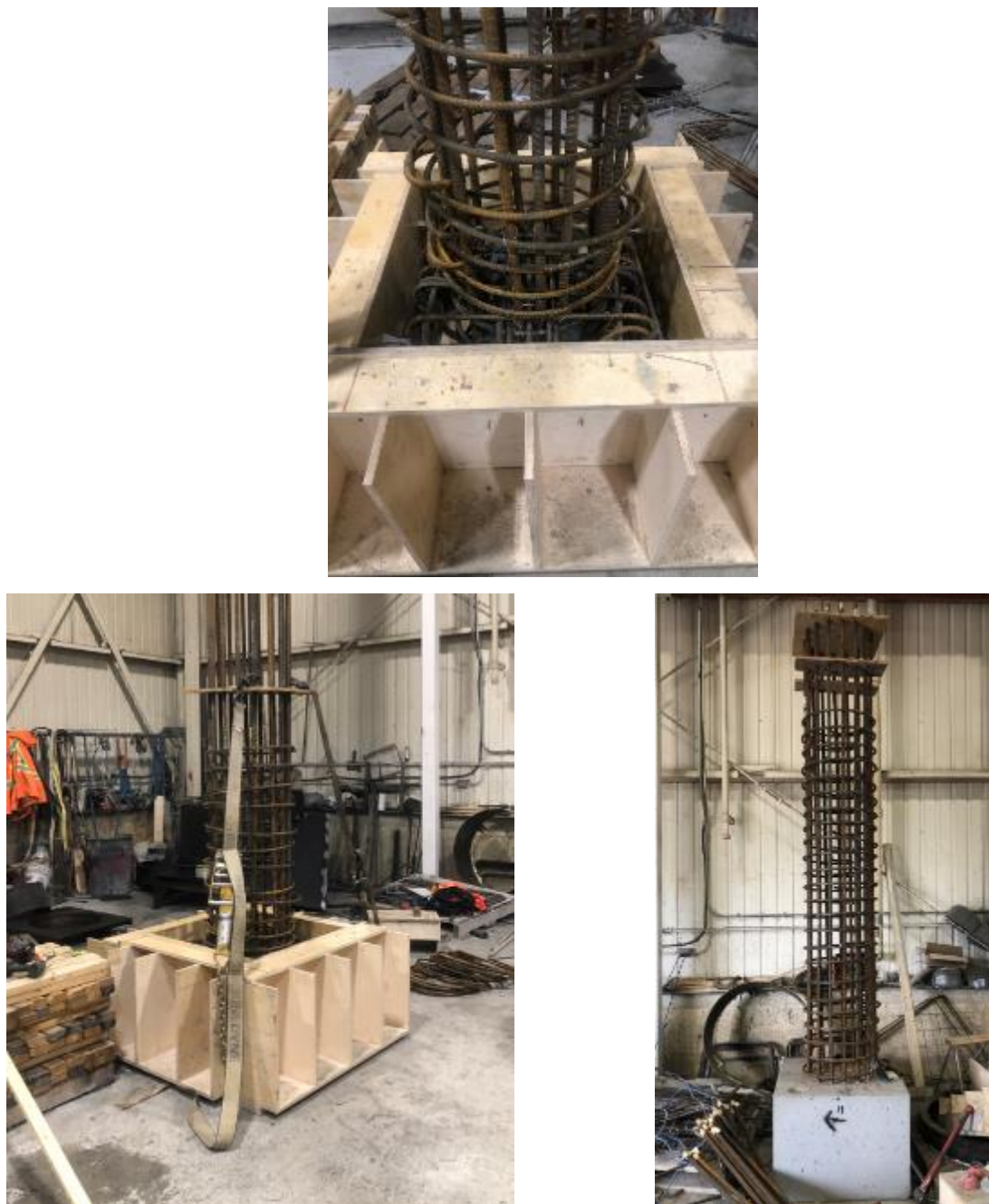


Figure 4.1 Fabrication du chevêtre (P5)

Lors de la coulée, une légère excentricité est créée involontairement, le centre du fût ne correspond alors pas parfaitement au centre du chevêtre. Aucun correctif n'a été apporté, car il a été évalué que l'impact ne serait pas significatif vu que l'excentricité est dans le sens de l'effort lors de l'essai, et que le chevêtre n'est pas une partie critique de la colonne.

4.2.2 Fabrication du fût

Le coffrage du fût a été réalisé à l'aide d'un tube en carton pour la partie de grand diamètre, alors qu'une plaque en aluminium a été retenue pour la partie de plus petit diamètre. La partie avec un diamètre plus faible correspond au joint entre le fût et la semelle coulé ultérieurement à l'aide de BFUP. La Figure 4.2 présente le montage réalisé. Une structure en bois est montée afin de maintenir le tube lors de la coulée, cette structure étant elle-même retenue dans les deux directions horizontales afin de maintenir tout le montage droit. Plusieurs gabarits sont utilisés pour la mise et le maintien en position de la plaque en aluminium. Ces gabarits permettent aussi d'assurer la bonne position des armatures en attente dans le joint. Afin de réduire la chute du béton, une trompe d'éléphant est utilisée lors de la coulée, comme présenté sur la Figure 4.3. Les fils des jauges longent les barres instrumentées et sortent environ au centre de la colonne, tel que montré sur la Figure 4.4, cela permettant de s'écarter des zones critiques et simplifier le montage lors de l'essai.



Figure 4.2 Montage pour la coulée du fût (P5)



Figure 4.3 Trompe pour la coulée du fût (P5)



Figure 4.4 Sortie des fils de jauges (P5)

4.2.3 Fabrication de la semelle

La Figure 4.5 présente le montage du coffrage et de la cage d'armature pour la semelle. Un gabarit est mis en place afin d'assurer la bonne disposition des armatures. Les fils des jauges longent les barres instrumentées par le bas, puis la cage d'armature pour sortir sur le haut de la semelle afin d'éviter de les endommager lors du décoffrage.



Figure 4.5 Fabrication de la semelle (P5)

4.2.4 Fabrication du joint en BFUP

La préparation ainsi que la coulée du joint en BFUP ont été réalisées au laboratoire de structures de Polytechnique Montréal. La partie supérieure de la colonne, donc le fût et le chevêtre, a été placée sur la semelle à l'aide d'un pont roulant puis est arrimée à une structure du laboratoire une fois que le bon placement d'un élément par rapport à l'autre a été assuré. Ainsi le placement restera correct et inchangé lors de la coulée du joint. La Figure 4.6 et la Figure 4.7 présentent cet agencement.



Figure 4.6 Arrimage de la colonne (P5)



Figure 4.7 Montage pour la coulée du joint (P5)

Avant le placement du fût sur la semelle, les étriers sont placés dans le joint. Il n'est pas nécessaire d'utiliser des crochets pour les étriers dans le BFUP. De plus, l'utilisation d'étriers avec crochet serait ici compliquée par le confinement important des armatures longitudinales dans le joint. Hormis un étrier pour lequel la valeur est légèrement inférieure, la longueur de chevauchement est de $15 d_b$, ce qui permet de combler l'absence de crochet. Le joint avant coulée est présenté sur la Figure 4.8 et la Figure 4.9.



Figure 4.8 Mise en place des étriers dans le joint (P5)



Figure 4.9 Joint dans la zone de chevauchement – avant la coulée (P5)

La disposition sur deux rangées de diamètres différents pour les armatures provenant de la semelle et celles provenant du fût permet de conserver une distance convenable entre les armatures pour un bon placement du béton, considérant que même en préfabrication les armatures ne soient pas exactement disposées comme convenu sur les plans de conception. Toutefois, la disposition obtenue est satisfaisante et rentre dans les tolérances qui pourraient être attendues. L'utilisation de gabarits tout au long de la construction des cages d'armatures a grandement contribué à cela et est donc un élément à prendre en compte pour de futures fabrications.

Un tube de coffrage en carton de même diamètre que celui de la colonne est utilisé pour couler le joint en BFUP. Dans ce tube, deux portes ont été réalisées, une pour insérer le béton et une seconde à l'opposé permettant au béton de déborder. Une telle approche permet d'assurer un bon remplissage du joint : le BFUP au niveau des portes étant plus haut que la jonction entre le BFUP et le béton normal du fût, une pression est exercée assurant le remplissage complet du joint jusqu'en haut, tel que schématisé sur la Figure 4.10. La Figure 4.11 présente le coffrage utilisé lors de la coulée.

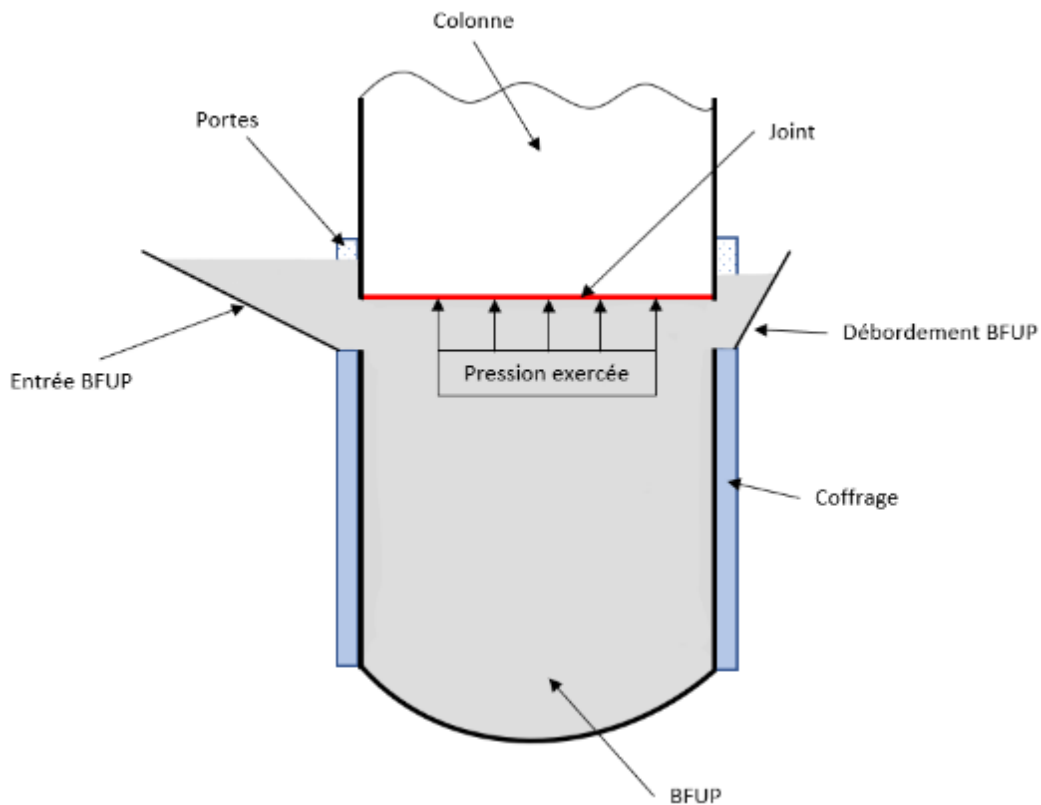


Figure 4.10 Principe pour le remplissage du joint (P5)



Figure 4.11 Coffrage utilisé pour la coulée du joint (P5)

Une cure humide à l'aide de jutes a été réalisée pendant 7 jours. Les spécimens permettant les différentes caractérisations des matériaux (essais de compression, traction, etc.) subissent la même cure. La Figure 4.12 présente le joint pendant la cure et après celle-ci.



Figure 4.12 Joint pendant et après cure humide (P5)

4.2.5 Armatures gainées

Afin de désolidariser les barres d'armatures provenant de la semelle par rapport au BFUP du joint, des tubes en plastique PVC (Polychlorure de Vinyle) de 100 mm de longueur sont placés sur les barres 30M, juste au-dessus de la semelle (dans le bas du joint donc). Cet artifice permet d'augmenter la longueur de la rotule plastique. La Figure 4.13 présente le placement de ces tubes. Les tubes utilisés ont un diamètre intérieur légèrement supérieur à celui des armatures, un joint en silicone est donc réalisé en leur extrémité supérieure pour éviter que le BFUP pénètre entre les tubes et les barres. De plus, une petite quantité d'huile est étalée au niveau des tubes afin d'assurer un bon placement du BFUP lors de la coulée du joint.



Figure 4.13 Armatures gainées (P5)

4.3 Matériaux

Les différents matériaux utilisés sont caractérisés à l'aide de plusieurs essais effectués au laboratoire de structure de Polytechnique. Le béton haute performance est testé en compression (essais de compression et essais brésiliens), le BFUP est en plus des essais en compression testé en traction (traction directe sur tirants ainsi que traction directe sur os). Les armatures longitudinales de la colonne ainsi que les barres longitudinales provenant de la semelle sont testées par essai de traction directe.

4.3.1 Béton Haute Performance

Le béton utilisé pour la colonne (hormis le joint), est un béton haute performance dont la résistance à la compression visée est de 50 MPa. Le chevêtre n'étant pas un élément critique du spécimen, des prélèvements de béton en cylindres pour des essais de compression ne sont réalisés que lors des coulées du fût et de la semelle. Le Tableau 4.1 et le

Tableau 4.2 présentent respectivement la formule de mélange utilisée et les caractéristiques de ce mélange.

Tableau 4.1 Formule de mélange du béton haute performance pour un volume d'une benne

Élément	Dosage (kg)	Volume absolu (m^3)
Ciment – Tercem 3000 Gub S/SF	400	0.1270
Sable Laro 0-6	854.2	0.3143
Pierres Choquette 5-10 mm	880	0.3231
Adjuvant Air 60 (entraîneur d'air)	0.085	0.0001
Adjuvant Viscocrete 6100	2.18	0.002
Eau	158.6	0.1586
Total	2295	0.9251

Tableau 4.2 Caractéristiques du mélange pour le béton haute performance

Rapport eau/liant	0.4
Teneur en air	6-9 %
Étalement	600 mm $\pm$ 50 mm
Masse volumique	2 295 kg/m ³

Trois types d'essais sont réalisés pour le béton normal : essai de compression, essai pour module élastique ainsi qu'essai brésilien. Ces essais sont tous effectués grâce à la presse du laboratoire de structure de Polytechnique montrée sur la Figure 4.14.

**Figure 4.14 Presse de 4.45 MN utilisée pour les essais de compression et de module**

4.3.1.1 Essais de compression

Des essais de compression sont réalisés sur des cylindres de diamètre 100 mm et hauteur 200 mm. Les moyennes issues des résultats de ces essais sont présentées dans le Tableau 4.3 ci-dessous. La résistance en compression souhaitée étant de 50 MPa, il est considéré que la résistance spécifiée est rencontrée.

Tableau 4.3 Résultats des essais de compression

Élément	f'_c 28 jours (MPa)	f'_c jour de l'essai (MPa)
Semelle	38.7	51.6
Fût	36.7	49.3

4.3.1.2 Module élastique

L'instrumentation présentée sur la Figure 4.15 utilisée sur des cylindres similaires à ceux pour un essai de compression classique permet de déterminer le module élastique du béton ainsi que le coefficient de Poisson. Le module élastique est déterminé en effectuant deux chargements à 40% de la résistance en compression maximale, puis un chargement jusqu'à atteindre cette résistance maximale. Les résultats obtenus sont présentés dans le Tableau 4.4.

Tableau 4.4 Résultats pour le module élastique et le coefficient de Poisson

Élément	Module élastique à 28 jours (MPa)	Module élastique le jour de l'essai (MPa)	Coefficient de Poisson à 28 jours	Coefficient de Poisson le jour de l'essai
Semelle	31000	31040	0.230	0.231
Fût	32000	32540	0.230	0.237



Figure 4.15 Montage pour la mesure du module élastique et du coefficient de Poisson

4.3.1.3 Essais brésiliens

Des essais brésiliens permettant de déterminer de manière indirecte la résistance en traction du béton sont réalisés sur des cylindres de 150 mm de diamètre et 300 mm de hauteur. La Figure 4.16 présente des cylindres à la suite d'un essai brésilien.



Figure 4.16 Cylindre à l'issue d'un essai brésilien

Les essais sont réalisés pour les bétons provenant de la semelle et du fût, à 28 jours et le jour de l'essai. Les résultats sont compilés dans le Tableau 4.5 ci-dessous.

Tableau 4.5 Résultats des essais brésiliens

Élément	f_t 28 jours (MPa)	f_t le jour de l'essai (MPa)
Semelle	3.89	3.95
Fût	3.2	3.74

4.3.1.4 Sommaire

Le Tableau 4.6 ci-dessous regroupe les propriétés mécaniques du béton haute performance utilisé.

Tableau 4.6 Sommaire des résultats – BHP (P5)

Élément	Échéance (jours)	f'_c jour de l'essai (MPa)	Module élastique le jour de l'essai (MPa)	Coefficient de Poisson le jour de l'essai
Semelle	75	51.6	31040	0.231
Fût	69	49.3	32550	0.237

4.3.2 Béton fibré à ultra-hautes performances (BFUP)

Le béton fibré ultra performant utilisé est le même pour les essais réalisés par Gabriel Lewis afin d'avoir des résultats comparables. Il s'agit du produit « UP-F2 », distribué par la société Sika. La quantité et la provenance des fibres sont elles aussi conservées similaires aux essais précédents. Le pourcentage de fibres est alors de 2.5% et les fibres proviennent de la société « Bekaert », de diamètre 0.2 mm et longueur 13 mm, une résistance à l'ultime de 2750 MPa, et identifiées par l'appellation Dramix-OL 13/20. Les proportions utilisées pour le mélange sont présentées ci-dessous dans le Tableau 4.7.

Tableau 4.7 Composition du mélange utilisé – BFUP (P5)

UP-F2 (kg)	Adj.A (kg)	Adj.B (kg)	Adj.C (kg)	Eau (kg)	Glace (kg)	Fibres (kg)	Total (m^3)
1923.18	29.09	25.36	27.38	47.15	141.45	195	1.0

La capacité maximale du malaxeur utilisé étant tout juste suffisante pour couler le joint en BFUP, deux coulées sont réalisées à la suite et dans les mêmes conditions, la première étant utilisée pour couler le joint, la seconde pour les spécimens de caractérisation. L'étalement obtenu est de 200/210 mm.



Figure 4.17 Test d'étalement

4.3.2.1 Essais de compression

Des essais de compression similaires à ceux réalisés pour le béton haute performance sont effectués sur des cylindres de taille légèrement inférieure (diamètre 75 mm), mais aussi sur des cubes de dimensions 50×50 mm. Les résultats obtenus sont présentés dans le Tableau 4.8 ci-dessous.

Tableau 4.8 Résultats des essais de compression sur cubes et cylindres – BFUP (P5)

	7 jours	14 jours	21 jours	28 jours	Jour de l'essai (37 jours)
f'_c (MPa)	105.1	123.1	136.2	149.2	153.8

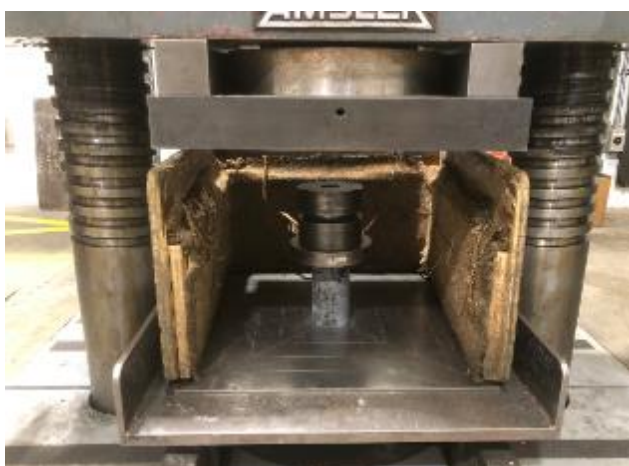


Figure 4.18 Essai de compression sur cylindre



Figure 4.19 Essai de compression sur cube

4.3.2.2 Essais de traction

Des essais de traction sont réalisés sur deux types de spécimens : 4 sur tirants à 14 jours, 3 sur tirants à 28 jours ainsi que 8 sur os le jour de l'essai. Parmi les huit os, deux sont réalisés avec un rayon de changement de section différent, plus grand. Les tests réalisés sur les tirants ainsi que sur les os modifiés sont présentés à titre de comparaison avec l'essai standard sur os. Ces essais de traction sont tous réalisés à l'aide de la presse Instron du laboratoire de structure de Polytechnique Montréal.

4.3.2.2.1 Traction sur os

Les os possèdent une longueur de 700 mm. La zone de section réduite sur 300 mm possède une largeur de 100 mm et une épaisseur de 50 mm. Pour les essais, quatre potentiomètres sont installés sur les différentes faces de l'os. Ces derniers utilisent une longueur de mesure de 400 mm sur les faces sans changement de section, et une longueur 300 mm sur les faces avec changement. Ce montage est présenté sur la Figure 4.20.



Figure 4.20 Traction sur os

Le taux de chargement est de 0.1 mm/min, puis augmente progressivement une fois que la perte de charge atteint environ 70% de la charge maximale. La rupture de l'os est attendue dans la zone de section réduite puisque l'aire de section y est la plus faible, le résultat attendu ressemble à celui visible sur la Figure 4.21.



Figure 4.21 Os à l'issue d'un essai de traction

Cependant, le changement de section se fait avec un changement de section trop brutale, ce qui engendre une concentration de contraintes et une perturbation de l'orientation des fibres de sorte que bien souvent une rupture est obtenue au niveau du changement de section, tel que présenté sur la Figure 4.22.



Figure 4.22 Os à l'issue d'un essai de traction, fissuré au changement de section

Dans le but d'éviter ce problème, deux os avec un rayon modifié moins brut ont été coulés et testés. Les résultats de ces essais n'ont pas été concluants, la rupture ayant tout de même eu lieu dans la zone de réduction de la section, comme le montre la Figure 4.23.



Figure 4.23 Os modifié à l'issue d'un essai de traction

Lors de la coulée, le béton a réagi de manière anormalement rapide, ce qui n'eut pas d'impact sur les caractéristiques finales du BFUP, mais cela a rendu compliqué la coulée des derniers spécimens. Certains os ont donc écopé de défauts lors de la coulée : tous les os ont été testés, mais les résultats de seulement 4 sont conservés, les autres étant jugés inadéquats. Les os sont testés proche du jour de l'essai. Les résultats pour les os retenus sont présentés sur la Figure 4.24 et la Figure 4.25 (pré et postpic).

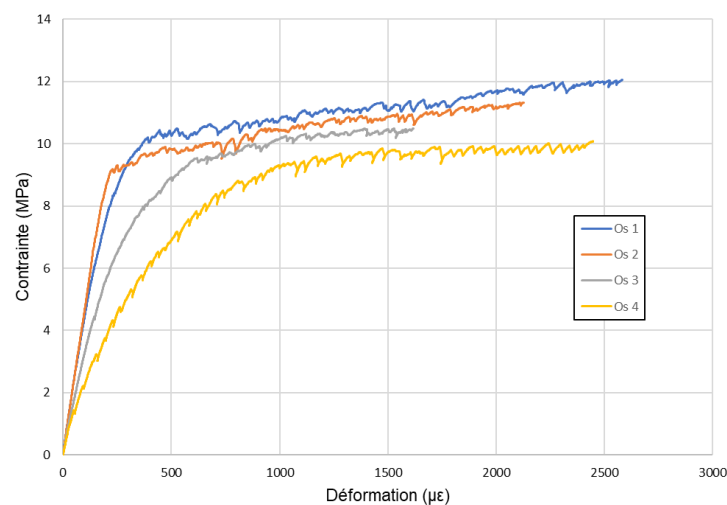


Figure 4.24 Courbes contrainte-déformation prépic

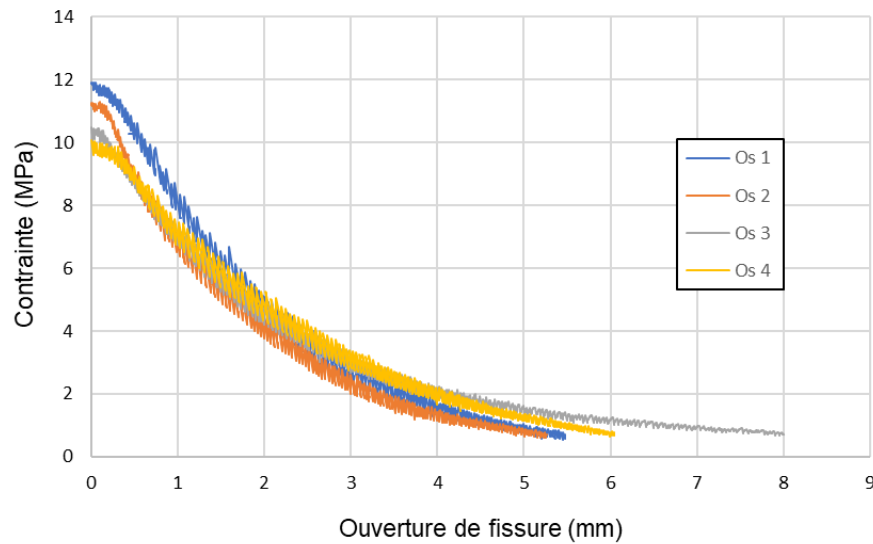


Figure 4.25 Courbes contrainte ouverture de fissure postpic

La résistance en traction f'_t de la matrice atteint en moyenne 9.4 MPa, puis l'écrouissage se produit en moyenne jusqu'à 10.95 MPa. La phase adoucissante se rend en moyenne à une ouverture de fissure d'environ 6 mm. L'essai de traction sur os étant l'essai standard et ces essais ayant été réalisés au moment de l'essai sur la pile, ce sont ces valeurs qui seront retenues pour la modélisation du BFUP dans les modèles numériques.

4.3.2.2.2 Traction sur tirant

Afin de contourner le problème de fissuration au niveau du changement de section pour les os, des essais de traction sont effectués sur des tirants de 700 mm de longueur et de section 50×50mm. Le protocole est le même que pour les essais sur os, le montage des potentiomètres est identique tel que montré sur la Figure 4.26.

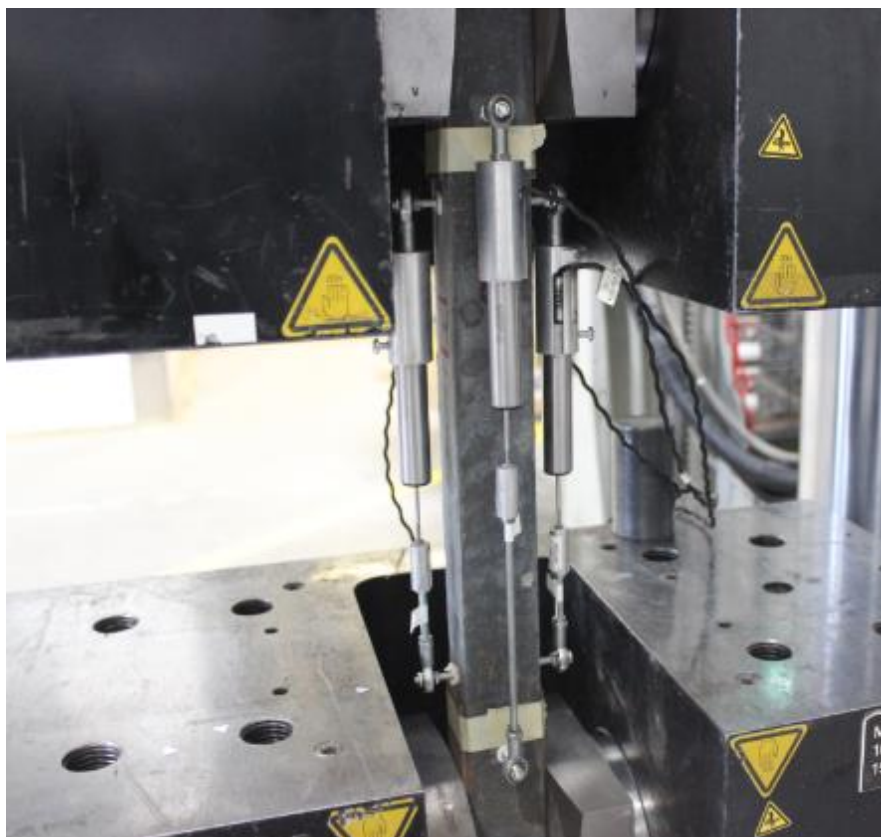


Figure 4.26 Montage pour essai de traction sur tirant

La fissuration a lieu de manière plus fréquente vers le centre du spécimen, comme sur la Figure 4.27, mais une portion importante des spécimens fissure encore proche des mâchoires bien qu'il n'y ait pas de changement de section, comme sur la Figure 4.28. Deux pistes d'amélioration pour éviter ce problème peuvent être étudiées par la suite : varier la pression exercée sur le spécimen au niveau des mâchoires, et réaliser des mâchoires spécialement adaptées aux essais sur tirants.



Figure 4.27 Exemple de tirant après essai de traction – fissuration au centre



Figure 4.28 Exemple de tirant après essai de traction – fissuration proche des mâchoires

Des essais sont réalisés à 14 et 28 jours. Les résultats de deux tirants sont retenus pour les essais à 14 jours ainsi que trois pour les essais à 28 jours. Les résultats de ces essais sont présentés dans les figures ci-dessous.

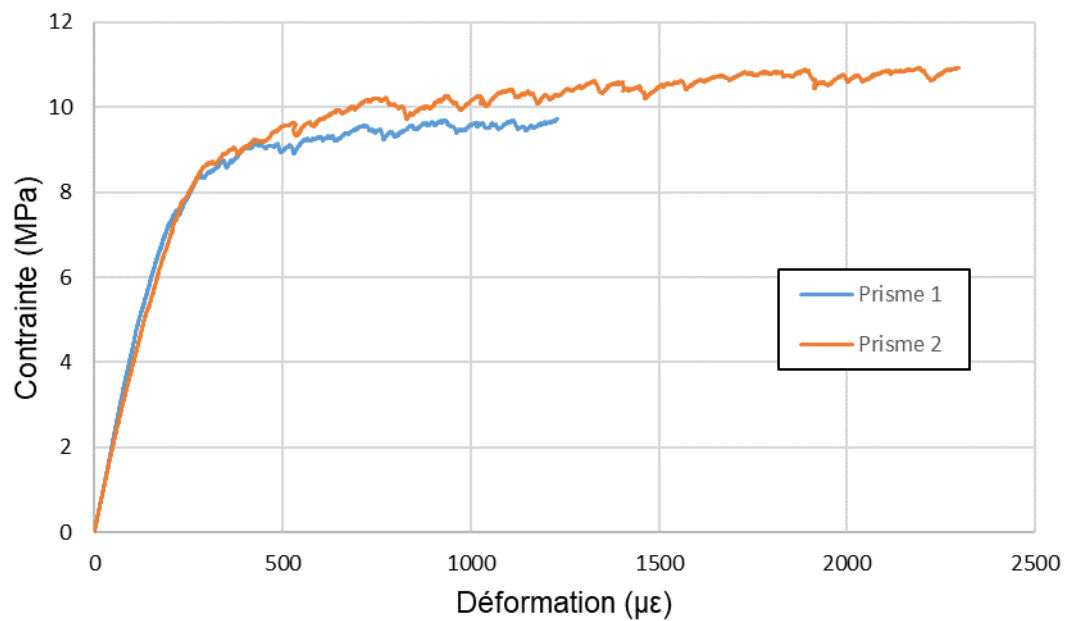


Figure 4.29 Courbes contrainte-déformation prépic à 14 jours

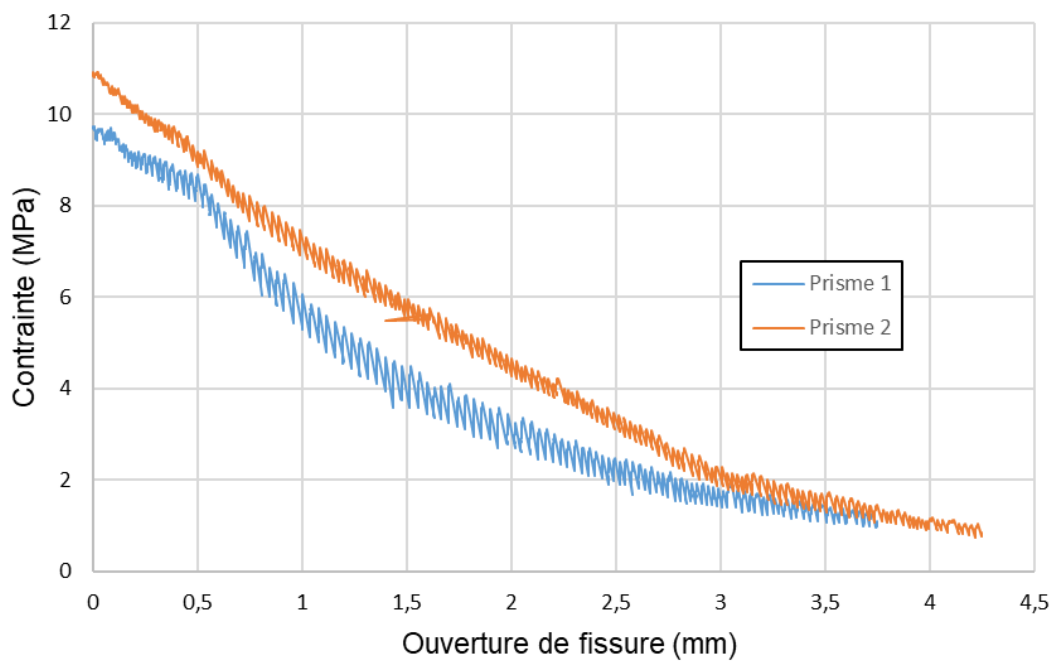


Figure 4.30 Courbes contrainte-ouverture de fissure à 14 jours

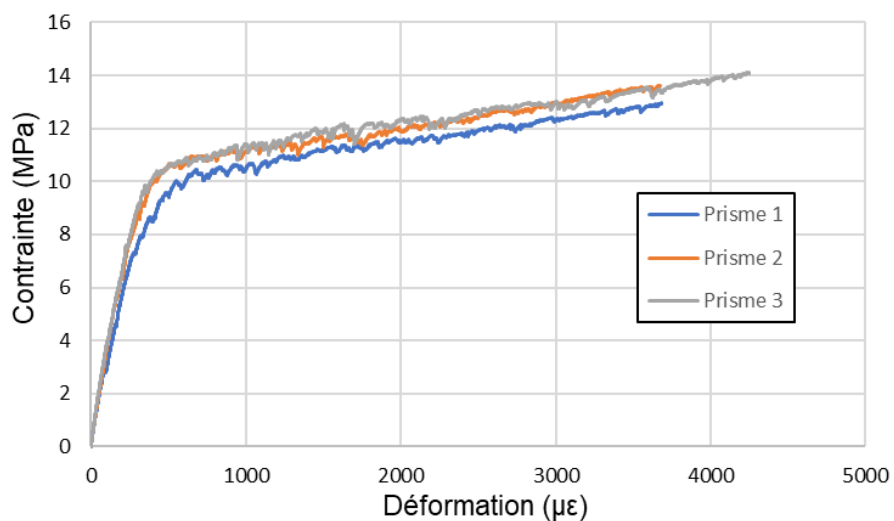


Figure 4.31 Courbes contrainte-déformation prépic à 28 jours

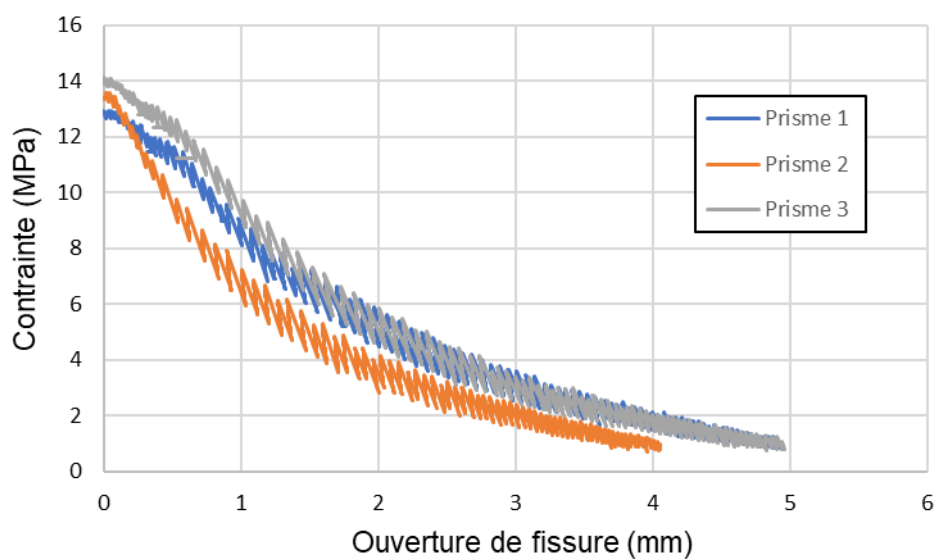


Figure 4.32 Courbes contrainte-ouverture de fissure à 28 jours

La résistance à la traction f'_t est en moyenne égale à 8.5 MPa et 10.4 MPa à 14 et 28 jours respectivement alors que la contrainte maximale atteinte vaut en moyenne 10.3 MPa et 13.2 MPa.

L'ouverture de fissure est relativement proche pour les différents essais, avec environ 4 mm à 14 jours et 4.5 mm à 28 jours.

Les résultats des tirants sont cohérents avec une augmentation de la contrainte maximale atteinte entre les essais à 14 et 28 jours. Les essais entre les os et les tirants à 28 jours peuvent être comparés considérant qu'entre 28 jours et le jour de l'essai les essais de compression donnent des résultats très proches. Globalement les résultats pour les os et pour les tirants sont cohérents, cependant une contrainte maximale légèrement supérieure est observée pour les essais sur tirants. Cette différence peut être expliquée par le point de faiblesse introduit par le changement de section pour les os, créant une concentration de contrainte.

4.3.3 Armatures

Les armatures testées sont les barres 30M provenant de la semelle et remontant dans le fût, ainsi que les armatures 25M du fût. Ces armatures sont composées d'acier de type 400W et proviennent de l'entreprise Acier AGF. Les spécimens testés correspondent à des tronçons coupés sur les barres utilisées lors de l'essai afin d'obtenir les caractéristiques des barres propres à l'essai. Les barres choisies sont les barres les plus sollicitées, dont les barres instrumentées lors de l'essai. Les armatures sont testées par essai de traction conforme à l'ASTM-E8, et les tests sont réalisés à l'aide de la presse Instron du laboratoire de structures de Polytechnique Montréal. Un extensomètre est utilisé pour déterminer la déformation. Le montage est présenté sur la Figure 4.33.

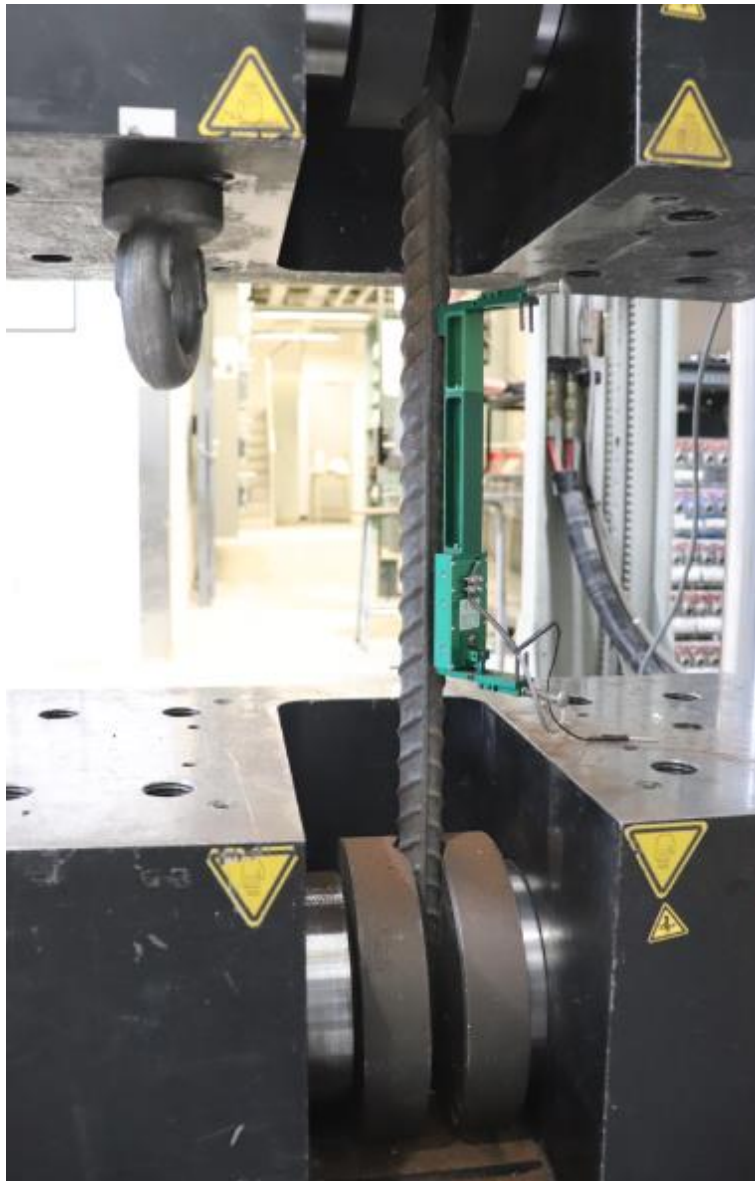


Figure 4.33 Essai de traction sur armature

Les résultats obtenus sont présentés sur la Figure 4.34 et la Figure 4.35, respectivement pour les barres 25M et 30M. La limite élastique respecte les exigences avec respectivement environ 440 MPa et 460 MPa, avec une contrainte ultime de 600 MPa.

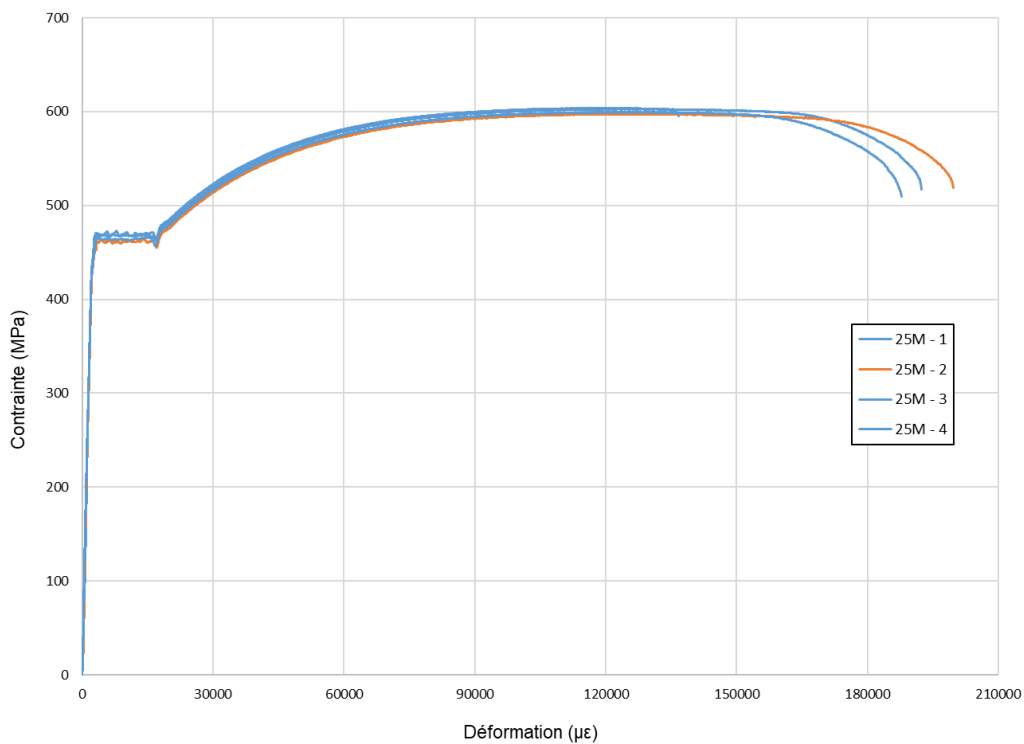


Figure 4.34 Courbes contrainte-déformation – armatures 25M

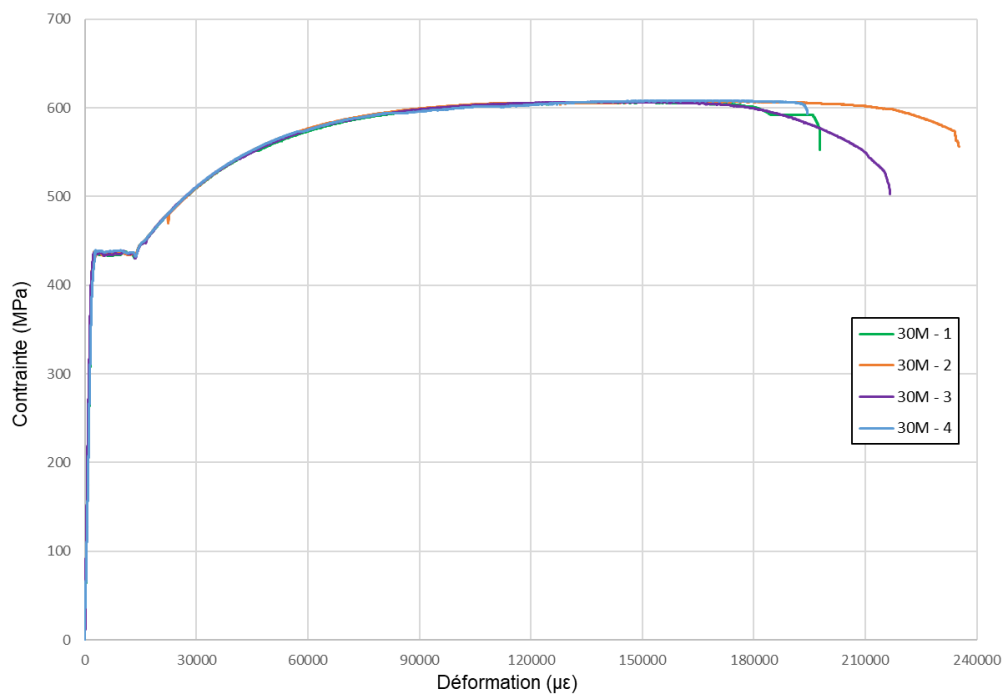


Figure 4.35 Courbes contrainte-déformation – armatures 30M

4.4 Instrumentation

Des jauges de déformation, des capteurs de type LVDT (Linear Variable Differential Transformer), ainsi qu'un système de corrélation d'images (SCI) sont utilisés afin de récupérer et analyser les résultats lors de l'essai. Aussi, un système de mesure du déplacement relatif est utilisé afin d'assurer un contrôle précis du déplacement horizontal lors de l'essai.

4.4.1 Jauges de déformations

4.4.1.1 Jauges sur armatures

Afin de visualiser l'évolution de la formation d'une rotule plastique au bon endroit dans le spécimen, des jauges de déformation sont installées sur différentes armatures afin de surveiller la plastification de ces dernières. Les jauges de déformations utilisées sont issues de la série FLAB-3-11. Les caractéristiques des jauges sont présentées dans le Tableau 4.9.

Tableau 4.9 Caractéristiques des jauges

Facteur de jauge	$2.09 \pm 1\%$
Longueur	3 mm
Résistance	$125 \pm 0.5 \Omega$
Sensibilité transversale	0.6%
Précision	1 μm
Plage de lecture	30 000 μm

L'installation des jauges passe par le collage sur une surface préparée préalablement comme présenté sur la Figure 4.36, puis par la protection afin que les jauges ne soient pas endommagées par le béton. Différents vernis, une pâte protectrice ainsi qu'un ruban adhésif en aluminium sont utilisés pour la protection, le résultat étant présenté sur la Figure 4.37.



Figure 4.36 Jauge collée - avant protection



Figure 4.37 Jauges collée – après protection

Un total de 20 jauges est installé, disposées sur deux armatures provenant de la semelle et deux du fût étant les plus sollicitées. L'emplacement de ces dernières est présenté sur la Figure 4.38.

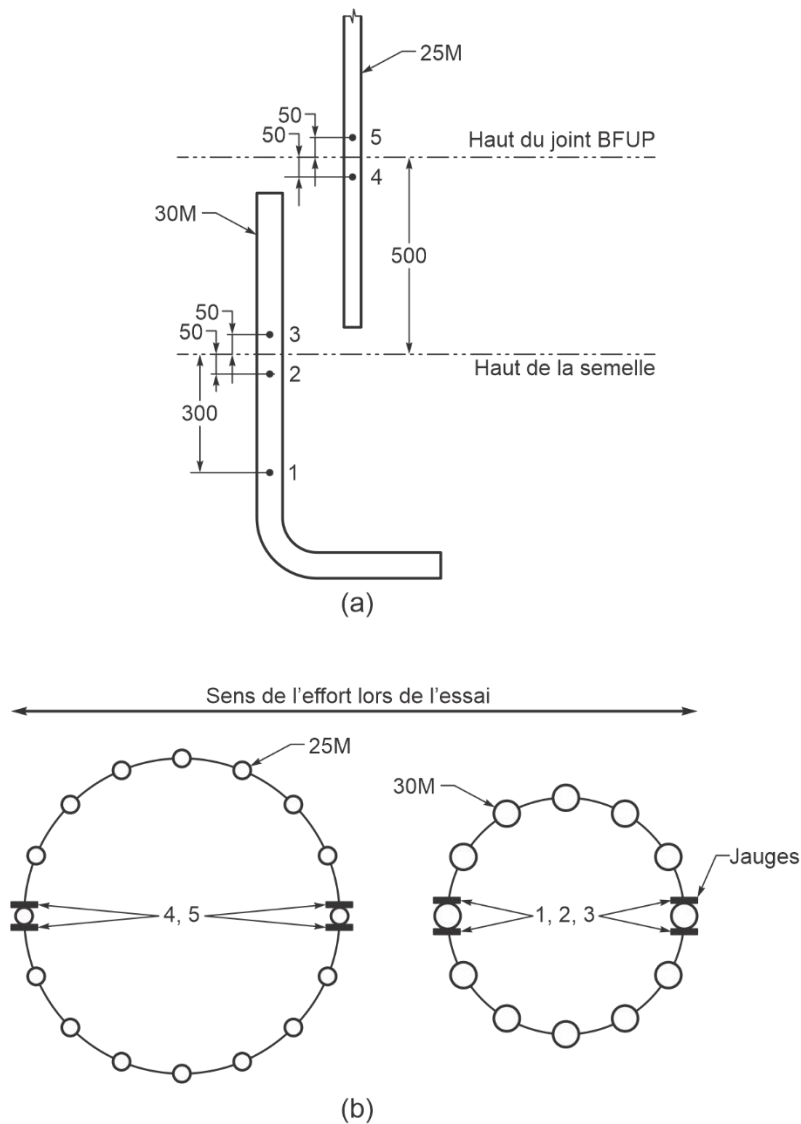


Figure 4.38 Disposition des jauges (a) et barres instrumentées (b) (P5)

Les jauges en position 1, 2 et 3 ont pour but de capter la plastification des armatures afin d'en tirer ultérieurement les niveaux de ductilité. La position 2 sert pour l'apparition de la plastification, la position 1 permet de mesurer la pénétration de la plastification et ainsi déterminer la longueur de la rotule plastique. La longueur de 300 mm correspond à la valeur résultante de $0.022f_y d_b$, cette équation étant issue de la littérature (voir section 2.2.2), donnant 297 mm pour une valeur $f_y = 450 \text{ MPa}$ et un diamètre de barre 30M. Les jauges en position 3 permettent de capter la progression de la plastification dans le joint en BFUP. Les jauges en position 4 et 5 permettent de contrôler le comportement des armatures autour de la fin du joint en BFUP. Elles permettent aussi de vérifier qu'il n'y a pas formation d'une seconde rotule plastique en haut du joint.

4.4.1.2 Jauges à béton

En plus des jauges de déformation sur les armatures, des jauges à béton sont installées en haut du joint, dans le béton normal ainsi que dans le BFUP. L'idéal aurait été d'installer ces jauges centrées dans la direction de l'effort de la colonne. Cependant, l'emplacement des portes lors de la coulée du joint rend cela impossible, les jauges sont alors disposées de part et d'autre des portes, tel que montré sur la Figure 4.39 et la Figure 4.40.

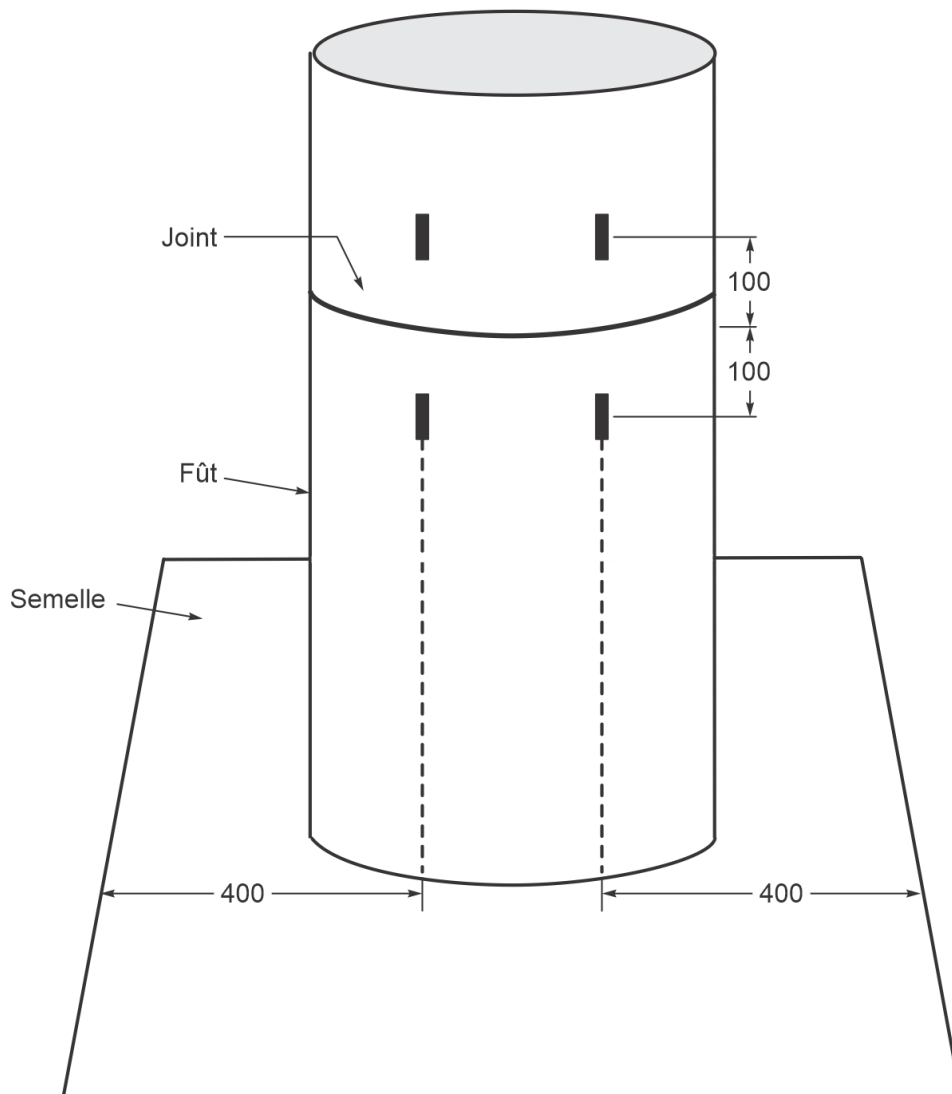


Figure 4.39 Disposition des jauges à béton – Schéma (P5)



Figure 4.40 Disposition des jauges à béton (P5)

La position des jauges n'est donc pas la plus optimale, mais positionnées ainsi le risque de décollement prématuré des jauges est minimisé. De plus, tant que la position des jauges est connue, les valeurs obtenues par ces dernières seront comparables à des points de mesure correspondant dans les modèles numériques. Ces jauges permettent de déterminer à quel moment le niveau de déformation critique du béton est atteint au niveau du joint.

4.4.2 LVDT

Des capteurs LVDT sont installés de part et d'autre de la colonne, le long du fût à partir de la semelle et sur une hauteur de 1.5m. Pour assurer des résultats comparables, la disposition est la même que celle utilisée par Philippe Darveau et Gabriel Lewis. La zone d'installation choisie

correspond à l'endroit où la courbure est la plus importante, la rotule plastique se formant sur le bas de la colonne.

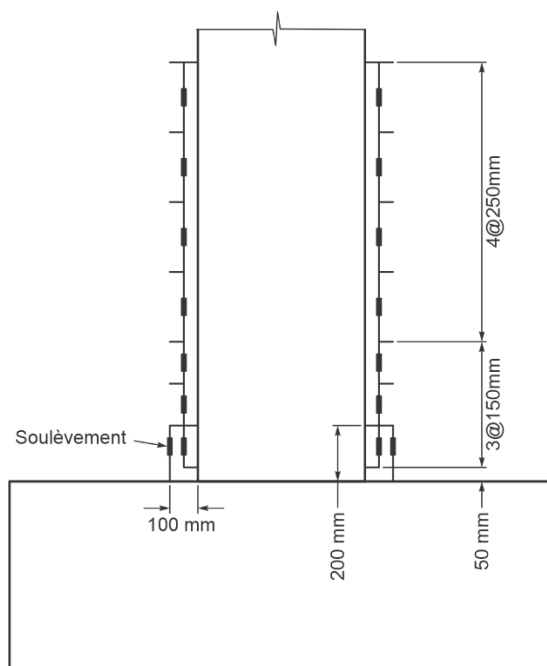


Figure 4.41 Disposition des LVDT

Ces capteurs permettent d'obtenir la courbure de la colonne. Ils ne sont cependant efficaces que jusqu'à un certain stade de l'essai : lorsque l'écaillage du béton est trop important, les capteurs se décollent et ne captent plus de données.

4.4.3 SCI

Afin de visualiser l'évolution de la colonne au niveau du joint tout au long de l'essai, un système de corrélation d'images (SCI) est installé de part et d'autre de la colonne. Une installation optimale aurait été de se mettre dans l'axe de l'effort, or les LVDT empêchent cette possibilité : le système est donc installé sur deux quarts de colonne opposés l'un de l'autre comme montré sur la Figure 4.42.



Figure 4.42 Système de corrélation d'images (P5)

L'utilisation de ce système nécessite de peindre la colonne en blanc et d'appliquer un mouchetis noir sur les zones analysées. Pour chacune des deux zones, une paire de caméras est nécessaire. Les deux caméras sont inclinées de 30 degrés l'une par rapport à l'autre, 15 degrés chacune par rapport à l'axe horizontal. Les caméras sont placées à 3 m du spécimen, cette distance

correspondant à deux fois la hauteur des zones analysées. Cette disposition est présentée sur la Figure 4.43, elle est propre aux lentilles des caméras utilisées lors de l'essai. Lors de l'essai, une photo est prise toutes les cinq secondes, le post-traitement réalisé à l'aide du logiciel VIC-3D consiste alors à un calcul des déplacements par comparaison des positions des différents points du mouchetis entre les photos. La précision de ce système est d'environ $40\text{ }\mu\text{m}$. Peuvent alors être obtenues les déformations, la courbure ainsi que l'ouverture de fissures.

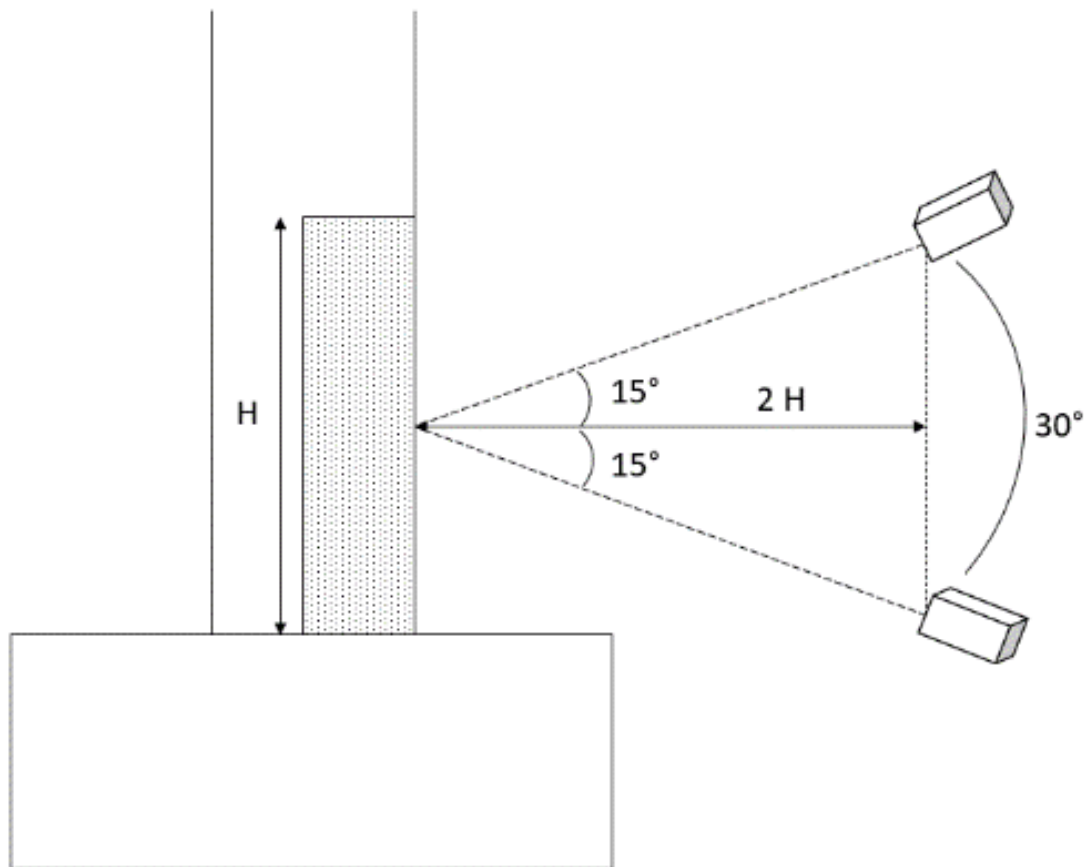


Figure 4.43 Dispositions pour le système de corrélation d'images

4.4.4 Mesure du déplacement relatif

Le système de chargement multiaxial 6DDL (six degrés de liberté) calcule directement les déplacements. Cependant les différents frottements et déformations au sein du mécanisme peuvent

introduire des erreurs sur ces calculs. Pour combler cela, un système de mesure du déplacement relatif est installé. Ce système est constitué de huit potentiomètres à câble, les câbles partant des quatre coins de la semelle tel que montré sur la Figure 4.44, et se rendant verticalement et diagonalement au niveau du chevêtre tel que montré sur la Figure 4.45. Les différents points de départ et d'arrivée des potentiomètres sont alors localisés dans l'espace à l'aide d'un numériseur 3D nécessitant l'installation de cible de manière continue entre les différents points à localiser, tel qu'illustré sur la Figure 4.46. La position initiale des différents points par rapport à un point de référence situé au centre du chevêtre est alors indiquée au système 6DDL, qui lors de l'essai peut alors par triangulation savoir à chaque instant la position exacte du spécimen. Le système établit alors un chargement selon ces déplacements relatifs plutôt que selon le déplacement absolu, s'assurant ainsi que le déplacement imposé est celui souhaité.



Figure 4.44 Mesure du déplacement relatif – instrumentation au bas de la colonne (P5)



Figure 4.45 Mesure du déplacement relatif – instrumentation en haut de la colonne (P5)



Figure 4.46 Cibles pour utilisation de la numérisation 3D

4.5 Montage de l'essai

L'essai est réalisé dans le système de chargement multiaxial à six degrés de liberté (6DDL) du laboratoire de structures de Polytechnique Montréal. Les vérins horizontaux ainsi que verticaux disposent de capacités amplement suffisantes pour l'essai en termes d'efforts. Cependant, le déplacement horizontal absolu est limité à 305 mm par l'allongement des vérins, élément qui aura son importance lors de l'essai, tel qu'expliqué dans la suite de ce mémoire. Le point de référence auquel le moment est nul est choisi au centre des barres traversant le chevêtre. Ce point est celui utilisé pour référencer les positions des potentiomètres à corde présentés précédemment.

Le spécimen est ancré dans la base du système à l'aide de quatre barres de type B7 traversant la dalle de fondation du laboratoire, sur lesquelles une force de 800 kN est appliquée. Pour le chevêtre, deux équerres montrées sur la Figure 4.47 sont utilisées. Les équerres sont reliées au chevêtre grâce à deux barres B7 le traversant, puis ces équerres sont reliées au plateau supérieur du système 6DDL à l'aide de dix barres B7 (cinq par équerre). Une force de traction de 800 kN est appliquée à toutes ces barres.



Figure 4.47 Équerres au niveau du chevêtre (P5)

Afin d'assurer un contact parfait entre le spécimen et le système 6DDL, des coulis sont réalisés au-dessous de la semelle et sur le dessus du chevêtre de la pile, entre cette dernière et le 6DDL. Au-dessous de la colonne, c'est un coulis cimentaire qui est réalisé tel que montré sur la Figure 4.48. La colonne est soulevée à l'aide du système 6DDL puis reposée sur le coulis pendant que celui-ci est encore frais.



Figure 4.48 Coulis cimentaire sous le spécimen P5

Pour le chevêtre, c'est un coulis plus fin de type « Dry-Stone » qui est utilisé, ce coulis étant très fin, suffisamment pour s'introduire entre le plateau et le dessus du chevêtre. Ce coulis est coulé par le dessus du plateau à l'aide d'un tube le traversant et se rendant jusqu'au-dessus du chevêtre. Le coulis ne se rend que sur le béton, les équerres dépassant légèrement au-dessus du haut du chevêtre, tel qu'il est possible de voir sur la Figure 4.49.



Figure 4.49 Équerres dépassant légèrement du dessus du chevêtre (P5)

Lors de la coulée de ce second coulis, un débordement a créé une poche de coulis montrée sur la Figure 4.50. Cette poche n'étant pas facilement retirable, le choix fut fait de la laisser en place afin de ne pas endommager le spécimen en tentant de la retirer. Cela n'a aucunement impacté l'essai. Le montage complet du spécimen dans le 6DDL est illustré sur la Figure 4.51 ci-dessous.



Figure 4.50 Poche de coulis (P5)

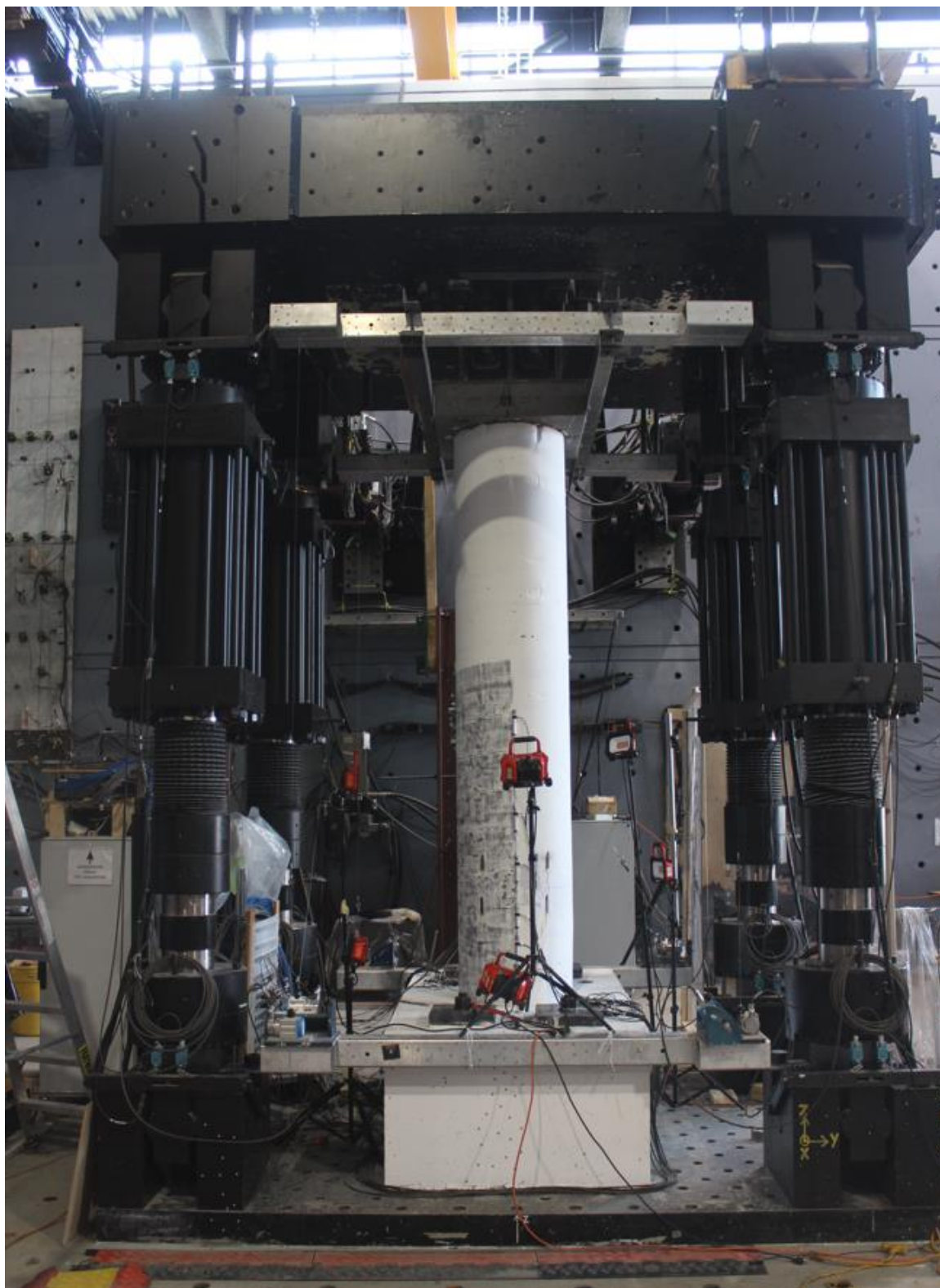


Figure 4.51 Montage complet pour le spécimen P5

4.6 Protocole de chargement

Le protocole d'essai est similaire à celui utilisé par Philippe Darveau et Gabriel Lewis. Ce protocole présenté sur la Figure 4.52 permet de reproduire les effets cycliques des séismes avec plusieurs cycles de faible intensité, mais aussi plusieurs avec de plus grands déplacements.

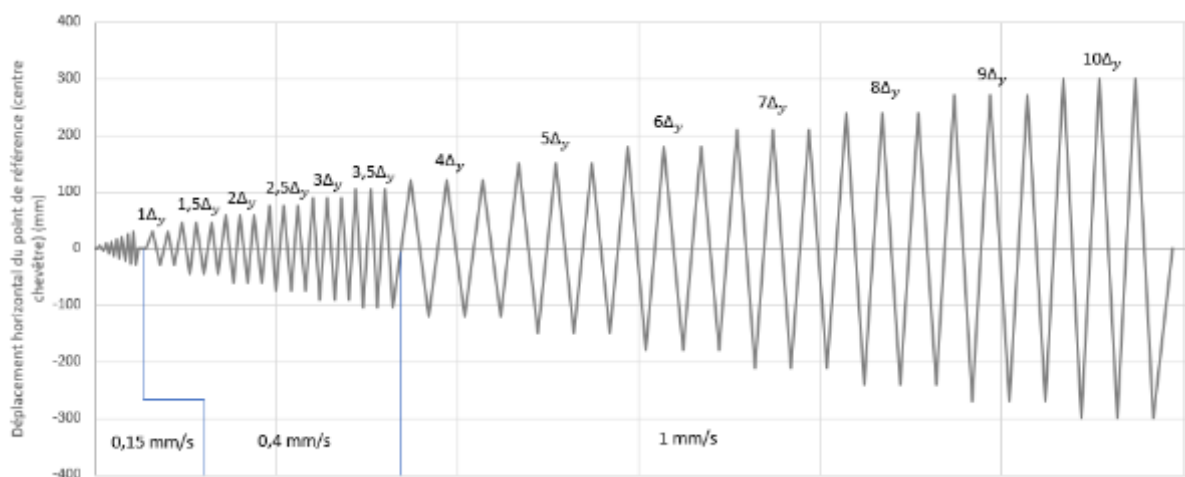


Figure 4.52 Protocole de chargement pour la pile P5

La phase de préchargement (0.15 mm/s) sert à déterminer Δ_y correspondant au déplacement pour lequel survient la plastification des armatures. Il s'agit alors de la limite élastique de la pile. Les cycles suivants sont alors réalisés en fonction de cette valeur de Δ_y . Le point de plastification est considéré atteint lorsque les armatures atteignent une déformation de 2200 micros-déformations, valeur caractéristique pour des aciers de résistance élastique 440 MPa. Cette valeur est celle lue à l'aide des différentes jauges de déformation placées sur les armatures les plus sollicitées. La valeur attendue après les analyses numériques se situe autour de 33 mm. Lors de l'essai, la valeur de Δ_y est approximée en prenant en compte la première plastification lorsque la colonne se déplace dans un sens puis dans l'autre sens. Expérimentalement, la valeur qui fut considérée est $\Delta_y = 30 \text{ mm}$, ce qui d'un côté est une bonne moyenne des déplacements obtenus à la plastification lors de l'essai. Cette valeur correspond également à celle qui fut prise lors des précédents essais, ce qui facilitera la comparaison des résultats entre les différents essais.

4.7 Résultats

Sont ici présentés les résultats obtenus lors de l'essai pour la colonne P5. Ils sont comparés aux résultats des essais précédents réalisés par Philippe Darveau (pile P1) et Gabriel Lewis (piles P2, P3 et P4).

4.7.1 Dégradation de la pile au cours de l'essai

4.7.1.1 Spécimen P5

Quelques légères fissures sont observables dès la phase de préchargement, au-dessus du joint de BFUP dans le béton normal. À ce stade, le soulèvement est à peine visible. Le patron de fissuration évolue peu jusqu'à $2\Delta_y$, mais un soulèvement est alors nettement visible. Jusqu'à $3\Delta_y$, la seule évolution nettement visible est l'augmentation progressive du soulèvement. Aussi, à ce stade, les capteurs de type LVDT sont perdus prématurément d'un côté de la colonne, cela étant dû au mauvais positionnement des portes lors de la coulée du joint en BFUP. En se rendant à 4 puis $5\Delta_y$, quelques nouvelles fissures apparaissent et celles déjà présentes s'ouvrent graduellement, mais ce de manière peu significative, contrairement au soulèvement qui lui augmente de manière significative. Aussi, rendu à ce point des fissures sont apparues dans la semelle. À un déplacement de $6\Delta_y$, une fissure plus importante prend forme au niveau du joint froid entre le BFUP et le béton normal en haut du joint. Après $7\Delta_y$, le béton au niveau du joint froid commence à être endommagé par la compression du béton normal sur le BFUP. Dès le premier cycle à $8\Delta_y$, l'endommagement du béton normal en haut du joint devient conséquent avec des détachements de béton de la colonne préfabriquée. Tout au long de l'essai, l'endommagement du béton n'est pas allé jusqu'à rendre visibles les armatures. À ce stade, le soulèvement a cessé d'accroître. Lors des cycles suivants à $8\Delta_y$, le béton normal au-dessus du joint continu à s'endommager alors que la semelle présente aussi des fissures plus conséquentes. Lorsque rendu à un déplacement de $9\Delta_y$, un seul cycle est réalisé. Un tel déplacement est possible dans une direction, mais pas dans l'autre, le système 6DDL ayant atteint sa limite en déplacement absolu à environ 255 mm (au lieu des 270 mm pour $9\Delta_y$). L'essai est alors arrêté à ce stade, sans pouvoir atteindre la rupture d'une des armatures. À la fin de l'essai, sont alors visibles un soulèvement important du fût par rapport à la semelle, un

endommagement du béton ordinaire au niveau du haut du joint, bien plus important du côté ouest. Les figures ci-dessous présentent le spécimen à différents stades de l'essai.



Figure 4.53 Pile P5 à l'issue du préchargement ($1\Delta_y$)

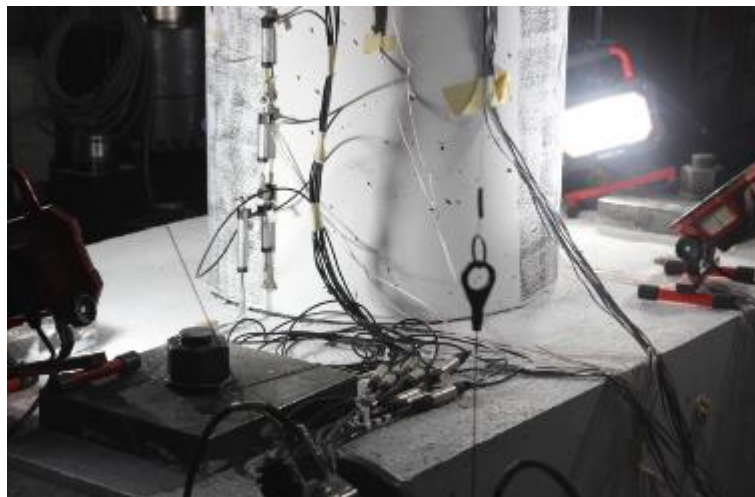


Figure 4.54 Pile P5 à $2\Delta_y$



Figure 4.55 Pile P5 à $3\Delta_y$

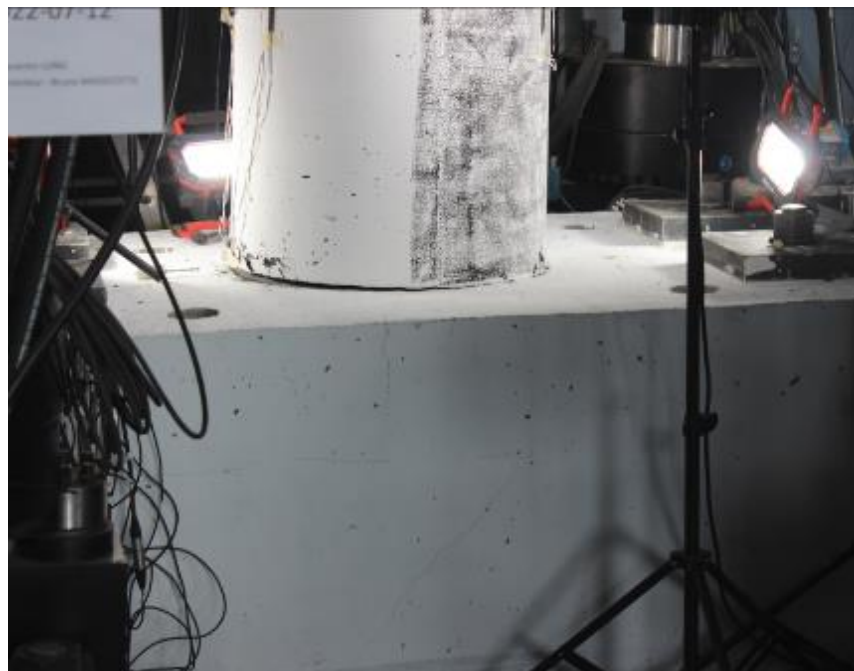


Figure 4.56 Pile P5 à $4\Delta_y$



Figure 4.57 Pile P5 à $5\Delta_y$

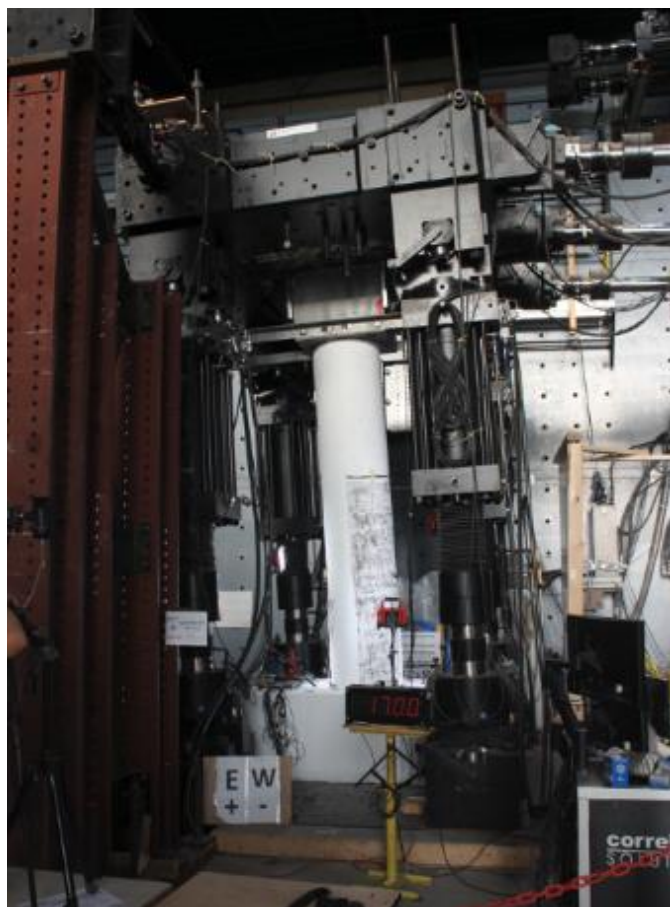


Figure 4.58 Pile P5 à $6\Delta_y$



Figure 4.59 Pile P5 à $7\Delta_y$

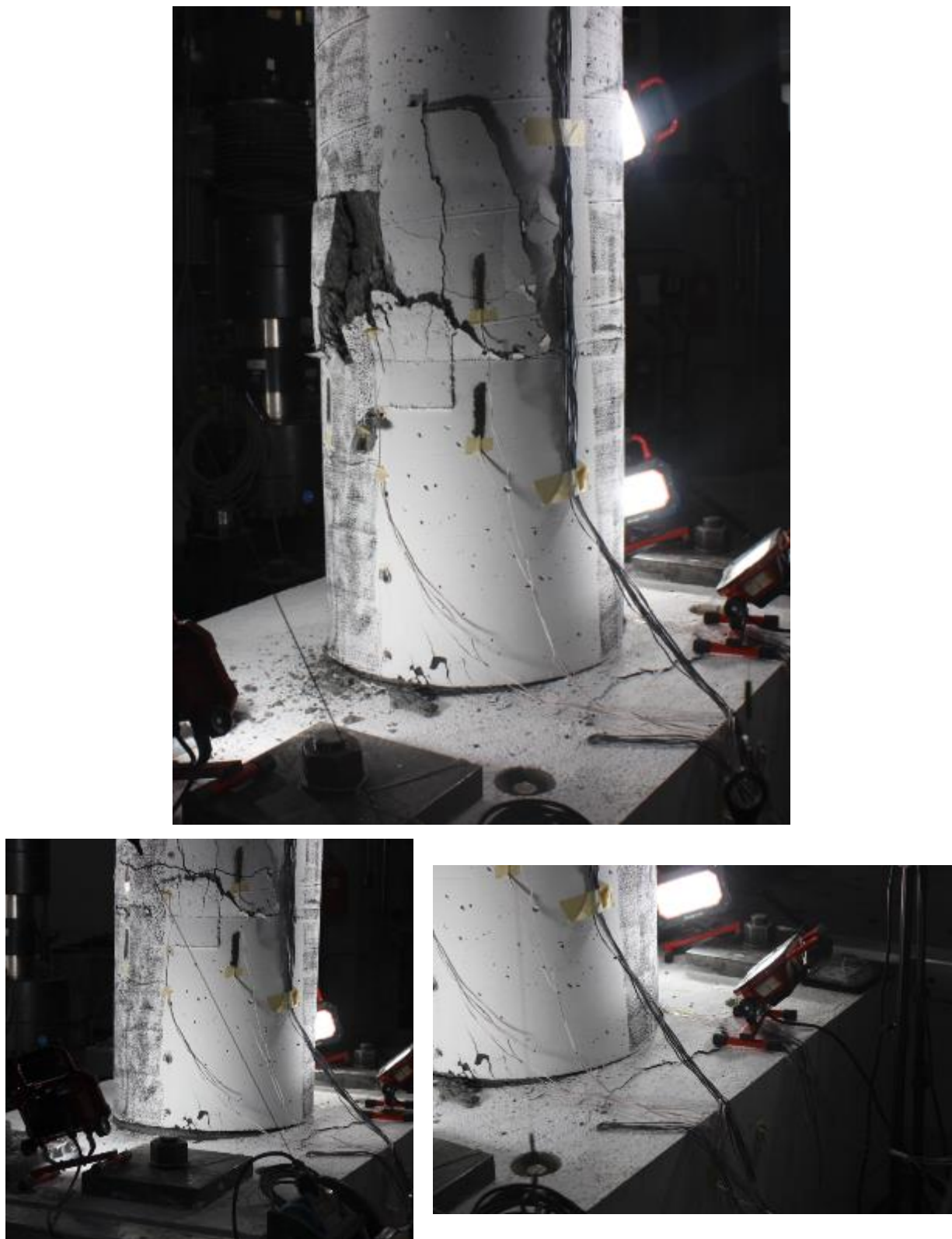


Figure 4.60 Pile P5 à $8\Delta_y$



Figure 4.61 Pile P5 à $9\Delta_y$

4.7.1.2 Sommaire

Le spécimen P5 testé présente un comportement bien meilleur que les spécimens testés jusqu'à présent. Tous les phénomènes de dégradation apparaissent plus tardivement. Le soulèvement important ainsi que la dégradation tardive en haut du joint montrent que la rotation de la colonne a bien lieu en bas du joint tel que désiré. Cependant, vers la fin de l'essai, on remarque qu'une rotule plastique est bel et bien apparue en haut du joint : malheureusement la limitation en déplacement du 6DDL n'a pas permis de savoir à quel niveau la rupture aurait eu lieu. Tenant compte de l'évolution au cours de l'essai, une rupture en bas du joint aurait été attendue, cependant la dégradation du béton normal en haut du joint, entraînant une diminution de la section avec le détachement de béton, aurait pu rendre critique cette seconde rotule plastique non désirée. Toutefois, le résultat obtenu pour la pile P5 est tout à fait satisfaisant, avec des dégradations minimales mêmes pour des déplacements relativement importants de l'ordre de $6\Delta_y$ (180 mm), des déplacements qui ne seraient même pas atteints pour des séismes typiques des zones étudiées. Le Tableau 4.10 reprend l'évolution des dégradations lors des essais des différents spécimens testés. On observe que toutes les piles préfabriquées avec joint en BFUP présentent un meilleur comportement que la pile de référence, la performance de la pile P5 étant la meilleure.

Tableau 4.10 Évolution des dégradations pour les différentes piles testées

Phénomène de dégradation	R	P1	P2	P3	P4	P5
Fissuration à la jonction colonne-semelle	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0
Fissuration du béton hors de zone en BFUP	N.A	2.5	3.0	3.0	2.5	5.0
Plastification des armatures ancrées dans la semelle	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Plastification des armatures en haut du joint de BFUP	N.A	2.0	2.0	1.0	1.0	2.0
Écrasement localisé du béton (à la base ou en haut du joint)	2.5	3.0	4.0	3.5	3.0	6.0
Écaillage important du béton (à la base ou en haut du joint)	3.0	3.5	5.0	4.0	4.0	7.0
Flambement des armatures (à la base ou en haut du joint)	6.0	N.A	6.0	5.0	5.0	N.A
Rupture des armatures à la base de la colonne	7.0	7.0	N.A	N.A	N.A	N.A
Rupture des armatures en haut du joint	N.A	N.A	7.0	6.0	6.0	N.A

Valeurs exprimées en multiples de Δ_y

4.7.2 Courbes hystérétiques

4.7.2.1 Analyse des courbes

Les courbes hystérétiques sont ici présentées en force-déplacement ainsi qu'en moment-déplacement. La force correspond alors à l'effort tranchant tandis que le moment correspond au moment à la base de la colonne, prenant en compte les effets P-Delta présentés précédemment. Les courbes obtenues sont comparées à celles obtenues pour les spécimens testés précédemment. Pour des informations plus précises sur ces résultats, le lecteur est invité à consulter le mémoire de Philippe Darveau pour les spécimens de référence et P1, ainsi que le mémoire de Gabriel Lewis pour les spécimens P2, P3 et P4. Bien que l'essai pour le spécimen P5 n'ait pas pu aller jusqu'à la rupture, les résultats sont tout à fait comparables aux essais antérieurs, les déplacements atteints étant nettement supérieurs à ceux des essais précédents. La Figure 4.62 présente la courbe force-déplacement obtenue pour le spécimen P5, tandis que la Figure 4.63 présente cette même courbe, en comparaison à celle obtenue pour la pile de référence.

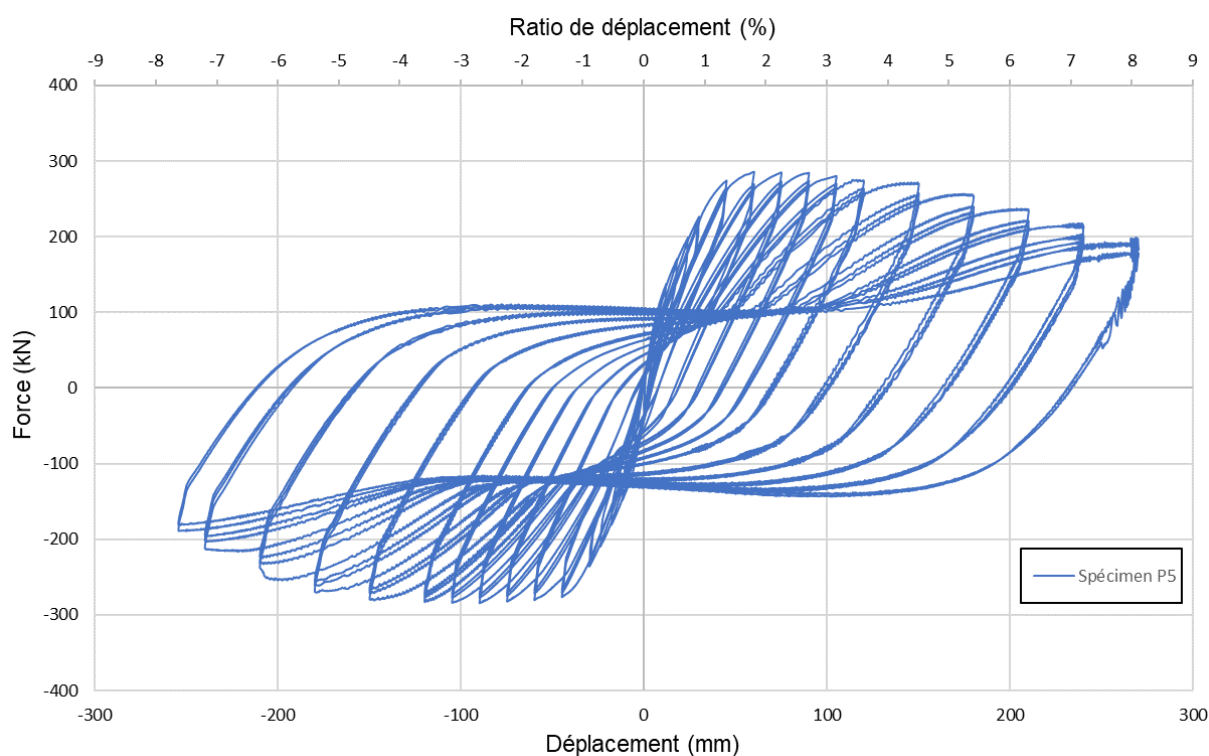


Figure 4.62 Courbe force-déplacement pile P5

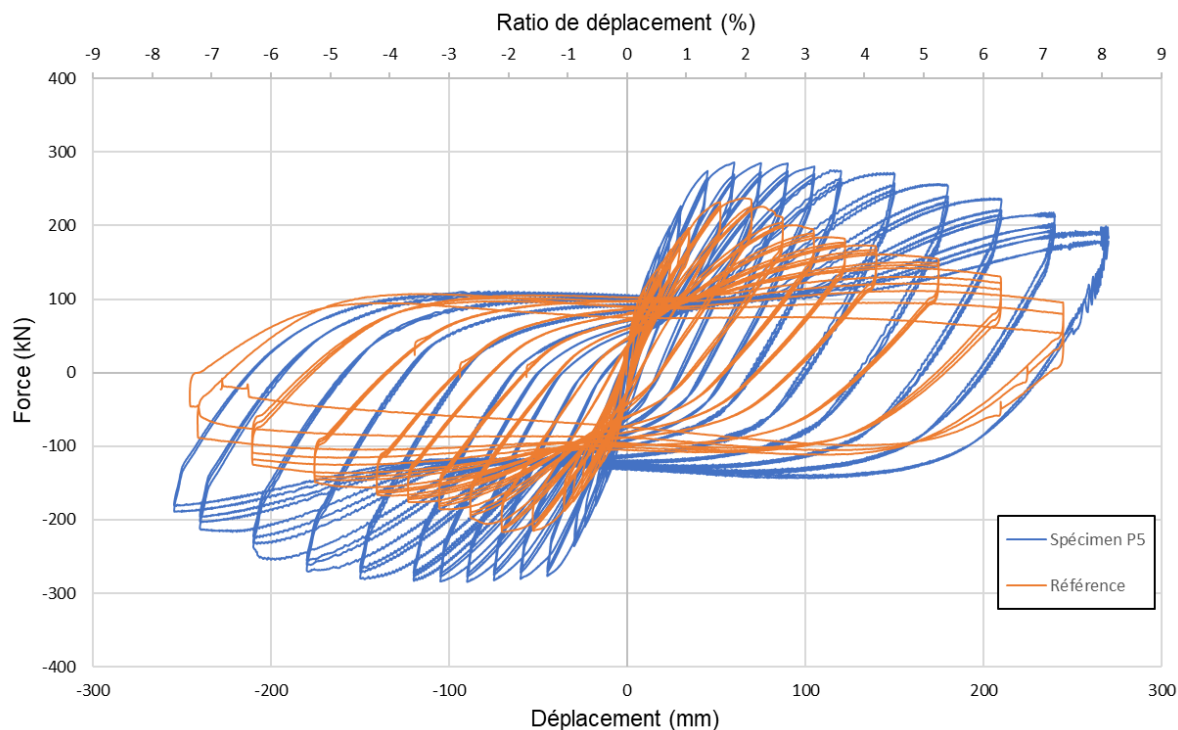


Figure 4.63 Courbe force déplacement de la pile P5 et de la pile de référence

L'effort tranchant atteint pour le spécimen P5 avoisine les 275 kN, cela dès $1.5\Delta_y$, ce plateau étant conservé jusqu'à $5\Delta_y$ sur le graphique force déplacement. Après $5\Delta_y$, une perte de charge semble apparaître, mais en réalité celle-ci est due aux effets P-Delta qui deviennent de plus en plus importants avec l'accroissement du déplacement. En s'intéressant plutôt à la Figure 4.65 présentant les résultats sous forme du moment en fonction du déplacement, on constate que la perte de charge n'a pas lieu si tôt. En réalité la perte de charge survient pour un déplacement plus proche de $7\Delta_y$, cet instant correspondant au moment où le béton en haut du joint est dégradé, suivie de l'initiation de la perte de l'enrobage. Par comparaison avec la pile de référence, on voit l'intérêt de la pile préfabriquée : la résistance est accrue, mais surtout il y a la présence du plateau maintenu à l'effort maximal, cela étant dû à la création de la rotule plastique à la base de la colonne qui subit peu de dégradation.

La Figure 4.64 et la Figure 4.65 ci-dessous reprenant les résultats de tous les tests réalisés montrent clairement la performance de la pile P5 : augmentation de l'effort maximal, plateau significativement plus long, déplacement ultime, plus grand même sans être parvenu à la rupture du spécimen. Lorsque les autres spécimens arrivent à la rupture, le spécimen P5 commence seulement à subir une perte de charge.

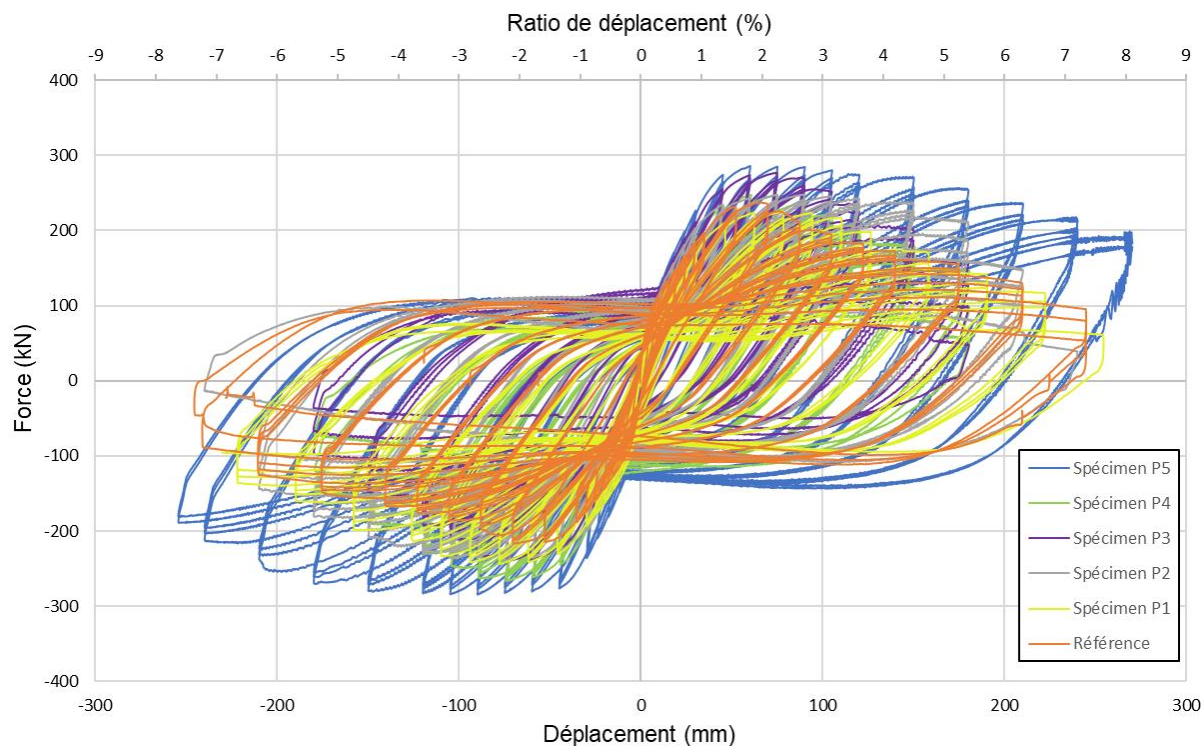


Figure 4.64 Courbes force déplacement des spécimens testés

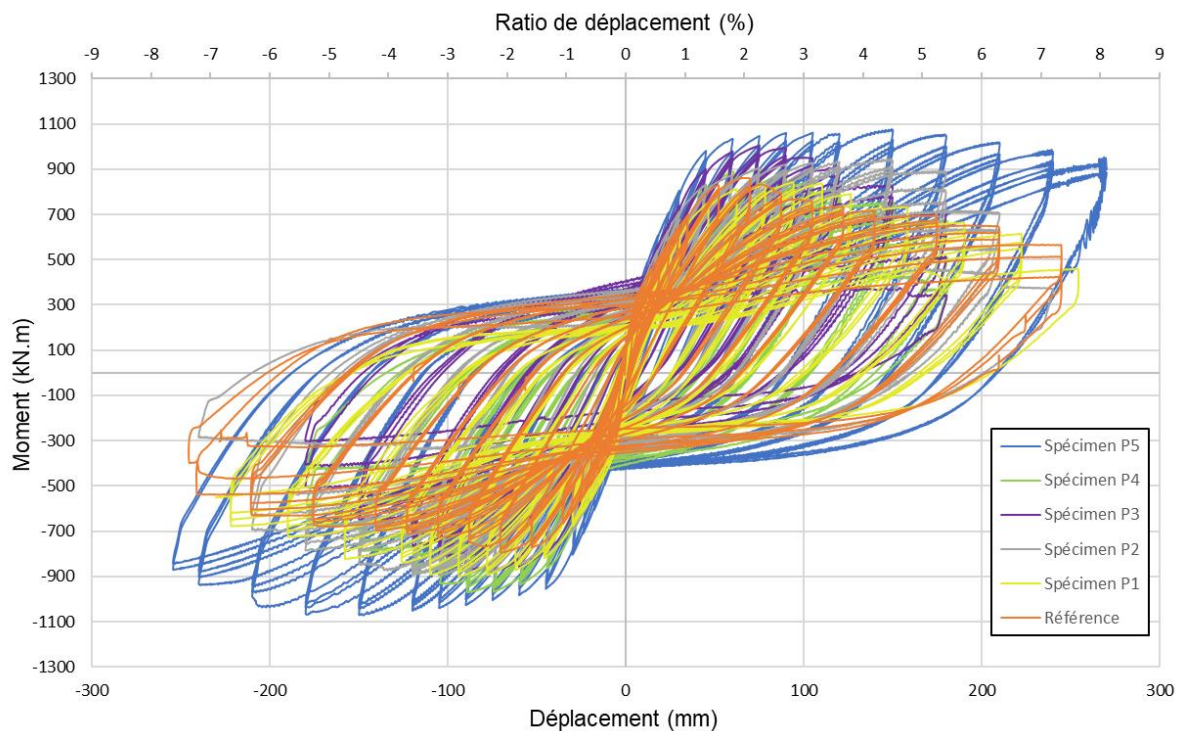


Figure 4.65 Courbes moment-déplacement des spécimens testés

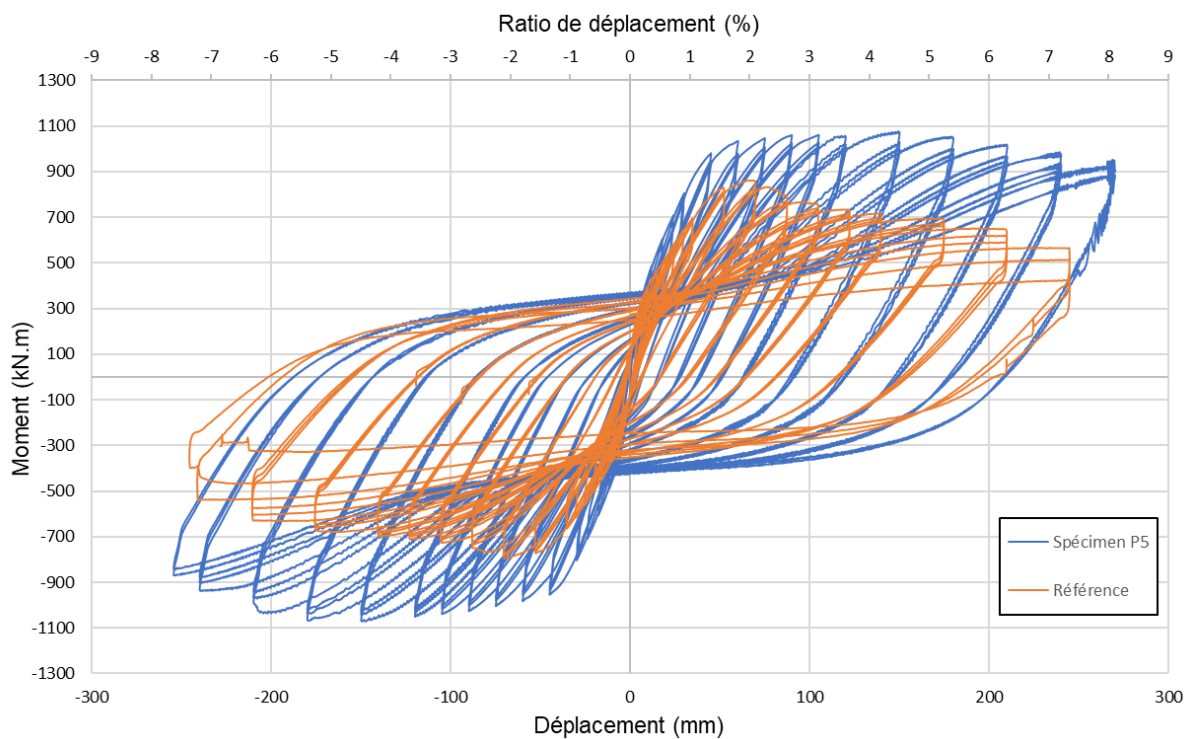


Figure 4.66 Courbes moment-déplacement de la pile P5 et de la pile de référence

4.7.2.2 Dissipation de l'énergie

Par calcul de la moyenne de l'aire sous les boucles lors des différents cycles, l'énergie dissipée peut être déterminée, cette énergie étant essentiellement dissipée au sein de la rotule plastique, puis sur le reste de la colonne. La Figure 4.67 présente, pour chaque cycle, la dissipation de l'énergie pour le spécimen P5 en comparaison avec le spécimen de référence. La Figure 4.68 compare quant à elle les résultats pour tous les essais.

Jusqu'à un déplacement de $1.5\Delta_y$ (45 mm), l'énergie dissipée pour le spécimen P5 est la même que pour le spécimen de référence, elle est d'ailleurs identique pour tous les spécimens testés. Par la suite et jusqu'à environ $4\Delta_y$ (120 mm), l'énergie dissipée est légèrement supérieure pour le spécimen P5, mais reste très proche de celle de la pile de référence. L'écart semble par la suite croître en faveur du spécimen P5 pour des déplacements plus grands.

Pour les spécimens P2 à P4, des points d'inflexion à partir desquels l'énergie dissipée croît de moins en moins sont observés. Ces points d'inflexion sont directement liés à la création d'une deuxième rotule plastique en haut du joint qui a pu être observée pour ces trois essais. L'énergie est alors dissipée dans la rotule plastique en haut du joint au lieu de la rotule plastique au niveau de la semelle, et ce de manière moindre puisque le bras de levier est réduit en haut du joint en comparaison avec celui au niveau de la semelle, d'où l'augmentation réduite de l'énergie dissipée (Lewis, 2021). Il est alors intéressant de constater que jusqu'au déplacement considéré ici la courbe pour le spécimen P5 ne comporte pas de point d'inflexion, ce qui voudrait alors dire que la rotule plastique créée au niveau de la semelle est restée la plus critique, ce qui est souhaité. Somme toute, les spécimens préfabriqués montrent une efficacité supérieure avec un joint en BFUP d'une longueur supérieure. En effet, le spécimen P1 avec un joint plus court possède une dissipation d'énergie inférieure au spécimen de référence. Il convient toutefois de noter que ce spécimen avait été conçu afin de présenter une performance acceptable pour des déplacements correspondant à un ratio de déplacement de l'ordre de 3%, soit environ 100 mm, déplacement pour lequel la performance du spécimen P1 est comparable au spécimen de référence.

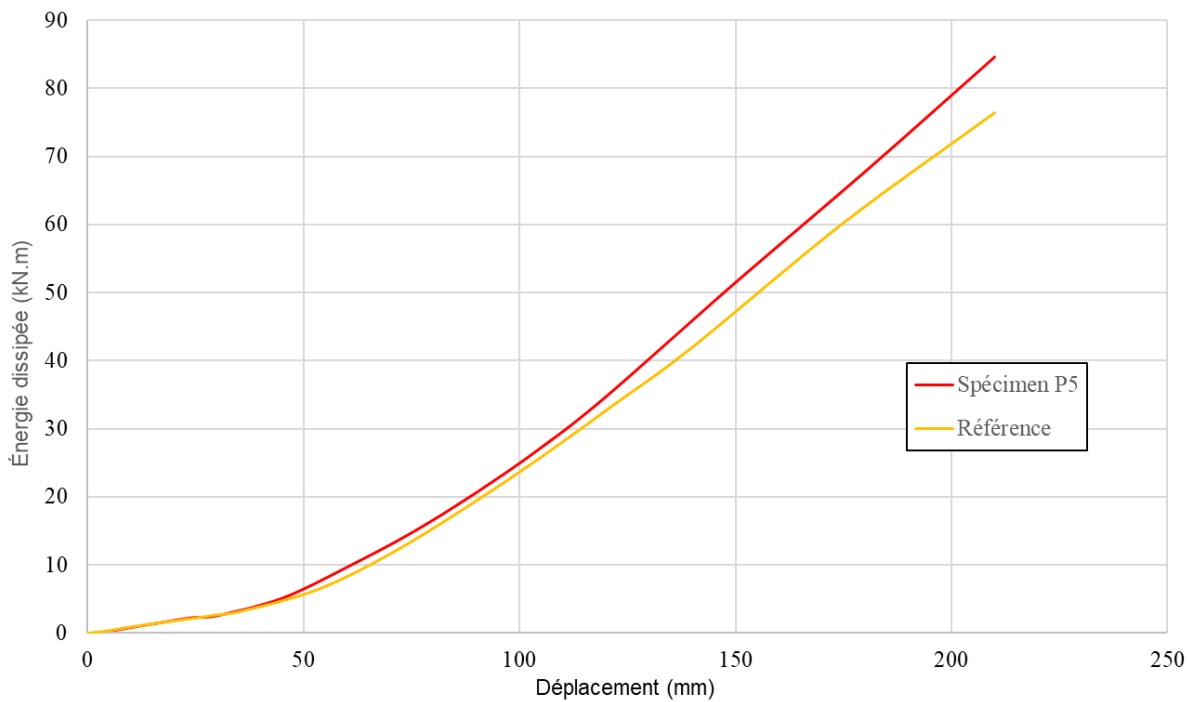


Figure 4.67 Dissipation de l'énergie pour la pile P5 et la pile de référence

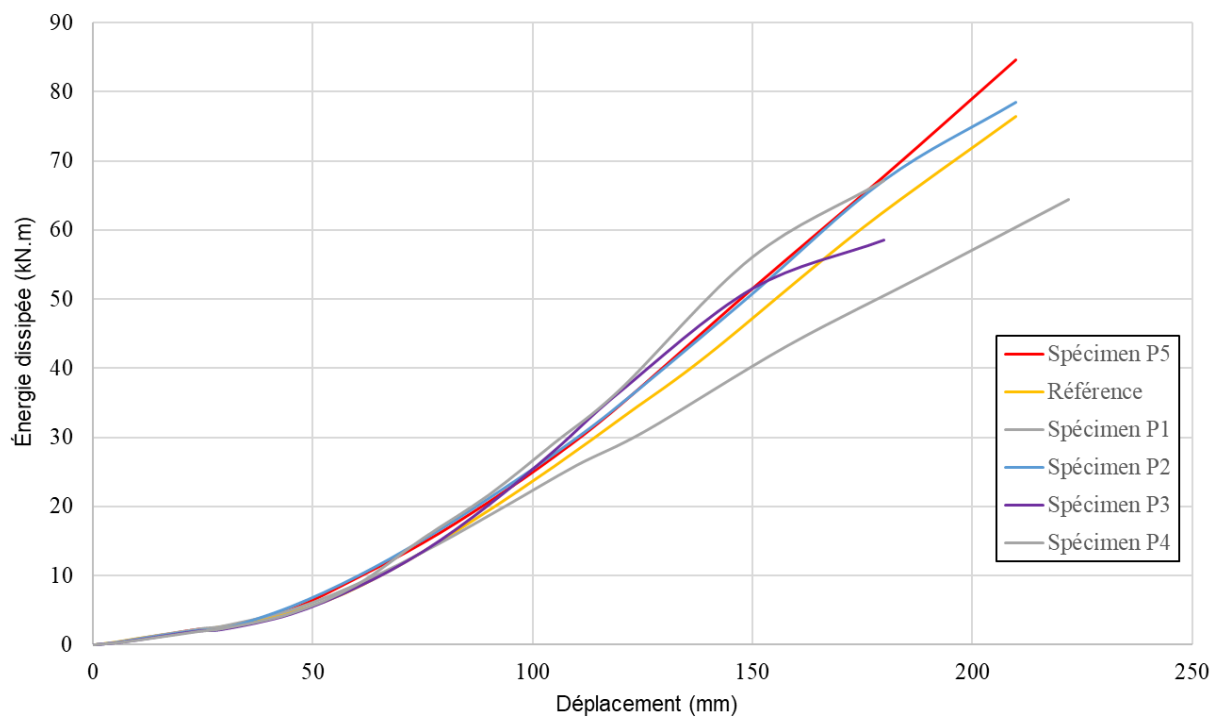


Figure 4.68 Dissipation de l'énergie pour tous les spécimens testés

4.7.2.3 Déplacements résiduels

Le déplacement résiduel est un critère de performance important après un séisme. Il correspond au déplacement lorsque l'effort appliqué sur la colonne passe par la valeur nulle lors des changements de direction, la valeur retenue étant la moyenne des valeurs obtenues pour les deux directions lors des derniers cycles. Le déplacement résiduel est exprimé par un pourcentage en fonction de la hauteur à laquelle l'effort est appliqué par rapport au bas de la colonne. Cela permet d'avoir un résultat comparable pour des piles de hauteurs différentes. Le Tableau 4.11 ci-dessous montre les déplacements résiduels obtenus lors des différents essais, à différents stades de déplacements.

Pour des petits déplacements, jusqu'à un ratio de ductilité de 2, les déplacements résiduels sont moindres pour les piles préfabriquées. Cependant, pour des ratios de ductilité intermédiaires (3 à 6), les déplacements résiduels pour les piles préfabriquées sont relativement proches de ceux obtenus pour la pile de référence. Pour des déplacements plus grands, la pile P5 est visiblement la plus performante, conservant les déplacements résiduels les plus faibles. Il convient de noter que lors d'un séisme réel, des cycles d'amplitude moindre que la valeur maximale peuvent contribuer à recentrer la pile contrairement aux essais où les cycles maximums surviennent à la fin.

Tableau 4.11 Déplacements résiduels des spécimens testés

Spécimen	$1\Delta_y$	$2\Delta_y$	$3\Delta_y$	$4\Delta_y$	$5\Delta_y$	$6\Delta_y$	$7\Delta_y$	$8\Delta_y$
Référence	0.10%	0.60%	1.0%	2.0%	2.8%	4.6%	5.4%	N.A
P1	0.07%	0.4%	1.0%	2.0%	3.3%	4.5%	5.7%	N.A
P2	0.09%	0.53%	1.3%	2.1%	3.0%	4.0%	5.4%	N.A
P3	0.1%	0.37%	1.1%	2.1%	3.2%	4.5%	N.A	N.A
P4	0.09%	0.37%	1.1%	2.5%	3.3%	4.8%	N.A	N.A
P5	0.1%	0.44%	1.0%	1.9%	2.7%	3.8%	4.6%	5.8%

4.7.2.4 Retour élastique

Toujours à partir de la courbe hystérétique, d'une manière proche de celle pour les déplacements résiduels, il est possible de déterminer le retour élastique du spécimen. Tel que montré sur la Figure 4.69, il suffit de soustraire la valeur du déplacement résiduel au déplacement maximum atteint pour le cycle.

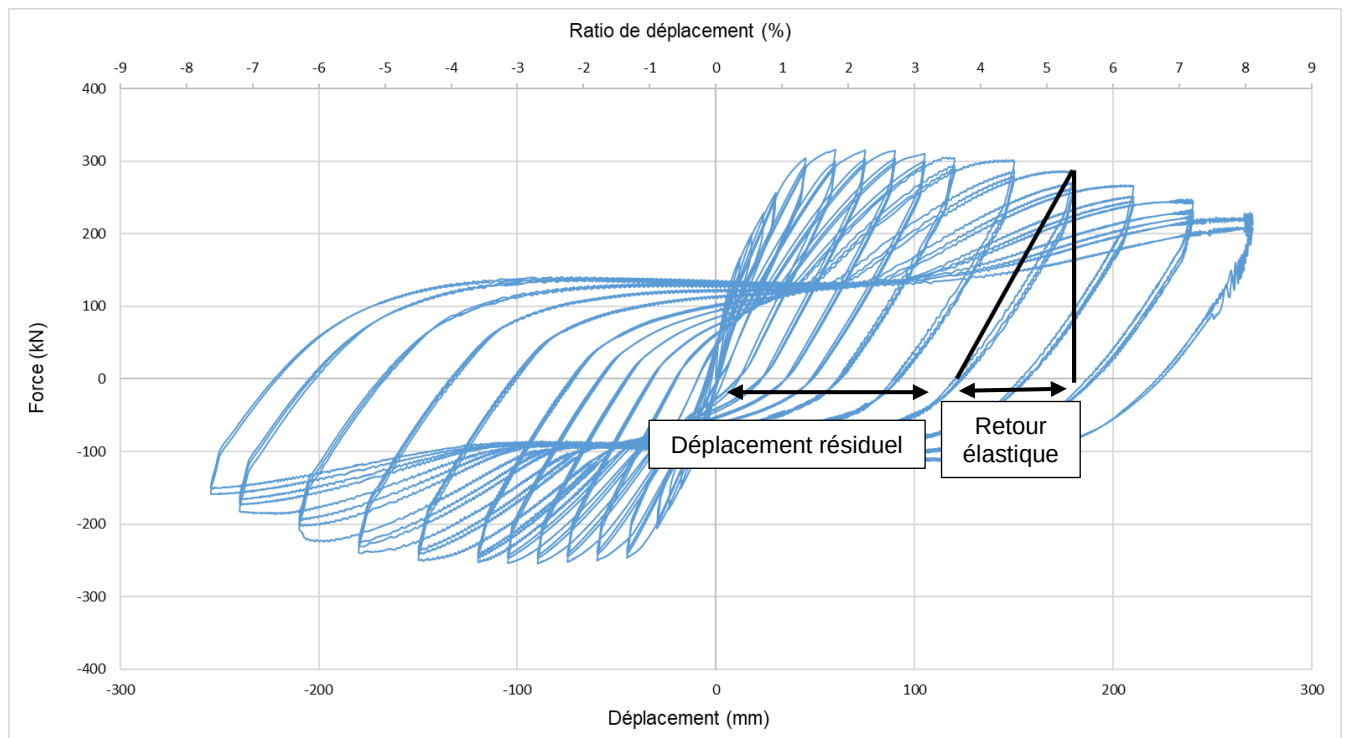


Figure 4.69 Retour élastique

La Figure 4.70 montre alors le retour élastique pour les différents spécimens pour les ratios de déplacement atteints. Les résultats obtenus concordent alors bien avec les valeurs de déplacements résiduels obtenus précédemment. En effet, les deux sont directement liés : plus le déplacement résiduel est important, plus le retour élastique est faible, et inversement. Ainsi, pour de faibles déplacements les différents spécimens ont un comportement similaire jusqu'à $2\Delta_y$, au bout de 3 à $4\Delta_y$, les piles préfabriquées présentent un meilleur comportement que le spécimen de référence ; pour de grands déplacements le spécimen P5 présente une performe nettement supérieure à celles des autres spécimens, l'intégrité de la colonne étant conservée plus longtemps, pour de plus grands déplacements, permettant ainsi de conserver un retour élastique plus important.

L'allure globale des courbes est la même pour tous les spécimens, à savoir une augmentation du retour élastique jusqu'à un maximum, avant de chuter avec l'augmentation des résidus de déplacements plastiques. Le pic est alors atteint le plus tardivement pour la colonne P5, l'endommagement étant le plus tardif pour celle-ci. Cela est aussi aidé par la présence de gaine sur les armatures, facilitant le retour élastique.

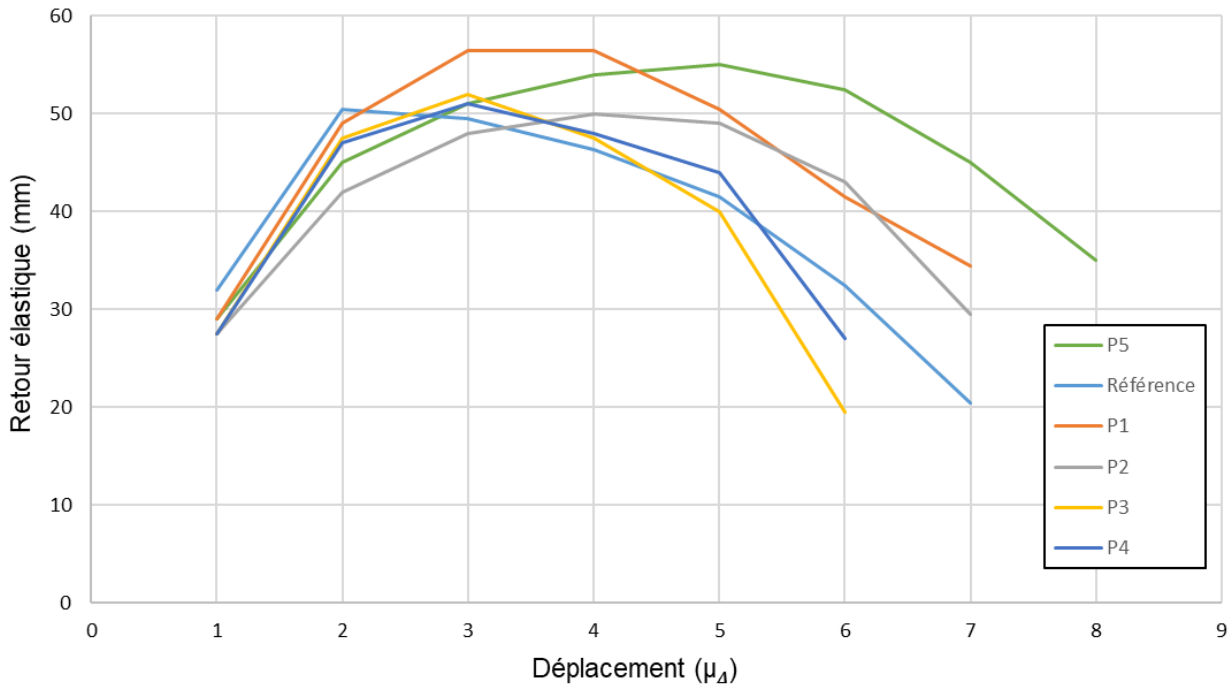


Figure 4.70 Retour élastique pour les spécimens testés

4.7.3 Courbure

La courbure est définie comme le taux de changement de la rotation à une section. Expérimentalement, deux outils permettent de déterminer l'évolution de la courbure au cours de l'essai : les potentiomètres LVDT ainsi que le système de corrélation d'image (SCI).

4.7.3.1 LVDT

Dans un premier temps, les LVDT permettent de déterminer la courbure à l'aide du calcul suivant :

$$\varphi_i = \frac{\Delta_{i,ouest} - \Delta_{i,est}}{h_i l_i} \quad (4.1)$$

avec Δ_i : Allongement du potentiomètre i

h_i : Distance horizontale entre le potentiomètre i à l'est et le potentiomètre correspondant à l'ouest

l_i : Longueur de mesure du potentiomètre i.

L'inconvénient des LVDT est que lorsque le béton est endommagé, les capteurs se décollent et doivent être retirés afin de ne pas les endommager. Ainsi, il n'y a pas ici de données exploitables pour des déplacements supérieurs à $3\Delta_y$. Les résultats obtenus sont alors présentés sur la Figure 4.71.

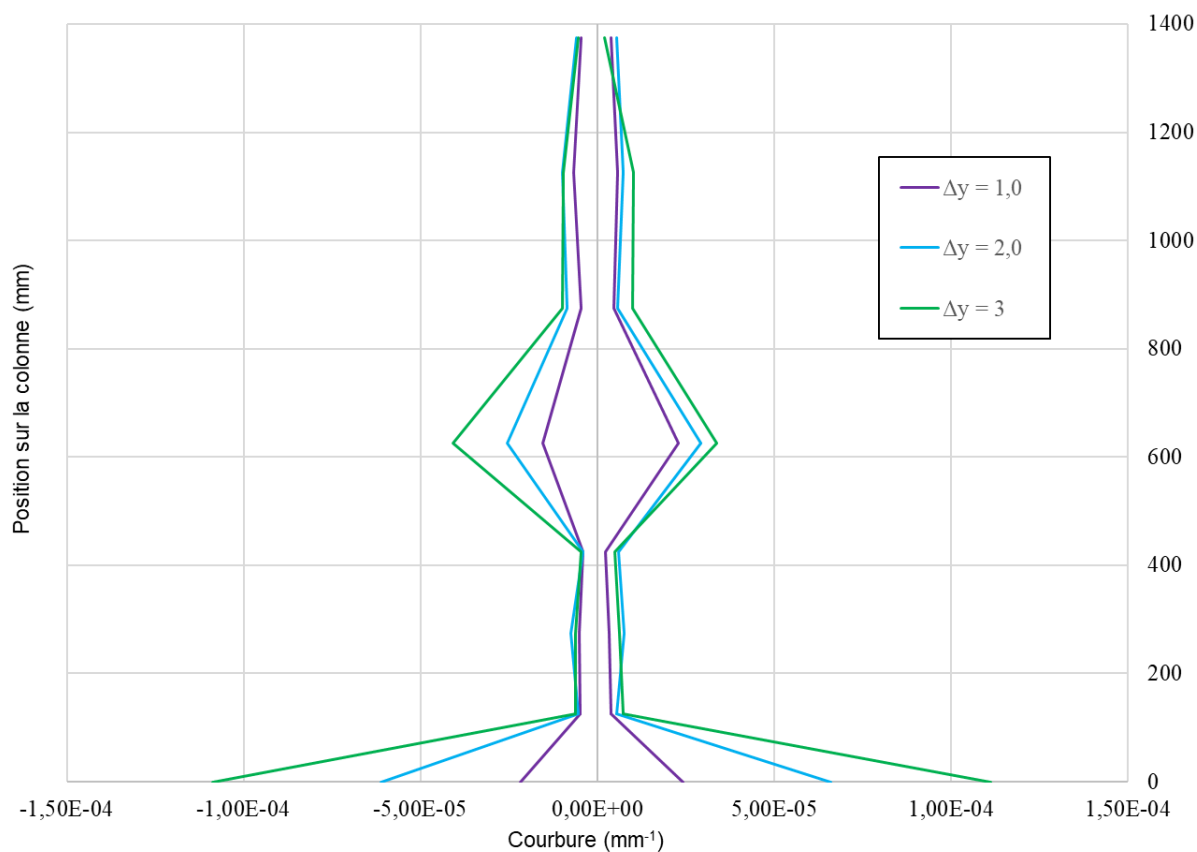


Figure 4.71 Courbure de la pile P5 (LVDT)

Les zones possédant les courbures les plus grandes sont celles correspondant aux zones pour lesquelles les rotules plastiques se sont créées (au bas de la colonne au niveau de la semelle ainsi qu'en haut du joint en BFUP plus tardivement au cours de l'essai). Pour les déplacements pour lesquels les capteurs sont restés collés à la colonne, la courbure en bas de la colonne reste amplement supérieure à la courbure en haut du joint : pour les déplacements correspondants, la rotule plastique créée en bas du joint est donc plus critique que celle créée en haut du joint. Malheureusement, l'endommagement du béton, et donc la perte des capteurs, ne permet alors pas de savoir si au cours de l'essai la courbure devient plus importante en haut du joint par rapport à la courbure en bas.

4.7.3.2 SCI

Le système de corrélation d'images permet, à l'aide de potentiomètres fictifs ajoutés en post-traitement, de déterminer aussi la courbure. Les potentiomètres fictifs utilisés sont présentés sur la Figure 4.72 à l'ouest et à l'est.

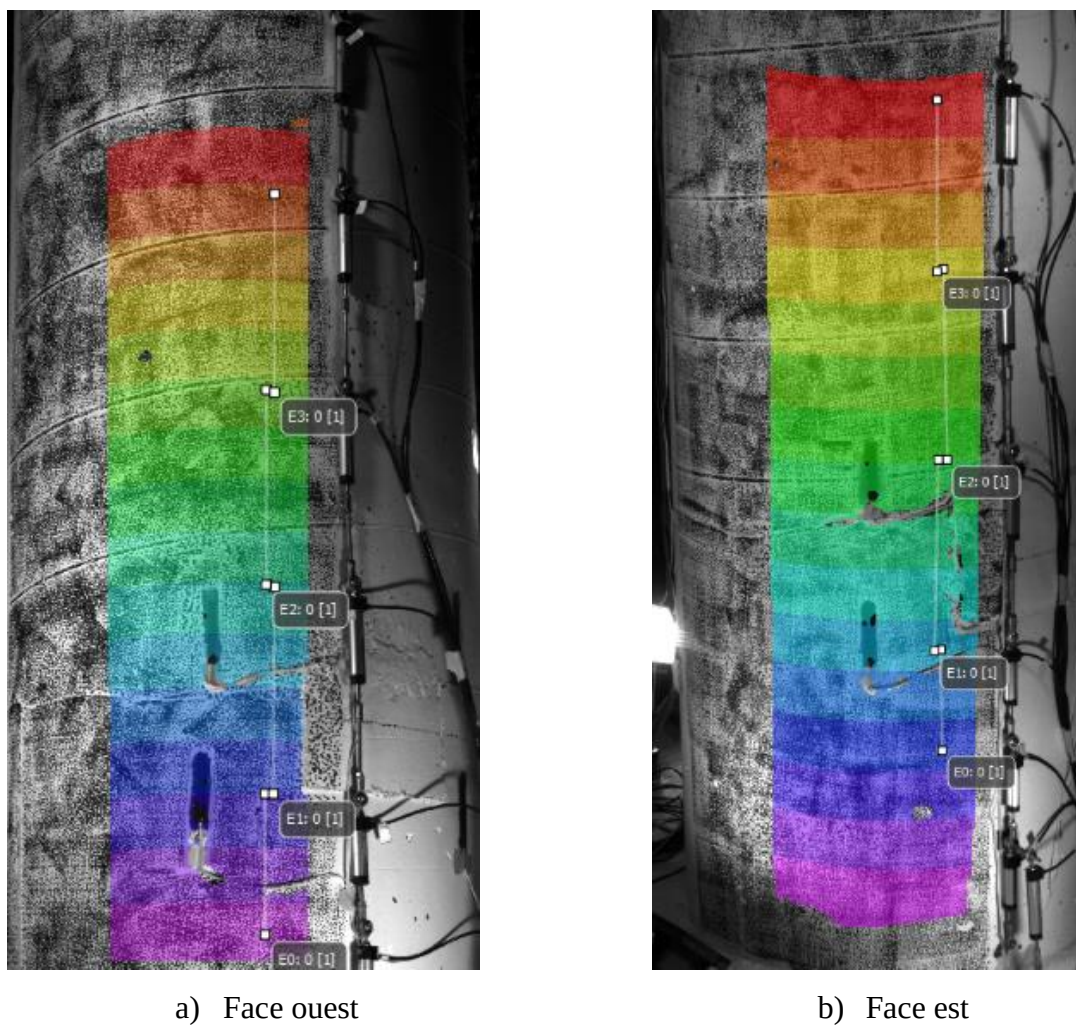


Figure 4.72 Potentiomètres fictifs

Les images obtenues ne permettent pas de placer autant de potentiomètres fictifs que le nombre de capteurs réellement utilisés lors de l'essai. Les résultats obtenus sont alors présentés sur la Figure 4.73 puis comparés aux résultats précédent sur la Figure 4.74.

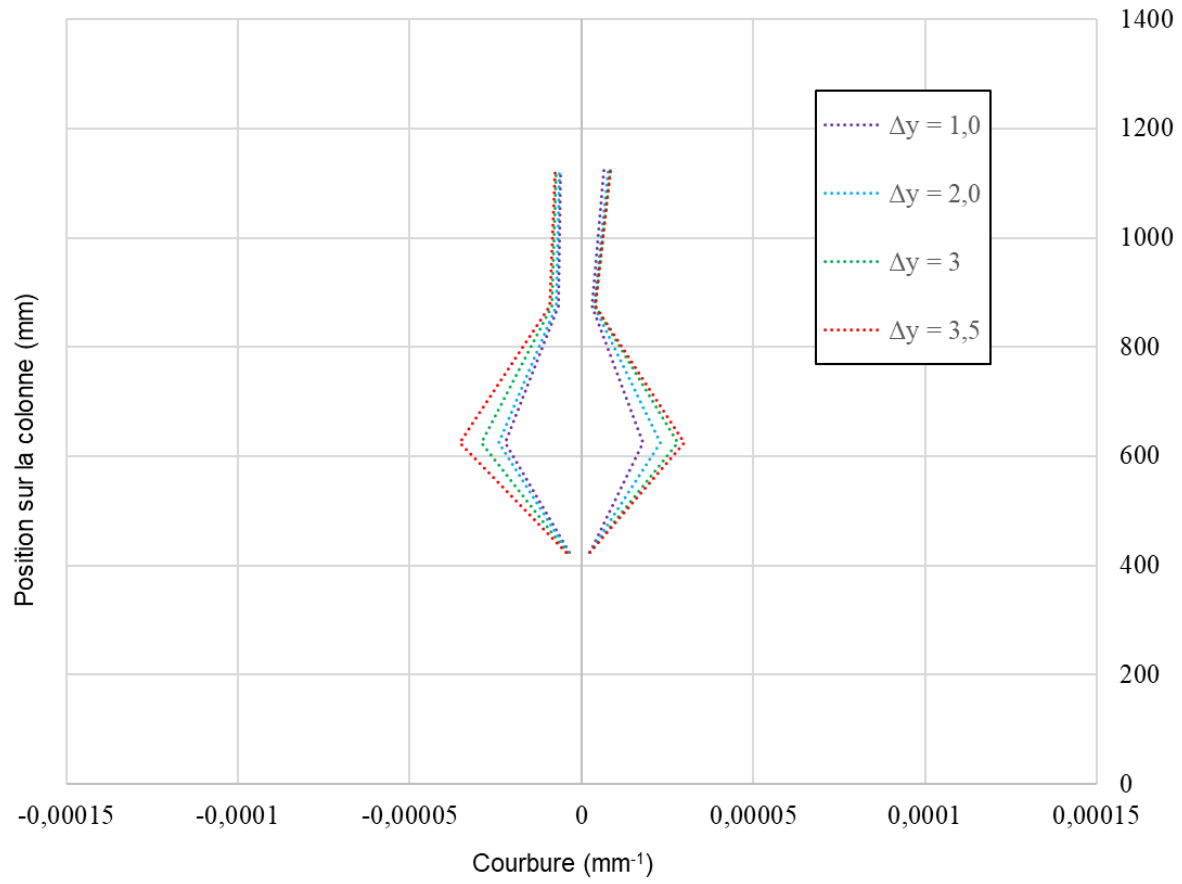


Figure 4.73 Courbure de la pile P5 (SCI)

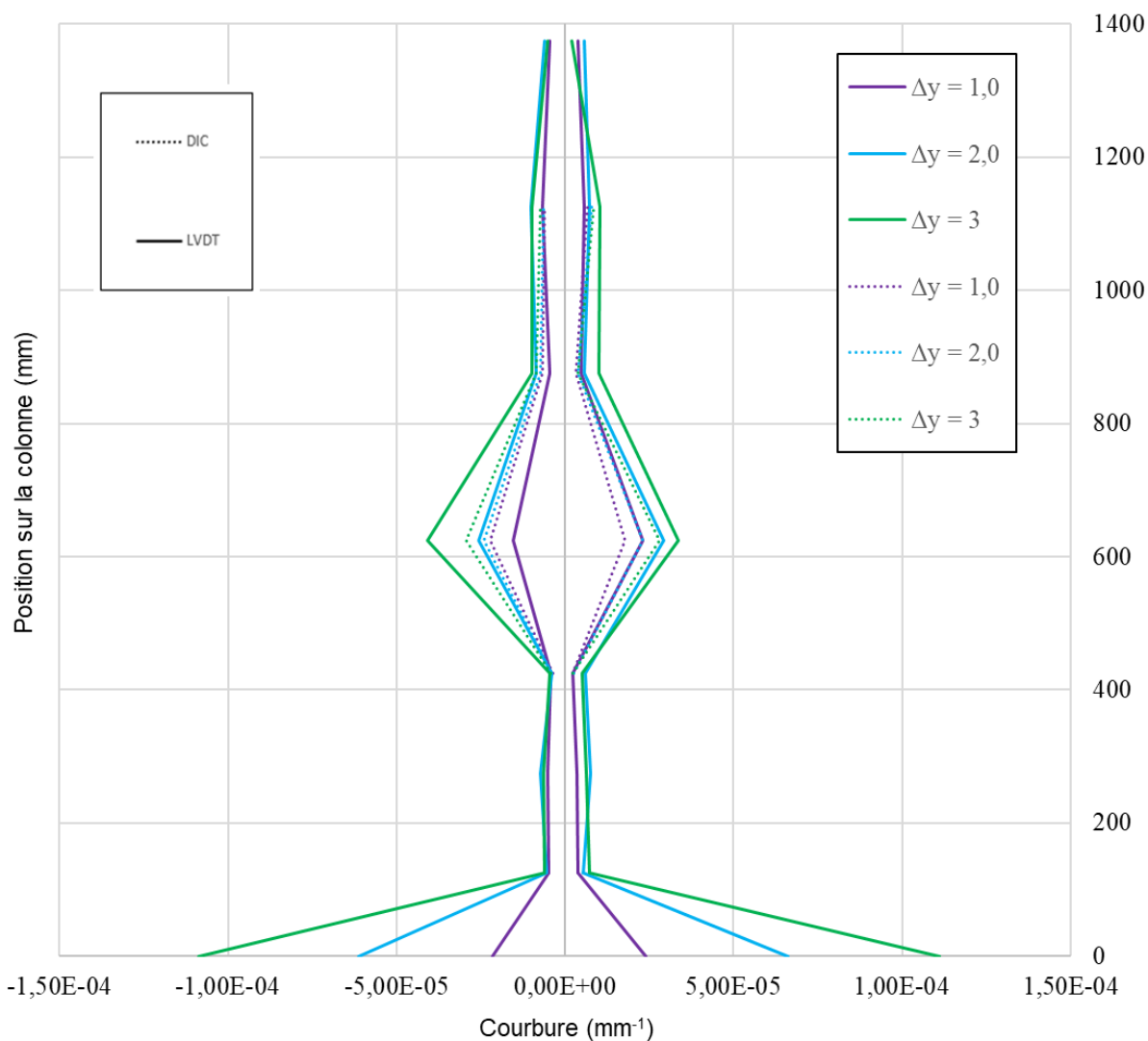


Figure 4.74 Courbure de la pile P5 – LVDT et SCI

Les résultats obtenus par le système de SCI viennent alors confirmer les résultats présentés précédemment. Les potentiomètres fictifs ne pouvant pas être positionnés au même endroit que les capteurs réels, mais étant légèrement désaxés, les résultats obtenus avec le SCI sont quelque peu inférieurs aux résultats issus des capteurs.

4.7.4 Compression

Tout comme pour la courbure, les déformations en compression peuvent être déterminées à l'aide des LVDT ou bien grâce aux potentiomètres fictifs placés à l'aide du système de corrélation d'images.

4.7.4.1 LVDT

Les déformations en compression concordent avec les observations faites pendant l'essai et l'endommagement du béton en compression. La Figure 4.75 montre les déformations en compression à l'ouest tandis que la Figure 4.76 montre les déformations en compression à l'est.

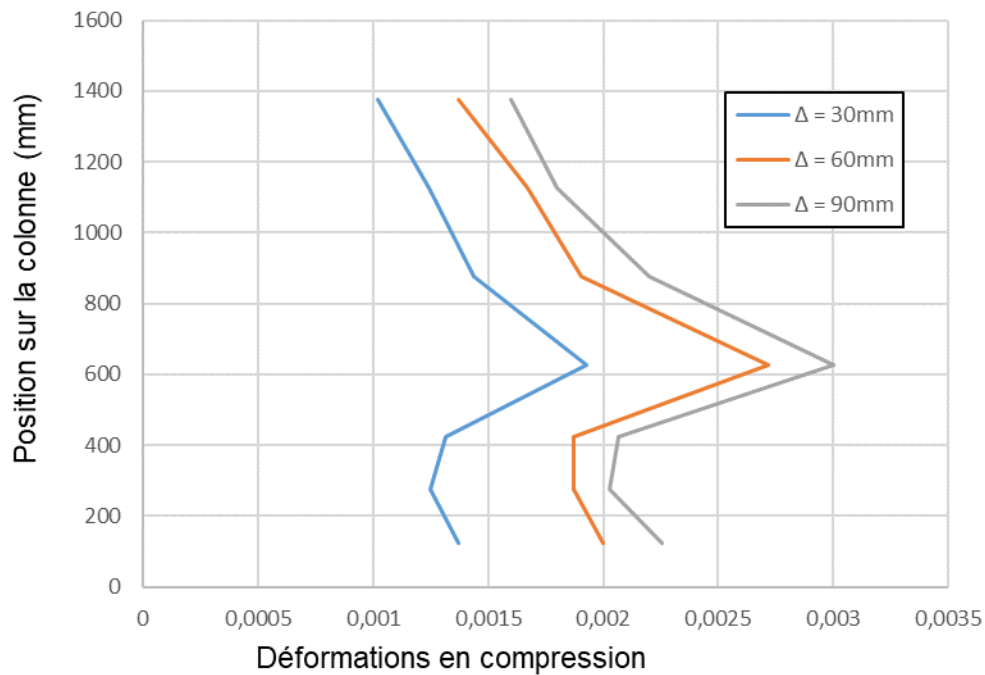


Figure 4.75 Déformations en compression pour la pile P5 (Ouest)

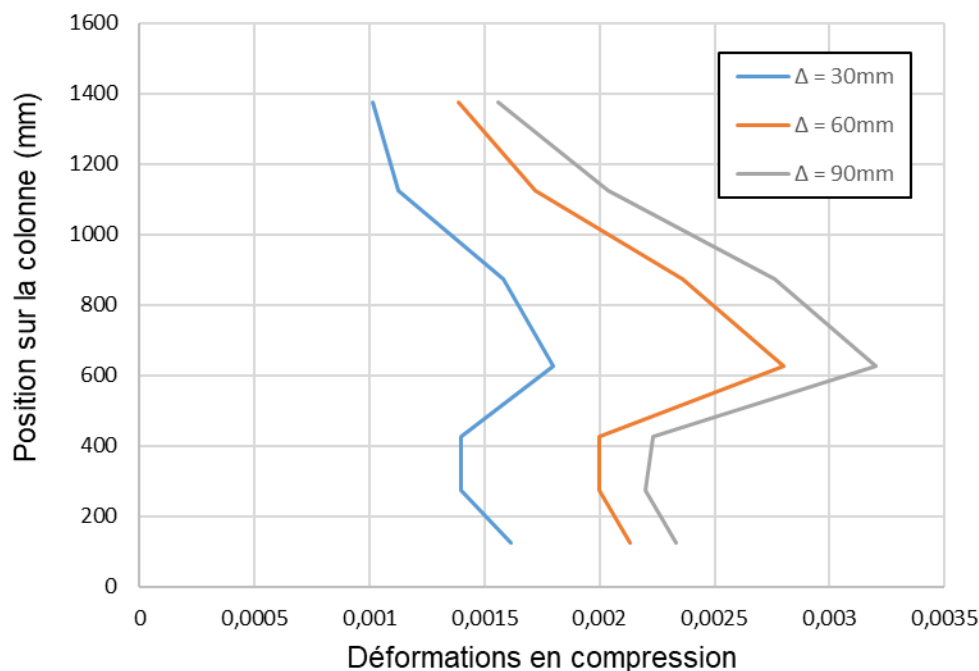


Figure 4.76 Déformations en compression pour la pile P5 (Est)

Des déformations en compression sont donc observées juste en haut du joint en BFUP. Les LVDT ne permettent pas d'obtenir des valeurs au-delà de $3\Delta_y$: jusqu'à cette valeur de déplacement, les déformations restent inférieures à 0,0035, ce qui est donc inférieur aux déformations maximales que le béton peut subir sans endommagement.

4.7.4.2 SCI

La Figure 4.77 ainsi que la Figure 4.78 présentent les déformations en compression obtenues à l'aide du système de corrélation d'images. Ces valeurs sont ensuite comparées aux valeurs précédentes obtenues à l'aide des LVDT lors de l'essai sur la Figure 4.79 et la Figure 4.80. Les valeurs obtenues à l'aide des LVDT sont légèrement supérieures à celles obtenues à l'aide du système de corrélation d'images : cela peut être expliqué par le fait que les LVDT sont installés à une certaine distance de la colonne, ce qui amplifie les déformations obtenues.

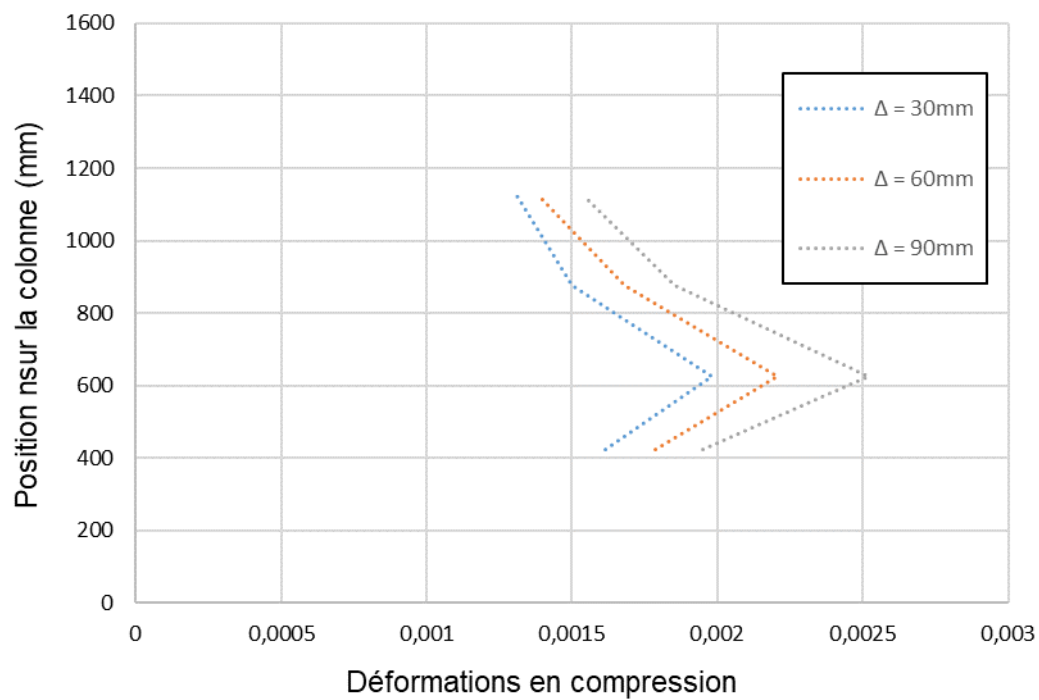


Figure 4.77 Déformations en compression pour la pile P5 à l'ouest - SCI

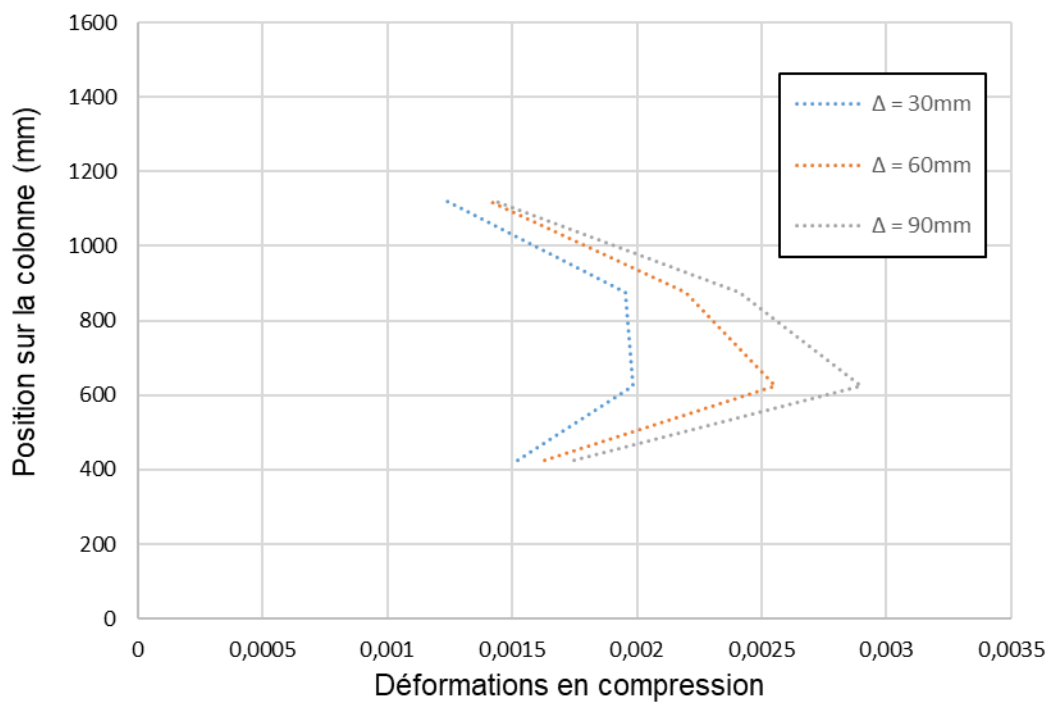


Figure 4.78 Déformations en compression pour la pile P5 à l'est - SCI

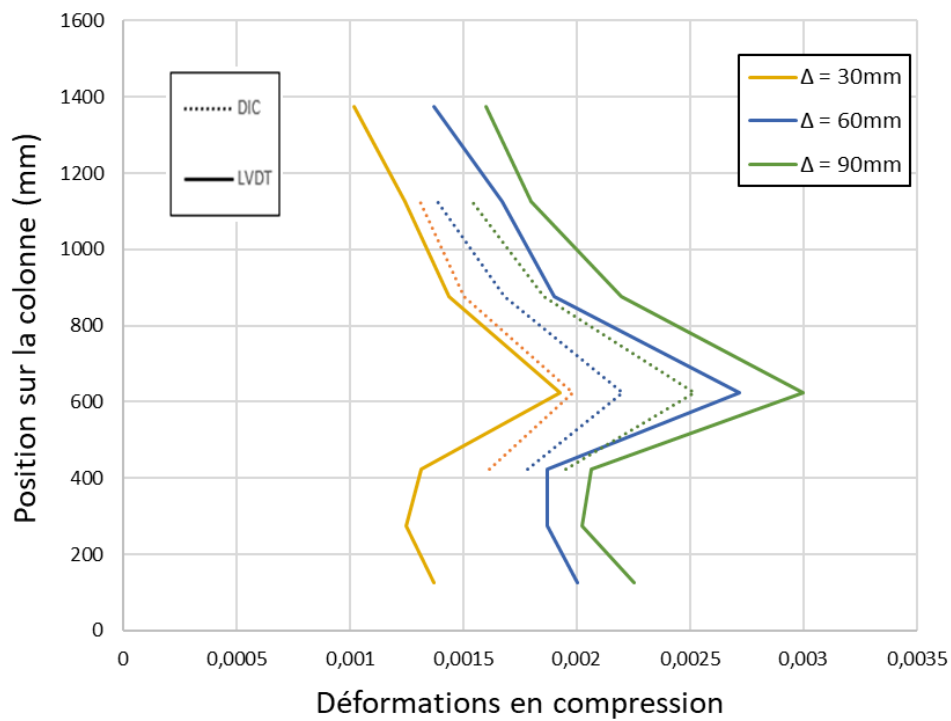


Figure 4.79 Déformations en compression pour la pile P5 à l'ouest

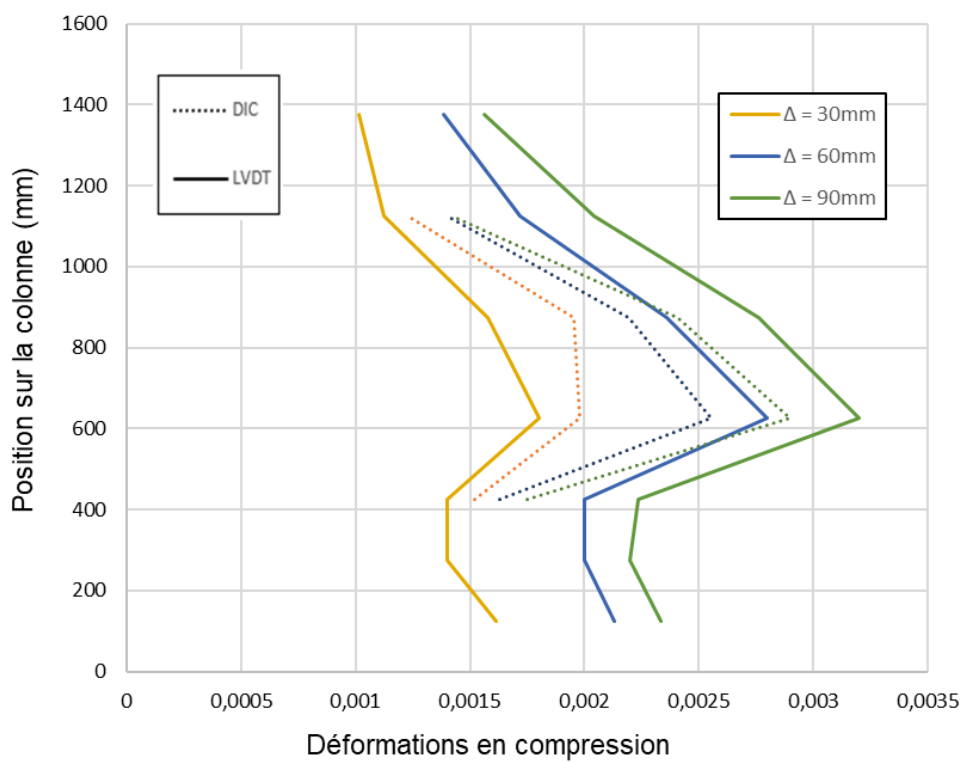


Figure 4.80 Déformations en compression pour la pile P5 à l'est

La Figure 4.81 présente l'état des déformations en compression à $1\Delta_y$ et $2\Delta_y$, et la Figure 4.82 à $3\Delta_y$ et $4\Delta_y$.

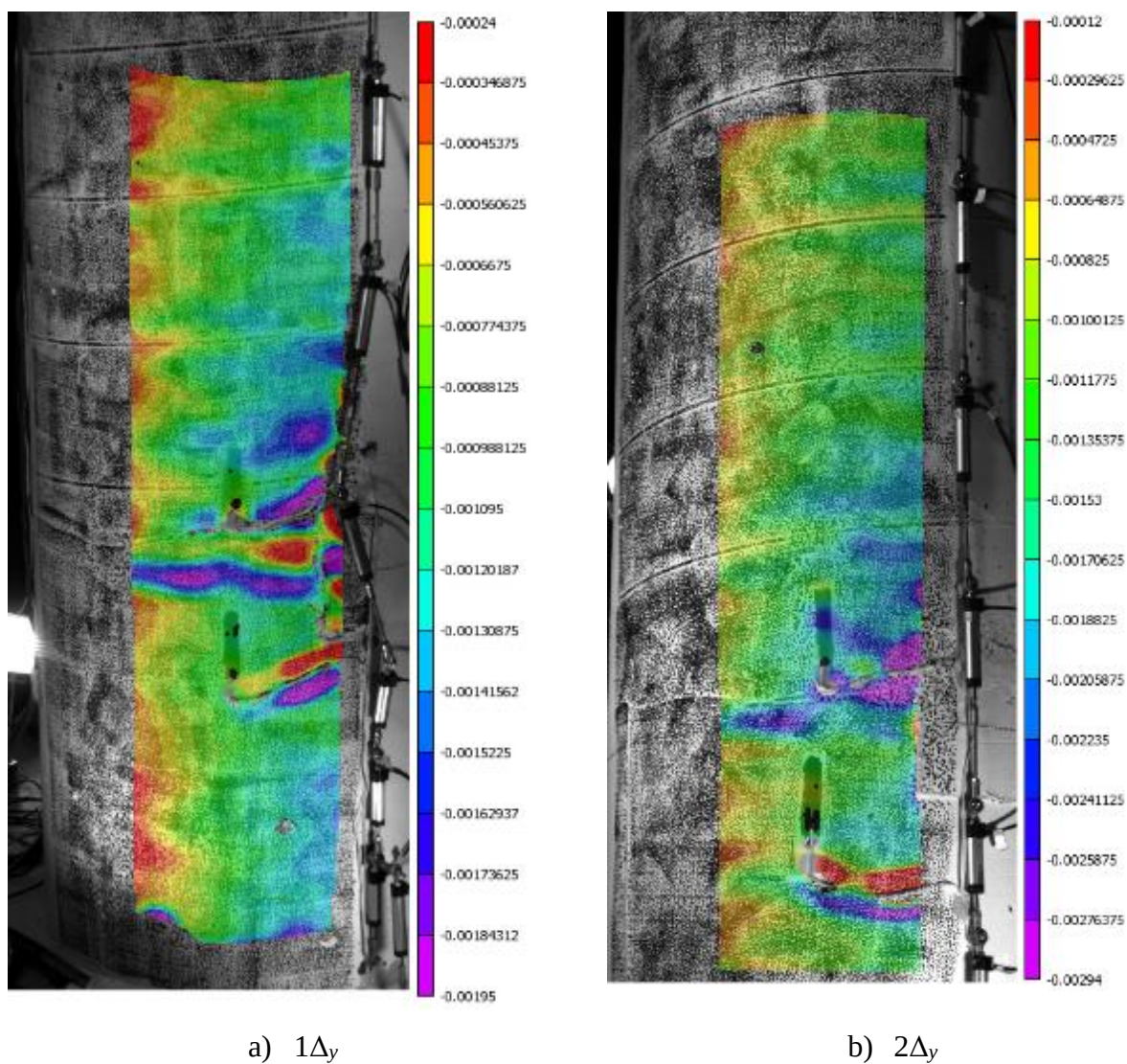


Figure 4.81 Déformations en compression pour la pile P5

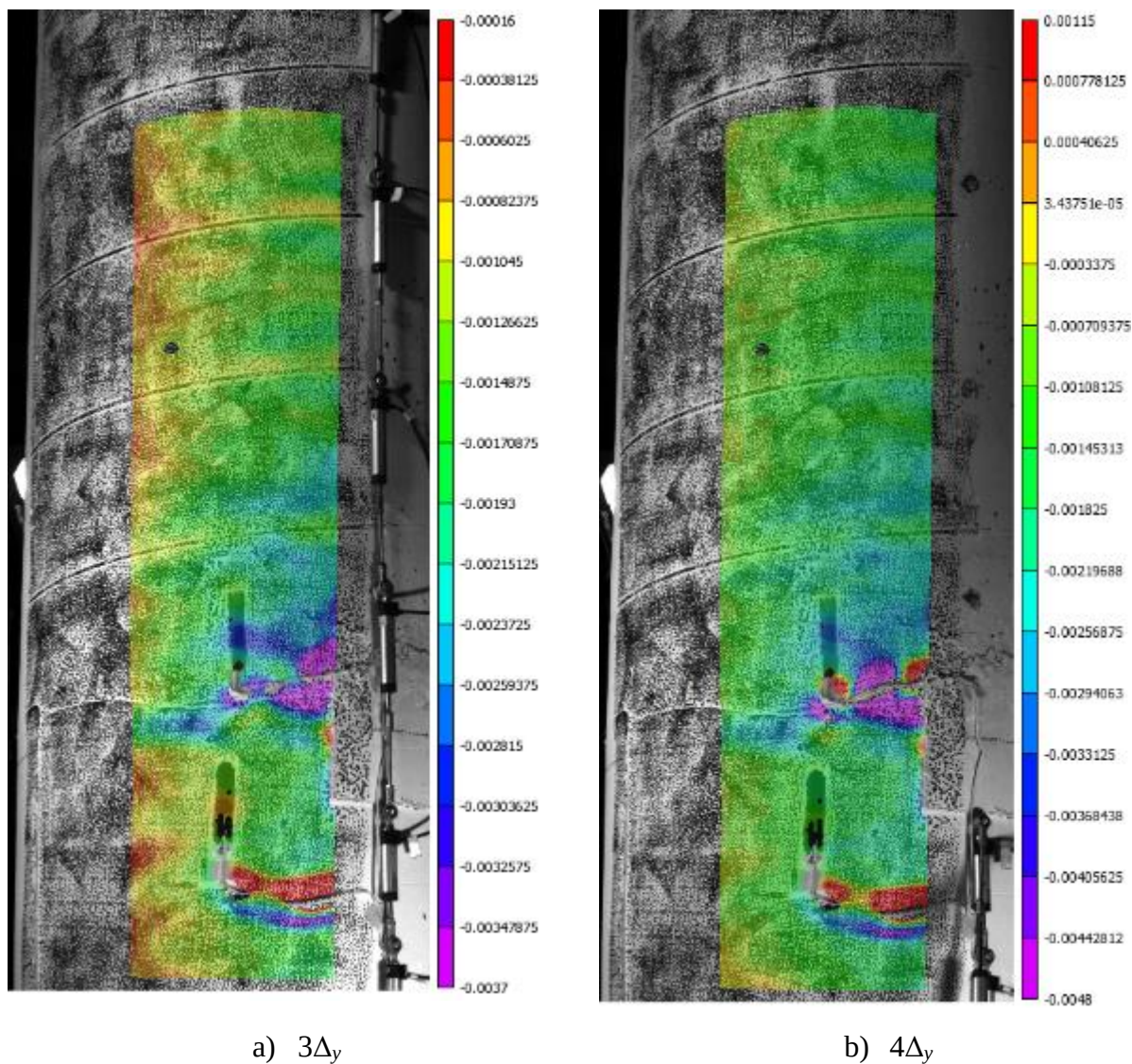


Figure 4.82 Déformations en compression pour la pile P5

4.7.5 Ouverture des fissures

Le système de corrélation d'images permet de déterminer l'ouverture de fissures. Pour cela, une instrumentation virtuelle est utilisée telle que montré sur la Figure 4.83.

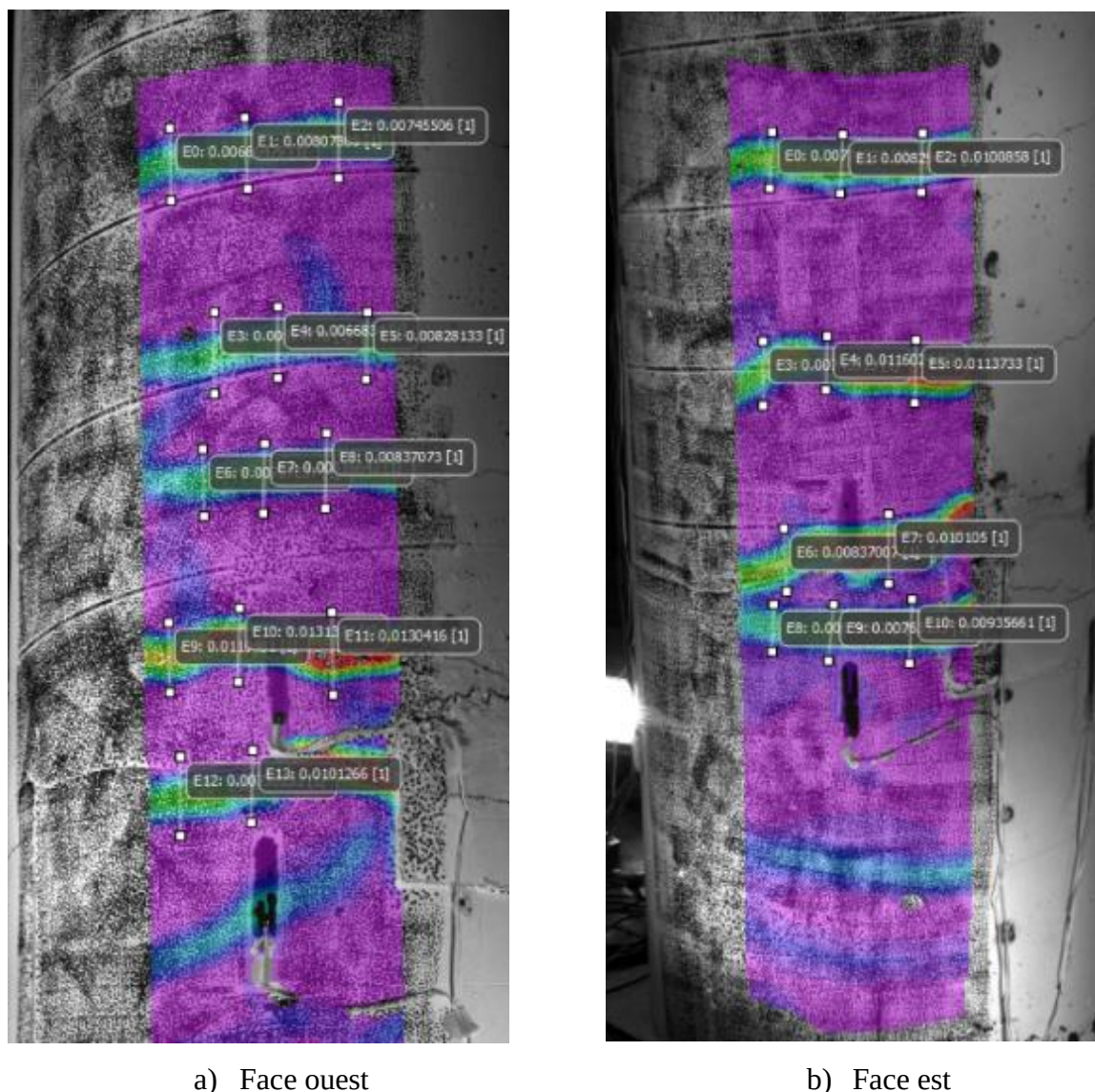


Figure 4.83 Instrumentation pour mesurer l'ouverture de fissure

Les ouvertures de fissures en fonction du déplacement atteint sont alors présentées sur la Figure 4.84 et la Figure 4.85, respectivement à l'ouest et à l'est. Le comportement est similaire dans les deux directions, avec une fissuration légèrement plus importante à l'est. Aussi, le système optique permet de montrer que la partie de la colonne avec la plus grande ouverture de fissure se situe au niveau du joint froid entre le béton normal de la colonne préfabriquée et le BFUP. Cela s'explique par l'adhérence qui n'est pas parfaite entre le béton normal et le BFUP, et l'endommagement du béton normal par écrasement sur le BFUP.

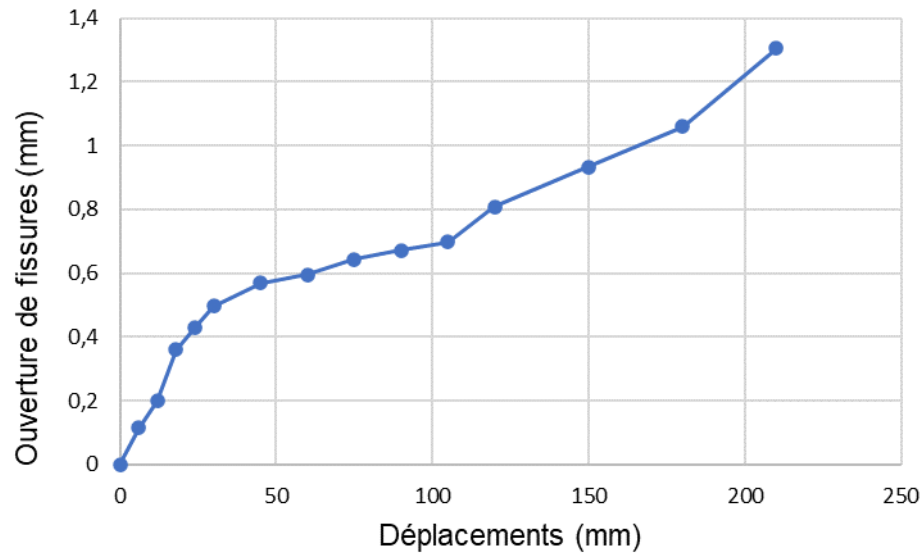


Figure 4.84 Ouverture de fissure à l'ouest (P5)

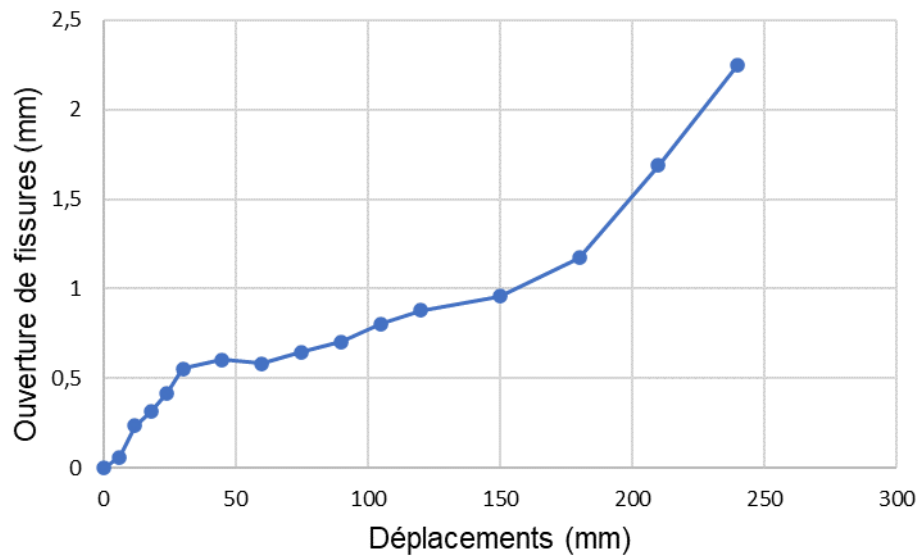


Figure 4.85 Ouverture de fissure à l'est (P5)

4.7.6 Rigidité

Lorsque la pile se dégrade au cours de l'essai, la rigidité, c'est-à-dire l'effort nécessaire pour permettre un effort unitaire, diminue. En effet, une fois la phase linéaire élastique dépassée pour le béton, mais aussi pour les armatures, les dégradations et déformations permanentes engendrent une perte de rigidité. La rigidité impacte directement le comportement des structures lors de séismes. En effet, la période fondamentale de la structure, dictant la manière dont cette dernière réagit lors d'un séisme, est calculée en fonction de la rigidité.

Usuellement, et c'est le cas pour ce mémoire, l'évolution de la rigidité est présentée en considérant le ratio entre la rigidité effective (K_{eff}) et la rigidité initiale (K_0). La rigidité initiale est ici calculée pour un déplacement de 10 mm, déplacement pour lequel les toutes premières fissurations apparaissent, ce déplacement fut utilisé de même par Phillipe Darveau et Gabriel Lewis pour les spécimens précédents. Afin de pouvoir comparer les résultats des différents spécimens, les valeurs de ratios de rigidités sont exprimées en fonction du déplacement. Les rigidités sont déterminées en considérant la moyenne des forces maximales atteintes dans chaque direction pour les différents cycles. Ainsi, c'est la rigidité moyenne des deux directions de la colonne qui est déterminée, bien qu'en réalité le spécimen ne sera jamais parfaitement symétrique et possédera donc toujours une rigidité différente d'une direction à l'autre. Les résultats obtenus pour la pile P5 sont présentés sur la Figure 4.86 en comparaison avec les résultats des essais précédents.

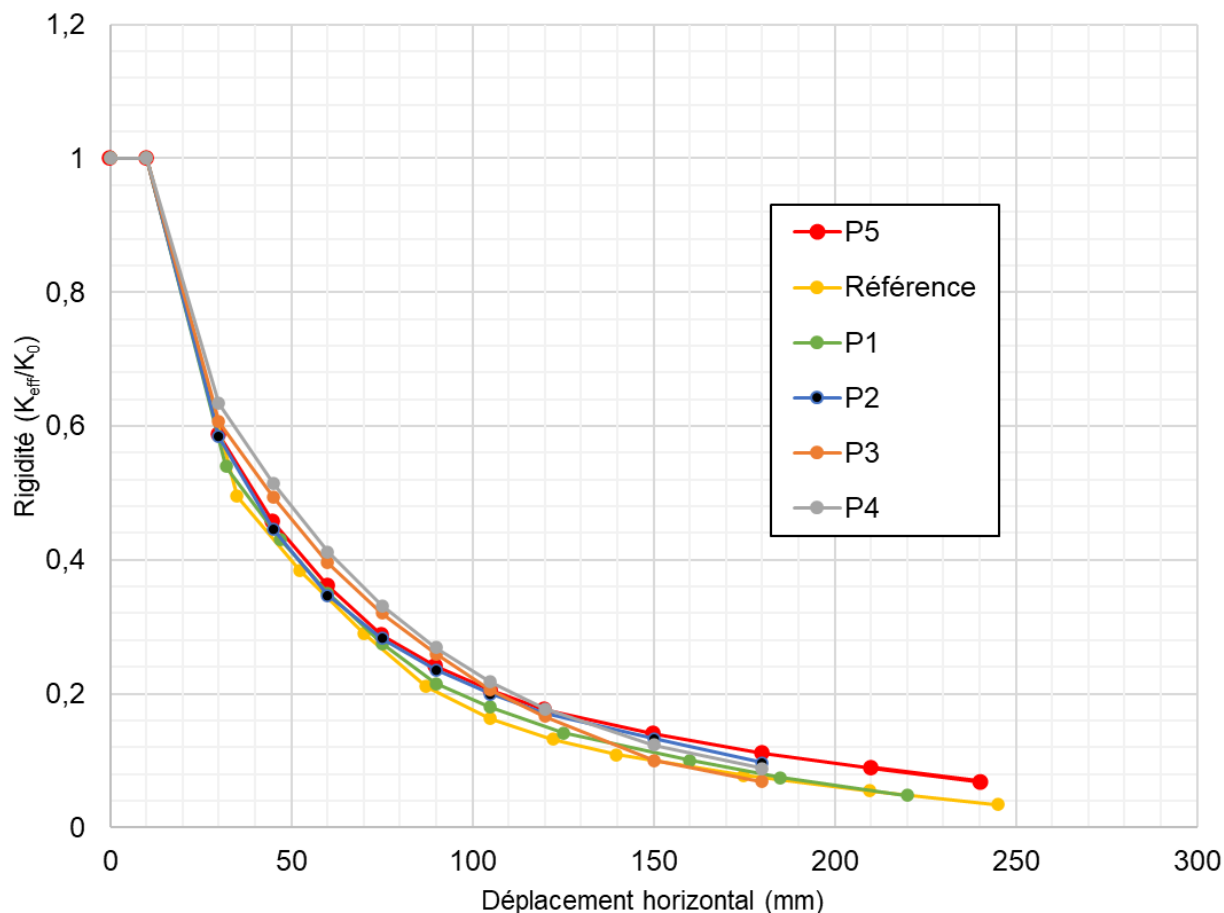


Figure 4.86 Perte de rigidité lors des différents essais

Les différents spécimens ayant la même géométrie, les rigidités sont initialement très proches. La rigidité initiale étant calculée pour un déplacement de 10 mm, le ratio des rigidités est donc égal à 1 de 0 à 10 mm, considérant qu'il n'y a pas encore d'endommagement. Pour un déplacement d'environ 30 mm, il s'agit de la plastification des armatures. L'efficacité du joint en BFUP est alors visible : la pile de référence voit sa rigidité chuter de 50%, tandis que le spécimen P1 avec un joint en BFUP court subit une perte de moins de 45%, et enfin les spécimens P2 à P5 avec un joint en BFUP plus long voient leur rigidité chuter de seulement 40% à peine. Par la suite, les différents spécimens présentent un comportement similaire. Il est tout de même notable que le spécimen P5 présente, pour de grands déplacements, les meilleures performances.

4.7.7 Soulèvement

Le soulèvement est mesuré lors de l'essai à l'aide des capteurs de type LVDT présentés précédemment dans ce chapitre. Il est mesuré entre la semelle et le bas du fût. Le soulèvement est directement lié à la pénétration de la rotule plastique dans la semelle, avec l'allongement des armatures, ainsi que la pénétration dans le joint pour la partie gainée. Les mesures sont exploitables jusqu'à la perte des capteurs due à l'endommagement du béton. La Figure 4.87 présente les résultats obtenus. Le capteur au côté est de la colonne a été perdu relativement tôt lors de l'essai, quand le capteur côté Ouest est resté intact jusqu'à un déplacement de 150 mm ($5\Delta_y$). Pour la plage de données obtenues avec le capteur est, une relativement bonne symétrie est observable entre les soulèvements des deux côtés : il n'est donc pas aberrant de se fier seulement aux résultats obtenus à l'aide du capteur Ouest pour de plus grands déplacements. Ainsi, pour un déplacement de $5\Delta_y$, le soulèvement atteint avoisine les 20 mm.

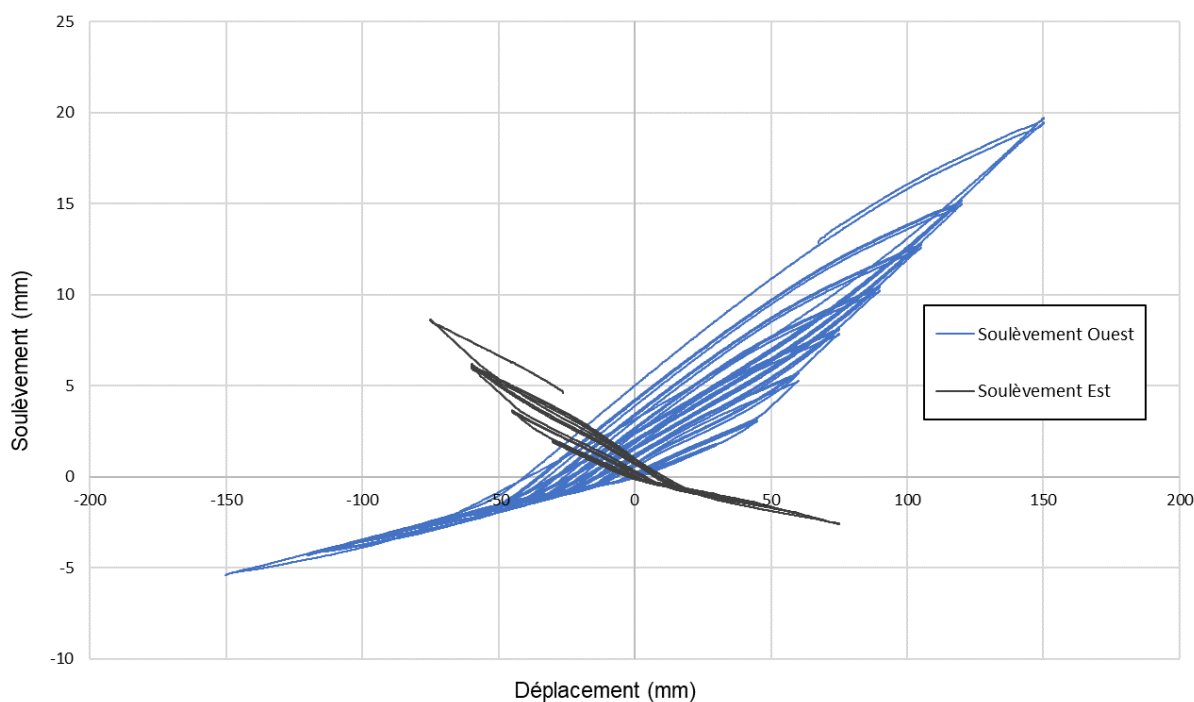


Figure 4.87 Soulèvement lors de l'essai (P5)

Un soulèvement important est souhaité puisqu'il résulte de la rotule plastique en bas du joint, donc à l'endroit souhaité. De plus, le gainage des armatures engendre un soulèvement d'autant plus

important. Le Tableau 4.12 ci-dessous présente le soulèvement atteint pour différents déplacements atteint par tous les spécimens testés.

Tableau 4.12 Soulèvements pour différents déplacements atteints

	R	P1	P2	P3	P4	P5
$2\Delta_y$ (60 mm)	3 mm	4 mm	4.5 mm	2 mm	2 mm	6 mm
$3.5\Delta_y$ (105 mm)	N.A	11 mm	9 mm	3.8 mm	3.2 mm	13 mm

Le lien entre le soulèvement et la rotule plastique est ici visible. Les spécimens P3 et P4 pour lesquels une rotule plastique s'est créée au-dessus du joint atteignent un soulèvement plus faible, tandis que le spécimen P2 conservant la rotule plastique en bas du joint critique pendant plus longtemps dispose d'un soulèvement plus important. Enfin le spécimen P5, avec une rotule plastique en bas du joint critique au long de l'essai ainsi qu'avec le gainage des armatures provenant de la semelle en bas du joint, atteint des soulèvements d'autant plus importants.

4.7.8 Jauges de déformations

4.7.8.1 Jauges sur armatures

Les différentes jauges utilisées lors de l'essai sont présentées en section 4.4.1.1. Les jauges J1 à 3 sont disposées sur les armatures 30M provenant de la semelle : les jauges J1 dans le bas de la semelle (au point où la pénétration de la plasticité dans les armatures est attendue selon les relations théoriques), les jauges J2 dans la semelle juste au-dessous du joint en BFUP, les jauges J3 dans la partie inférieure du joint juste au-dessus de la semelle. Les jauges J4 et 5 sont disposées sur les armatures longitudinales 25M le long de la colonne : les jauges J4 dans la partie supérieure du joint en BFUP juste en dessous du joint froid avec le béton normal, les jauges J5 juste au-dessus du joint en BFUP dans le béton normal.

Les jauges de déformation sont des instruments de mesure précis, cependant dans la pratique, il n'est pas toujours évident d'avoir des résultats satisfaisants. Tout d'abord pour de grandes

déformations, la précision diminue grandement. Aussi, les jauges sont d'une grande fragilité et peuvent alors à tout moment de l'essai briser et ne plus donner de mesures exploitables. Enfin, l'installation de chaque jauge nécessite une préparation de surface engendrant une diminution de section, et la protection des jauges engendre une perte d'adhérence avec le béton sur la longueur de la protection : cela rajoute donc une certaine incertitude sur les résultats obtenus et une incertitude concernant la comparaison de résultats obtenus d'une barre à l'autre (la préparation de surface ne peut être parfaitement identique pour toutes les jauges). Les résultats bruts obtenus jusqu'à perte de données sont présentés sur la Figure 4.88 et la Figure 4.89.

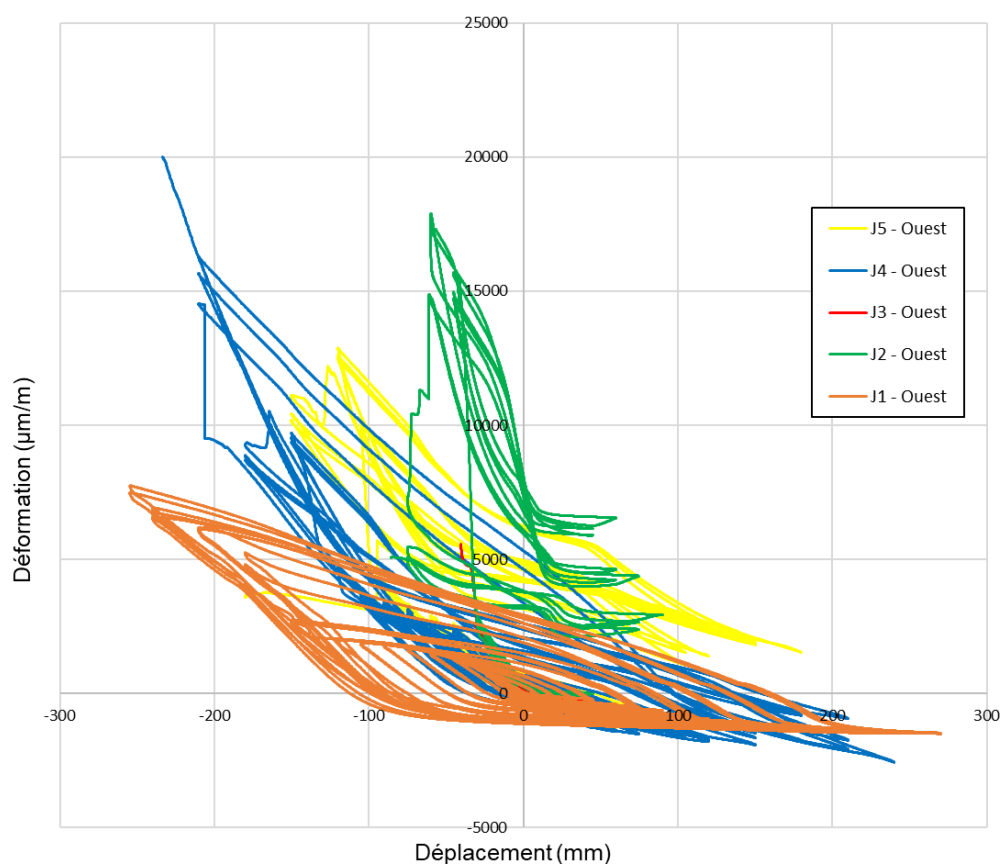


Figure 4.88 Résultats bruts des jauges de déformation à l'ouest (P5)

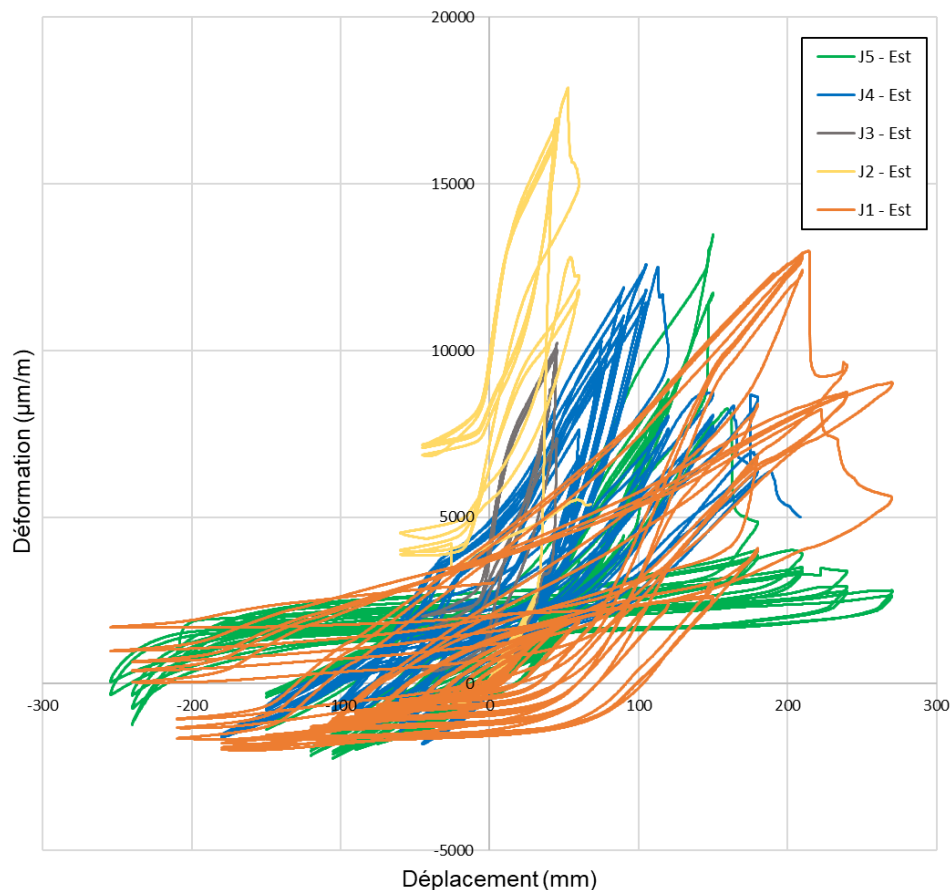


Figure 4.89 Résultats bruts des jauges de déformation à l'est (P5)

Lors de l'essai, un des intérêts des jauges de déformation est de savoir à quel moment la plastification est atteinte. Considérant le type d'armatures, la plastification survient aux alentours de $2200 \mu\epsilon$. Pour plus de clarté, la Figure 4.90 et la Figure 4.91 présentent les résultats obtenus jusqu'à l'atteinte de $2500 \mu\epsilon$. Cela permet dans un premier temps de constater la pénétration de la rotule plastique dans la semelle, puisque les jauges J1 placées dans la partie inférieure de la semelle atteignent le seuil de déformation de $2200 \mu\epsilon$. Aussi, cela permet de voir la rapide création de la rotule plastique en bas du joint en BFUP, avec les jauges J2 et J3 atteignant le seuil de plastification en premier. Cependant, il est constaté que les jauges en haut du joint en BFUP atteignent ce seuil de déformation pour des déplacements très proches de ceux correspondant pour le bas du joint. Or il serait souhaitable que la plastification ne soit atteinte qu'en bas du joint, ou alors qu'elle ne soit atteinte en haut du joint que beaucoup plus tardivement.

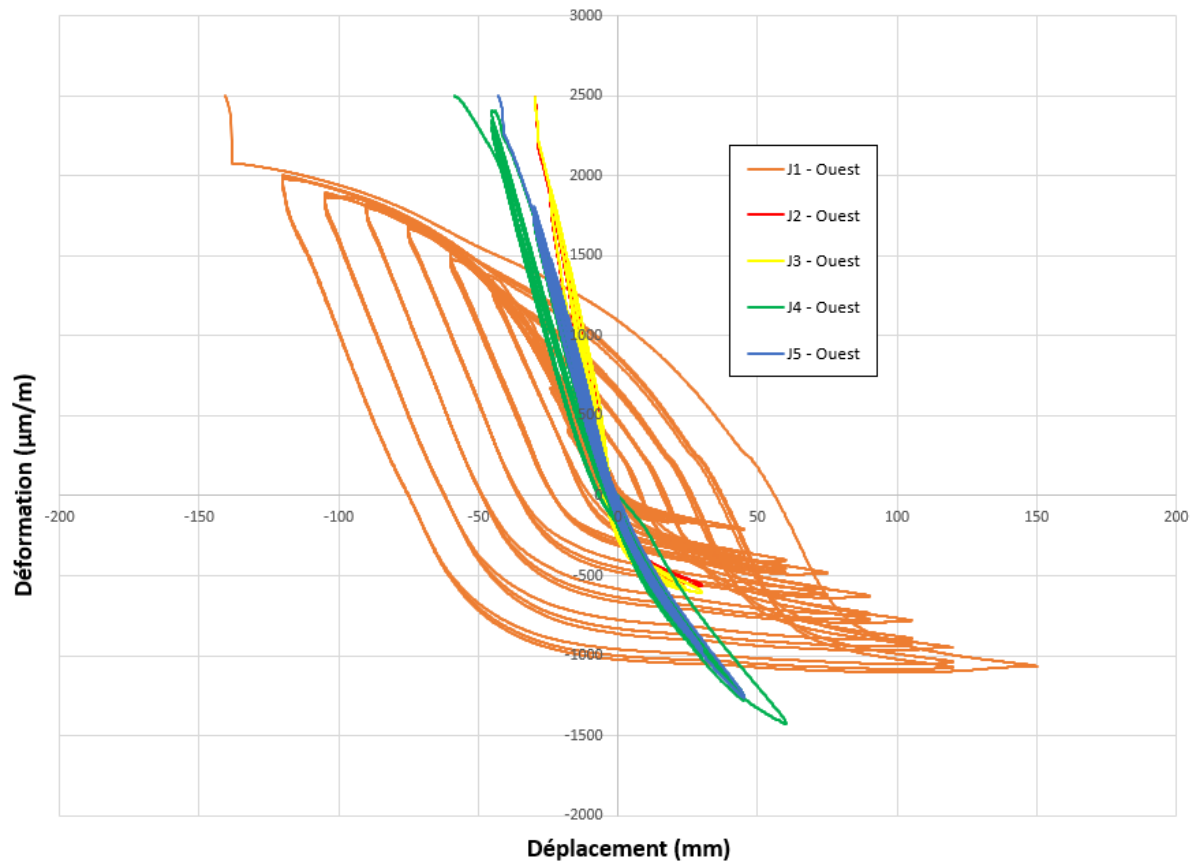


Figure 4.90 Résultats des jauges de déformation jusqu'à 2500 $\mu\epsilon$ à l'ouest (P5)

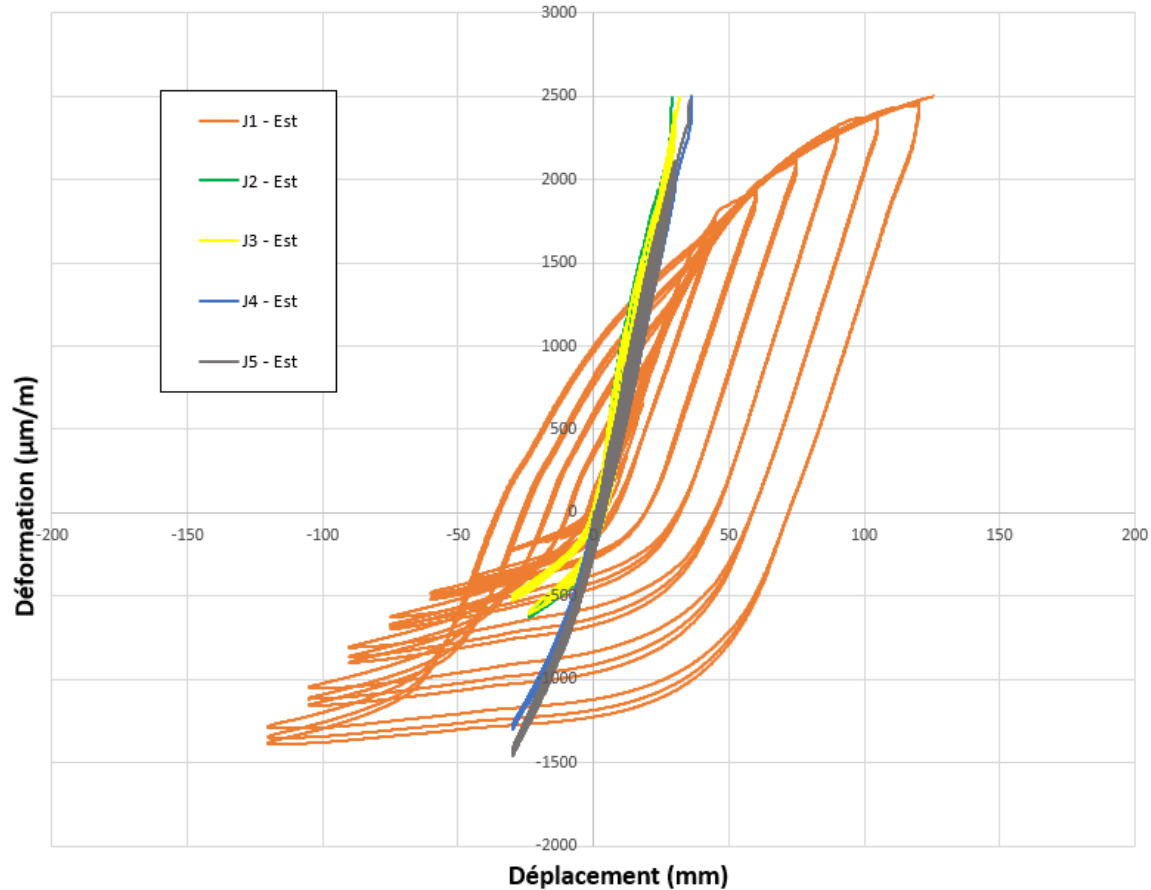


Figure 4.91 Résultats des jauges de déformation jusqu'à 2500 $\mu\epsilon$ à l'est (P5)

Cependant, en s'intéressant à la Figure 4.92 et la Figure 4.93 présentant la valeur maximale de déformation atteinte par les jauges pour chaque cycle, il est constaté que la rotule plastique souhaitée en bas du joint évolue grandement dès les premiers cycles, tandis que les jauges en haut du joint en BFUP atteignent certes rapidement le seuil de déformation correspondant à la plastification, mais ensuite n'évoluent plus ou très peu pendant plusieurs cycles. Ainsi, bien que le début de plastification des armatures soit atteint presque au même moment au début de l'essai en bas et en haut du joint en BFUP, les déformations plastiques sont prépondérantes dans la rotule plastique créée en bas du joint.

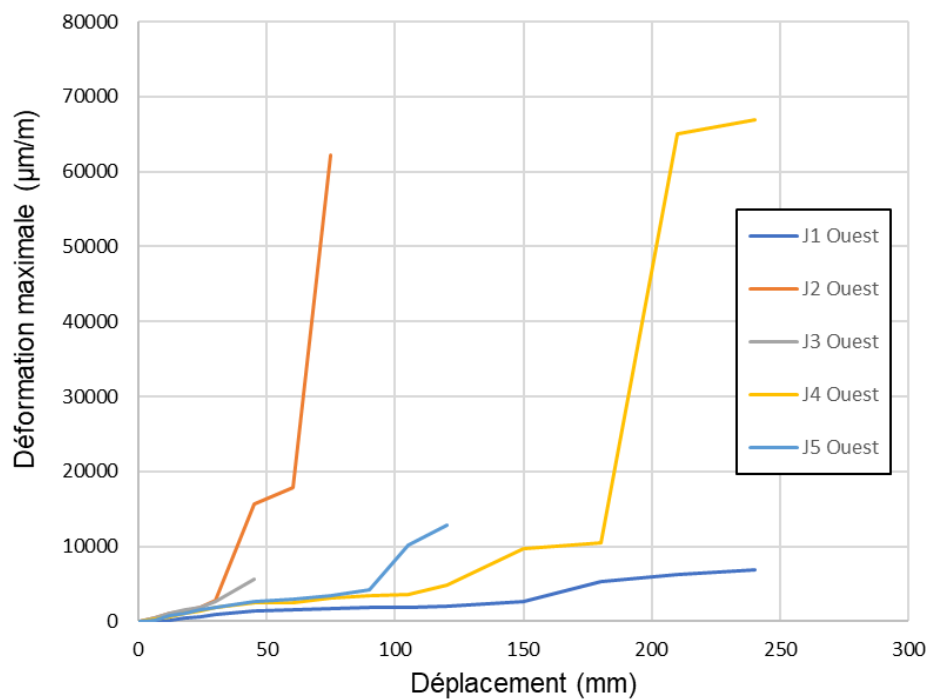


Figure 4.92 Valeurs maximales des jauges de déformation à l'ouest (P5)

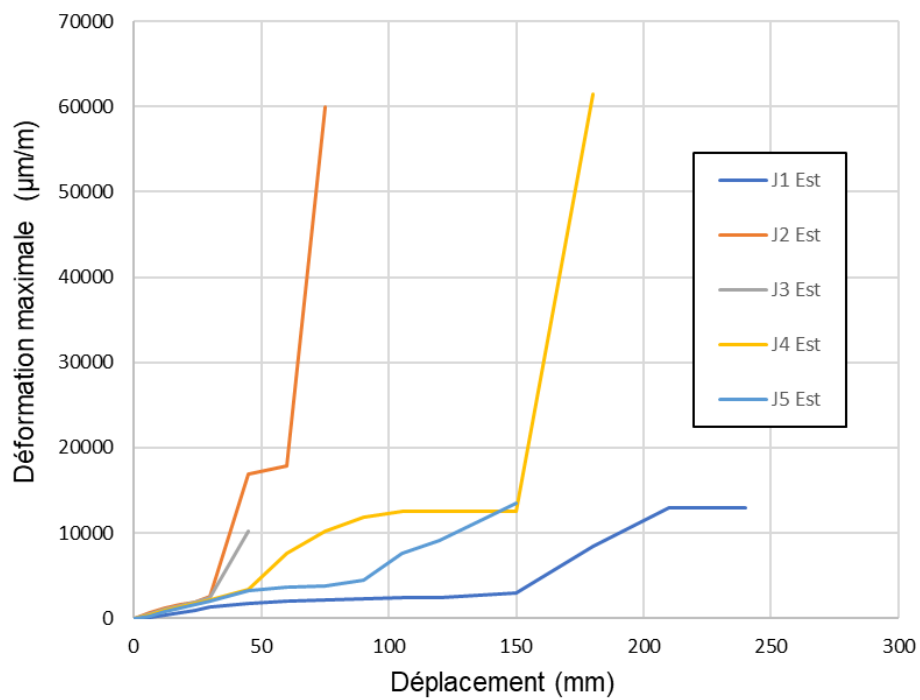


Figure 4.93 Valeurs maximales des jauges de déformation à l'est (P5)

4.7.8.2 Jauges à béton

Les jauges de déformations utilisées sur le béton sont du même type que celles utilisées sur les armatures. Les positions des jauges sont indiquées à la section 4.4.1.2. Seulement, les dégradations subies par le béton, notamment les fissurations, rendent encore plus compliquée la conservation des jauges au cours de l'essai, comme le montre la Figure 4.94. Ainsi, sur les huit jauges installées sur le béton, seulement trois sont restées fonctionnelles suffisamment longtemps pour acquérir des résultats exploitables. En effet, la moindre fissure traversant une jauge entraîne la perte de cette dernière. Les trois jauges aux résultats exploitables sont : jauge au Sud-Est sur la BFUP (juste en dessous du joint froid BFUP / béton ordinaire), jauge au sud-est sur le béton normal (juste au-dessus du joint froid), ainsi que la jauge au Sud-Ouest sur le BFUP. Les résultats obtenus sont alors présentés sur la Figure 4.95.

On observe que les déformations sont toutes inférieures à la résistance au pic pour les deux matériaux. Pour le béton normal de la colonne préfabriquée, la déformation maximale atteinte de l'ordre de 0.018 correspond au choix qui a été fait lors de la conception, à savoir éviter l'éclatement en compression de l'enrobage afin d'éviter une perte de résistance en flexion pour la zone protégée située au-dessus du joint.

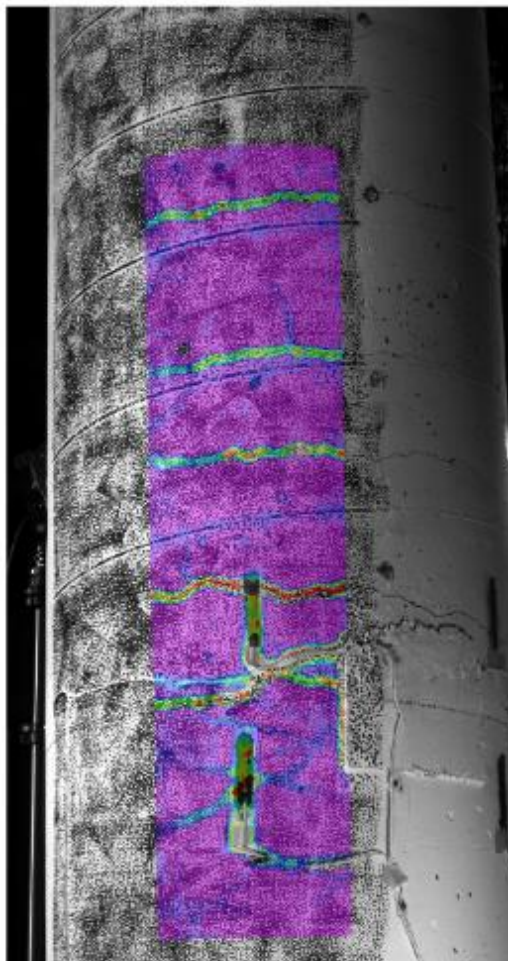
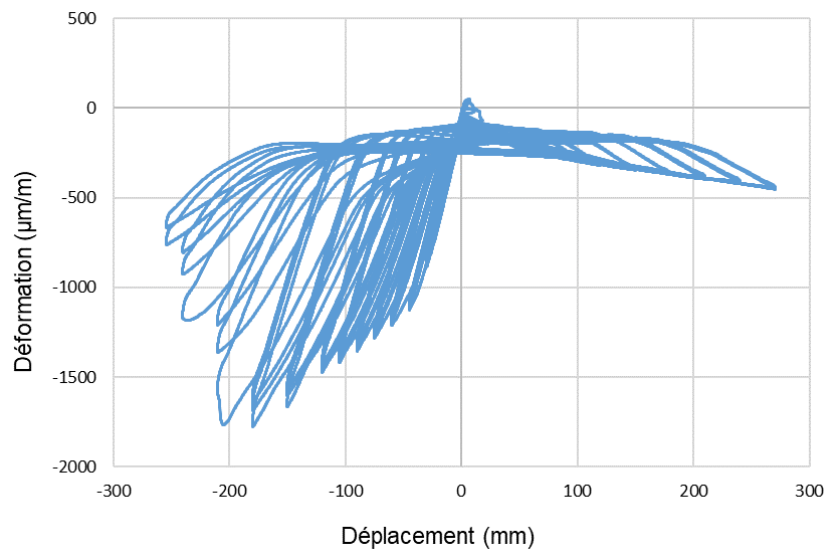
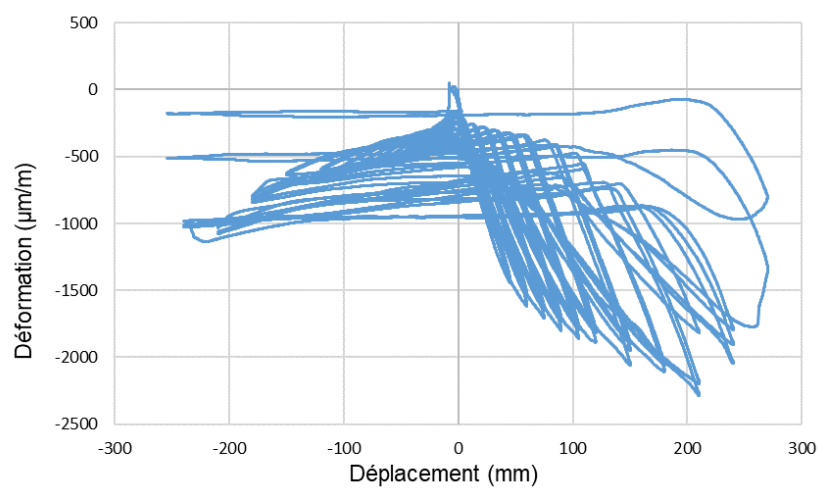


Figure 4.94 Fissures passant par les jauges de déformation

a) SE-BFUP



b) SE-BN



c) SO-BFUP

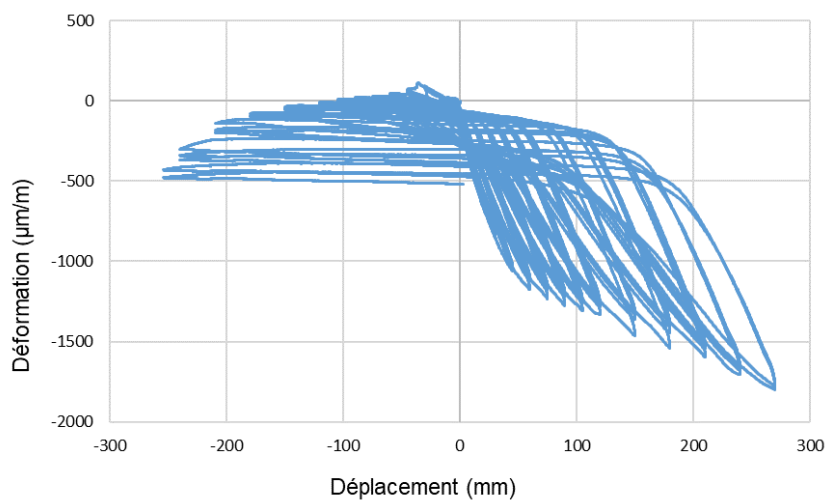


Figure 4.95 Valeurs obtenues par les jauges de déformation sur le béton (P5)

4.8 Sommaire

Cette partie expérimentale venant s'ajouter aux deux autres réalisées par Philippe Darveau et Gabriel Lewis démontre la viabilité et même la performance accrue de ce type de conception face aux efforts parasismiques.

- Les piles préfabriquées présentent toutes une résistance égale ou supérieure à celle de la pile de référence coulée en place. La pile P5 testée dans ce mémoire présente le meilleur comportement parmi les piles préfabriquées, ce qui n'est pas surprenant puisque la conception de cette pile prend en compte les résultats obtenus pour les autres piles. La résistance maximale de la pile P5 est maintenue jusqu'à de grands déplacements.
- Pour des déplacements allant jusqu'à 120 mm, les piles préfabriquées présentent un endommagement bien moins important que la pile de référence. Pour la pile P5, jusqu'à 180 mm l'endommagement de la pile est faible et il n'y a pas d'endommagement en haut du joint.
- La longueur de la pénétration de la rotule plastique pour la pile P5 testée dans ce mémoire correspond, comme pour les piles précédemment testées, à la valeur de $0.022f_{ye}d_b$ recommandé par les guides de conception.
- Le gainage des armatures dans le bas du joint permet d'augmenter la ductilité de la pile et permet une plus grande pénétration de la rotule plastique dans le joint. Cela augmente par conséquent le soulèvement.
- Les piles préfabriquées présentent une capacité accrue pour dissiper l'énergie, notamment pour la pile P5 pour laquelle l'endommagement en haut du joint survient pour de très grands déplacements.
- Les essais réalisés sur les piles préfabriquées montrent qu'une attention toute particulière doit être portée sur la résistance en haut du joint, qui doit être suffisamment importante par rapport à la résistance en bas du joint, afin de conserver une rotule plastique seulement en bas du joint.

CHAPITRE 5 PROGRAMME EXPÉRIMENTAL – PILE RECTANGULAIRE

5.1 Portée de l'essai

Cette deuxième campagne expérimentale consiste en la fabrication puis la sollicitation bidirectionnelle de la pile de pont rectangulaire. Dans un premier temps, l'essai est réalisé afin de valider la conception réalisée pour l'utilisation de piles similaires dans la construction d'un pont par la ville de Montréal. De manière plus générale, l'essai fournira de l'information sur l'efficacité de ce type de conception, notamment afin d'alimenter la norme CSA-S6 à ce sujet. Contrairement aux essais précédents, il s'agit cette fois-ci d'une pile à fût rectangulaire, et l'essai est réalisé avec un déplacement bidirectionnel.

5.2 Construction du spécimen

Le spécimen a été construit, comme le premier, au sein de l'usine « Béton Préfabriqué du Richelieu ». Dans un premier temps la semelle est réalisée avec les armatures longitudinales en attente, puis le fût est réalisé avec des armatures longitudinales en attente, comme pour les piles circulaires. Le joint en BFUP entre la semelle et le fût est réalisé au laboratoire de structure de Polytechnique Montréal.

5.2.1 Fabrication de la semelle

La cage d'armature est montée pendant que le coffrage en bois est préparé. La Figure 5.1 montre la cage d'armature avant que cette dernière soit installée dans le coffrage, puis la Figure 5.2 montre la cage d'armature dans le coffrage juste avant que la coulée soit réalisée. Un gabarit en bois permet de maintenir les barres longitudinales sortant de la semelle de manière adéquate afin d'assurer l'assemblage de la semelle et du fût par la suite.



Figure 5.1 Cage d'armatures de la semelle



Figure 5.2 Coffrage de la semelle

La Figure 5.3 ci-dessous montre la semelle juste après le décoffrage, avant d’être disposée dans une chambre humide pour une cure de sept jours.



Figure 5.3 Semelle juste après décoffrage

5.2.2 Fabrication du fût

Afin de faciliter la réalisation, le fût est coulé couché horizontalement. Tout comme pour la semelle, un gabarit est utilisé afin d’assurer le bon alignement des barres longitudinales qui seront dans le joint de chevauchement entre la semelle et le fût. La Figure 5.4 présente la cage d’armature, puis la Figure 5.5 présente cette même cage d’armature dans le coffrage en bois juste avant que la coulée ne soit réalisée.



Figure 5.4 Cage d'armature du fût



Figure 5.5 Coffrage pour le fût

La Figure 5.6 ci-dessous montre le fût juste après le décoffrage, avant d'être disposé dans une chambre humide pour une cure de sept jours. Le fait de couler le fût couché implique l'utilisation de points d'ancrage sur la face non coffrée. Les points sont espacés au plus loin du joint afin de ne pas créer de point de faiblesse lors de l'essai. Aussi, ces points sont par la suite recouverts à l'aide d'un mortier.



Figure 5.6 Semelle juste après décoffrage

5.2.3 Fabrication du joint en BFUP

La préparation ainsi que la coulée du joint en BFUP sont réalisées au laboratoire de structures de Polytechnique Montréal. Le fût est placé sur la semelle à l'aide d'un pont roulant tel que le montre la Figure 5.7. Un coulis est utilisé entre la semelle et le dessous de la colonne afin de pallier aux imperfections du dessus de la semelle.

Avant de couler le joint, un gainage de 100 mm est installé sur les armatures provenant de la semelle, puis les étriers autour des armatures provenant du fût sont ajoutés. La Figure 5.8 présente alors le joint avant l'installation du coffrage.

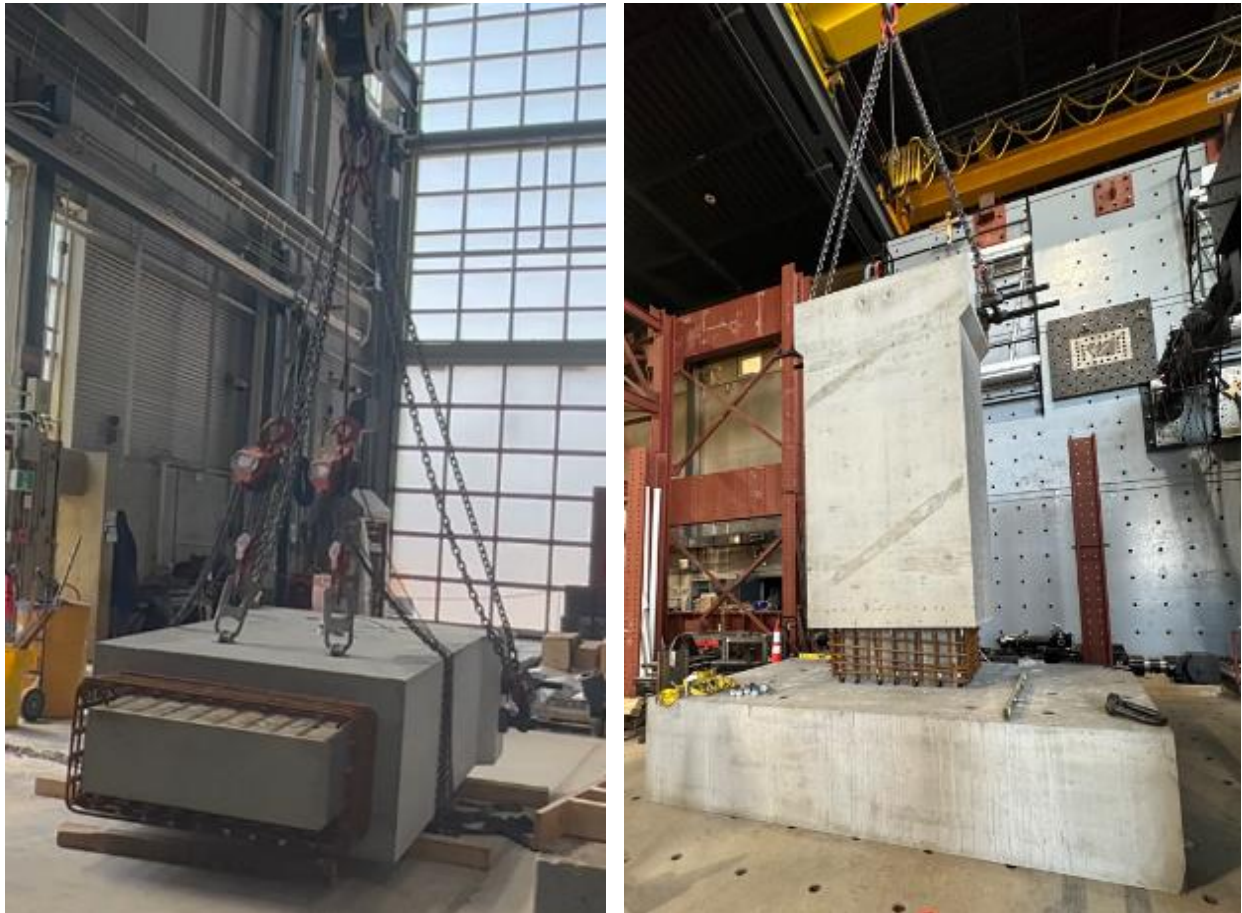


Figure 5.7 Manutention du fût



Figure 5.8 Joint de chevauchement avec la coulée du BFUP

Une vue en trois dimensions du coffrage utilisé pour la coulée du joint est présentée sur la Figure 5.9, puis la Figure 5.10 présente le spécimen avec le coffrage installé autour du joint. Afin de conserver la bonne position de la colonne pendant la coulée du joint, le fût est attaché au sol du laboratoire.

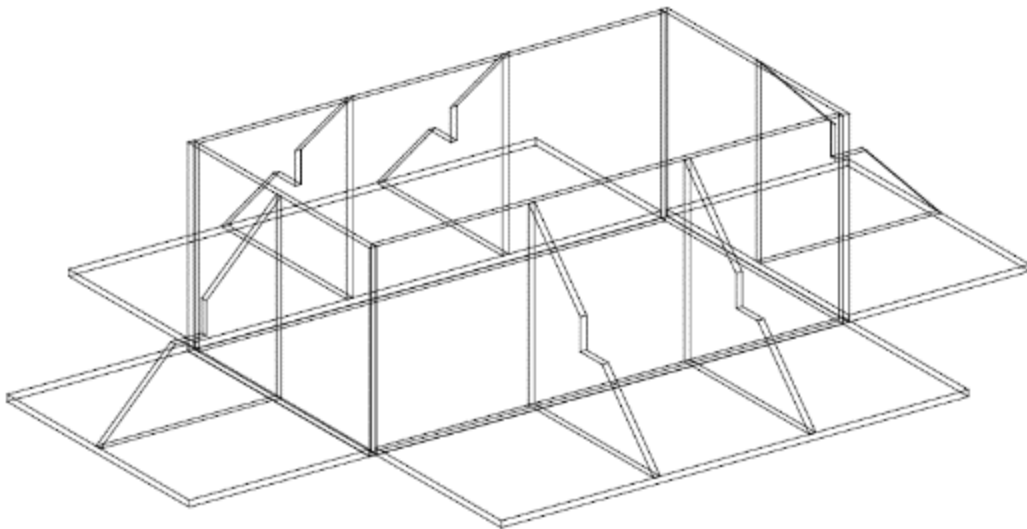


Figure 5.9 Schéma du coffrage utilisé pour couler le joint en BFUP



Figure 5.10 Coffrage pour couler le joint en BFUP

Quatre points d'insertion du BFUP, un sur chaque face, sont prévus, tel qu'illustré sur la Figure 5.11 ci-dessous.

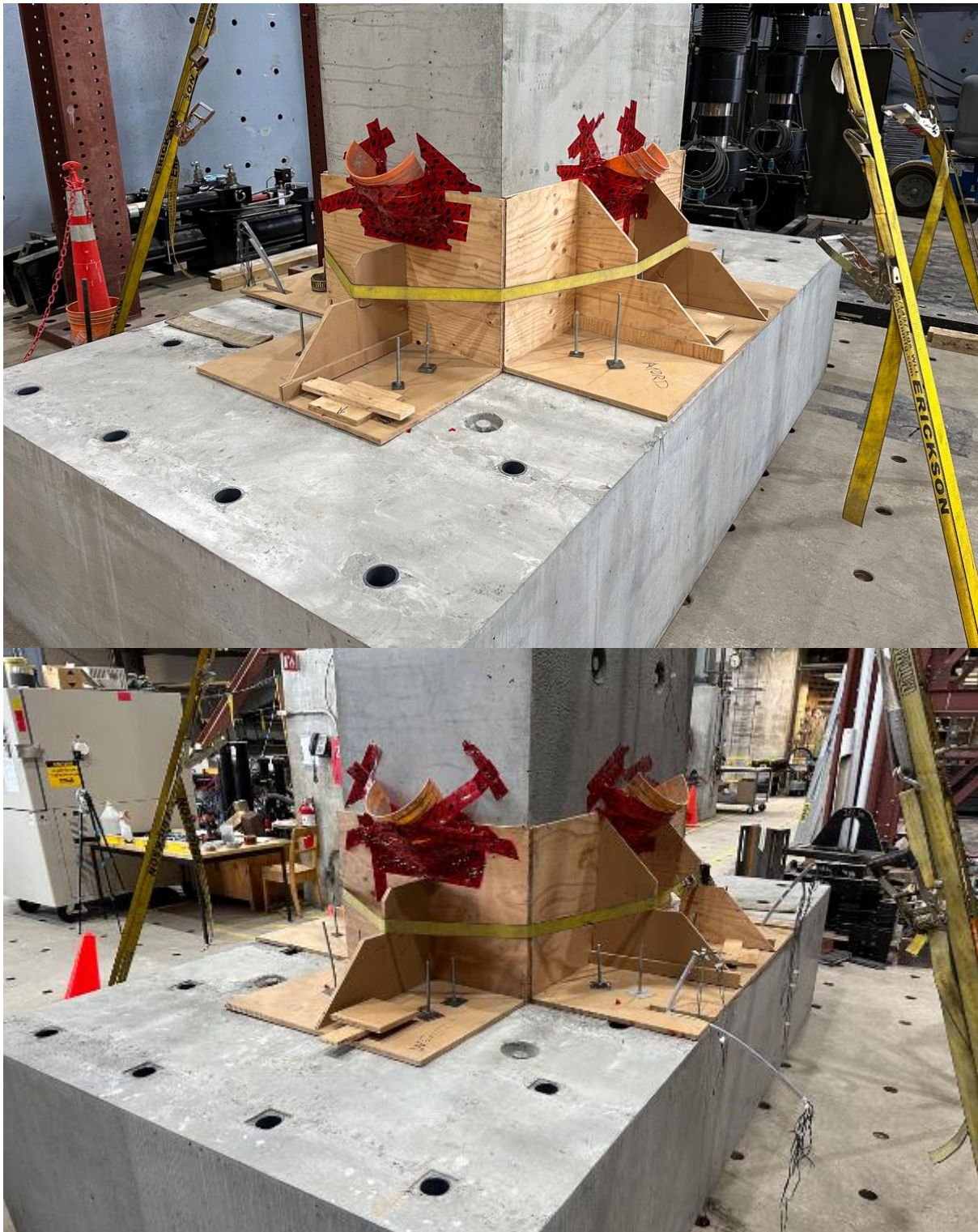


Figure 5.11 Points d'entrées du BFUP

L'objectif est de remplir le joint par une des entrées jusqu'à ce que le BFUP ressorte par les autres points d'entrée tel qu'illustré sur la Figure 5.12, afin d'assurer un remplissage complet du joint. C'est d'ailleurs cette méthode qui a été utilisée pour plusieurs projets comparables déjà réalisés au laboratoire de structures Polytechnique.



Figure 5.12 Point d'entrée de BFUP rempli

À la différence du joint du premier spécimen présenté au chapitre précédent qui fut coulé par l'équipe du laboratoire de Polytechnique, le BFUP a cette fois-ci été réalisé par l'entreprise Sika qui s'est rendue au laboratoire avec leurs matériaux et équipements de malaxage. Le BFUP réalisé n'a cependant pas rencontré les exigences de maniabilités attendues, avec une prise du béton beaucoup trop rapide et très aléatoire. La prise trop rapide a alors engendré un bouchon, provoquant un trou d'air dans le joint, tel que montré sur la Figure 5.13. Une seule entrée et seulement à la fin de la coulée a été bouchée, ce qui fait que le trou d'air est localisé et est réparable.



Figure 5.13 Trou d'air dans le joint

Une coulée de BFUP supplémentaire fut alors nécessaire. Avant cela, l'entreprise DEMIX est venue préparer la surface à réparer. Pour cela, une enceinte a dû être montée autour du spécimen afin d'empêcher la propagation de la poussière dans le laboratoire afin de protéger le personnel ainsi que les équipements. Cette enceinte est montrée sur la Figure 5.14.



Figure 5.14 Enceinte pour préparation de surface – réparation du joint

La préparation de surface réalisée est présentée sur la Figure 5.15. Cette préparation a été réalisée par traits de scie puis démolition du béton. Après cela, un jet d'eau à haute pression a été utilisé afin de faire ressortir des fibres afin de permettre une meilleure adhérence entre le BFUP initialement coulé et la réparation.



Figure 5.15 Surface après préparation pour la réparation du joint

La réparation a été coulée par les membres de l'équipe technique du laboratoire. Afin de s'assurer que la cavité soit bien remplie, un montage est réalisé pour la coulée avec un tube permettant d'imposer une pression importante dans le coffrage lorsque celui est rempli et que le BFUP s'accumule dans le tube. Le montage est présenté sur la Figure 5.16.



Figure 5.16 Coffrage pour couler la réparation du joint

Le montage réalisé a alors très bien fonctionné, permettant de s'assurer que la réparation a permis de remplir tout le trou adéquatement, tel que présenté Figure 5.17.



Figure 5.17 Joint après réparation

Le joint, après la première coulée ainsi qu'après la réparation, a subi une cure de sept jours à l'aide de jutes humides, tel qu'illustré sur la Figure 5.18 pour la cure après la réparation.



Figure 5.18 Cure humide du joint

5.3 Caractéristiques des matériaux

Les différents matériaux utilisés sont caractérisés de la même manière que pour la première phase expérimentale avec la colonne circulaire. C'est pourquoi, sauf cas contraire, seuls les résultats obtenus sont ici présentés, le lecteur pouvant se référer aux tests de caractérisation présentés au chapitre précédent.

5.3.1 Béton Haute Performance

Le béton utilisé pour la pile (hormis le joint) est le même que celui utilisé précédemment pour la colonne circulaire. Il s'agit donc d'un béton haute performance dont la résistance en compression visée est 50 MPa. La composition du mélange ainsi que les différents essais réalisés étant identiques à ceux présentés au chapitre précédent, seuls les résultats sont présentés ici. Le Tableau 5.1 et le Tableau 5.2 présentent les résultats obtenus pour les différents essais de caractérisation réalisés sur le béton normal respectivement à 28 jours et le jour de l'essai.

Tableau 5.1 Caractéristiques du béton haute performance à 28 jours

	f'_c (MPa)	Module élastique (MPa)	Coefficient de Poisson	f_t - Essai brésilien (MPa)
	28 jours	28 jours	28 jours	28 jours
Fût	51.75	31300	0.229	3.78
Semelle	39.6	31785	0.231	3.33

Tableau 5.2 Caractéristiques du béton haute performance le jour de l'essai

	f'_c (MPa)	Module élastique (MPa)	Coefficient de Poisson	f_t - Essai brésilien (MPa)
	Jour de l'essai	Jour de l'essai	Jour de l'essai	Jour de l'essai
Fût	69.0	31350	0.230	4.20
Semelle	50.4	31820	0.233	3.70

5.3.2 Béton à ultra-hautes performances

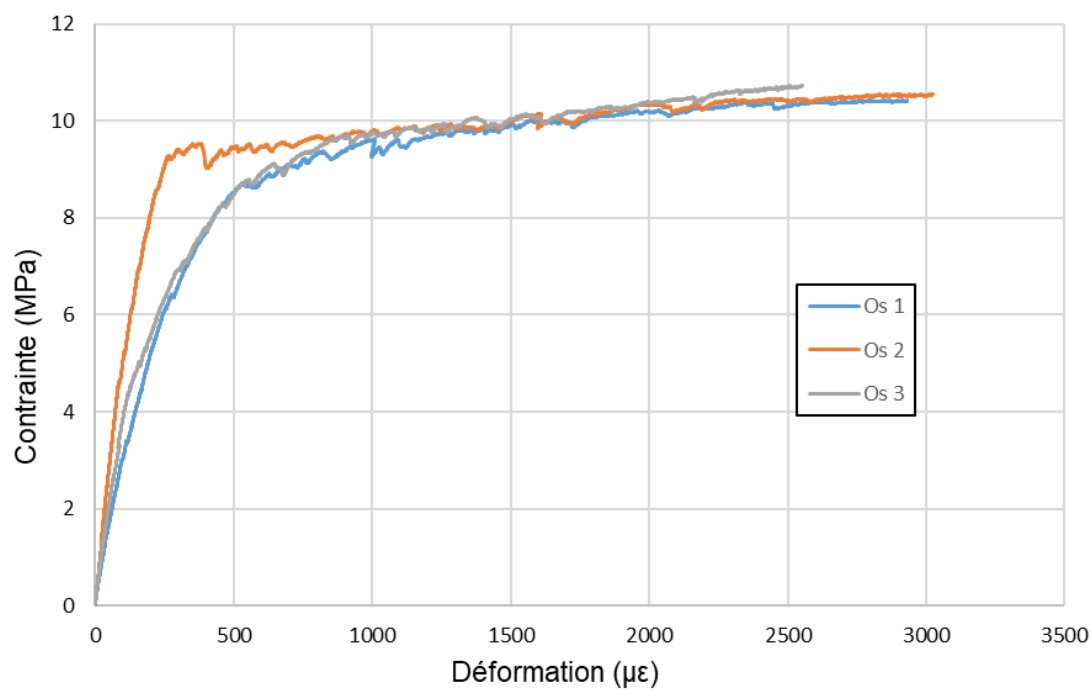
Le béton fibré ultra performant utilisé est le même présenté précédemment et utilisé pour le joint de la colonne circulaire, à savoir le produit « UP-F2 ». Seuls les résultats des différents essais de caractérisation sont présentés ici, pour plus d'informations, le lecteur est invité à se reporter au chapitre précédent. Tel que présenté précédemment, le joint en BFUP a dû être coulé en deux fois (une première coulée puis une réparation).

Tout d'abord des essais de compression sont réalisés. Les essais sont réalisés sur des cylindres de diamètre 75 mm. Les résultats obtenus sont présentés ci-dessous dans le Tableau 5.3. Les BFUP de la première coulée ainsi que de la réparation ont été testés.

Tableau 5.3 Caractéristiques du BFUP à 28 jours et le jour de l'essai

		28 jours	Jour de l'essai
Première coulée	f'_c (MPa)	142.8	157.8
	Module (MPa)	42500	42700
Réparation	f'_c (MPa)	155.8	159.2
	Module (MPa)	42650	42745

Des essais de traction sont aussi réalisés. Les résultats obtenus pour le pré et postpic sont présentés ci-dessous respectivement sur la Figure 5.19 et la Figure 5.20.

**Figure 5.19 Résultats des essais de traction sur os (prépic)**

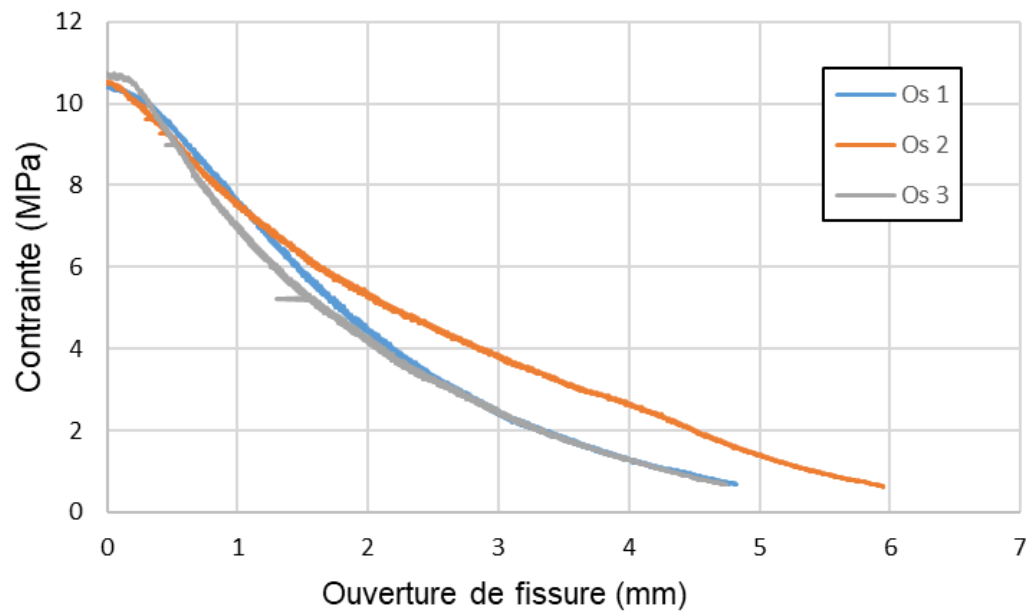


Figure 5.20 Résultats des essais de traction sur os (post pic)

5.3.3 Armatures

Les armatures testées sont les barres 25M provenant de la semelle ainsi que les barres longitudinales 30M du fût. L'acier utilisé est le même que celui utilisé pour la colonne circulaire, à savoir un acier de type 400W. Les tests sont réalisés de la même manière que celle adoptée au chapitre précédent, et ce sur les barres les plus sollicitées, à savoir les barres situées dans les quatre coins. Ces armatures sont identifiées ci-dessous sur la Figure 5.21.

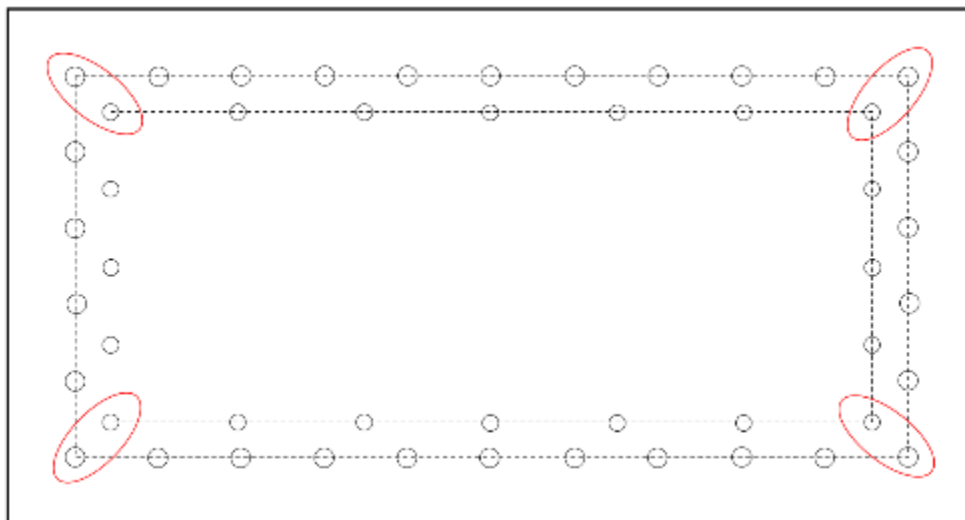


Figure 5.21 Armatures testées en traction

Les résultats obtenus sont présentés sur la Figure 5.22 et la Figure 5.23, respectivement pour les armatures 25M et 30M. La limite élastique respect les exigences avec respectivement 440 MPa et 460 MPa, une contrainte ultime légèrement inférieure à 600 MPa, soit respectivement 580 MPa et 590 MPa.

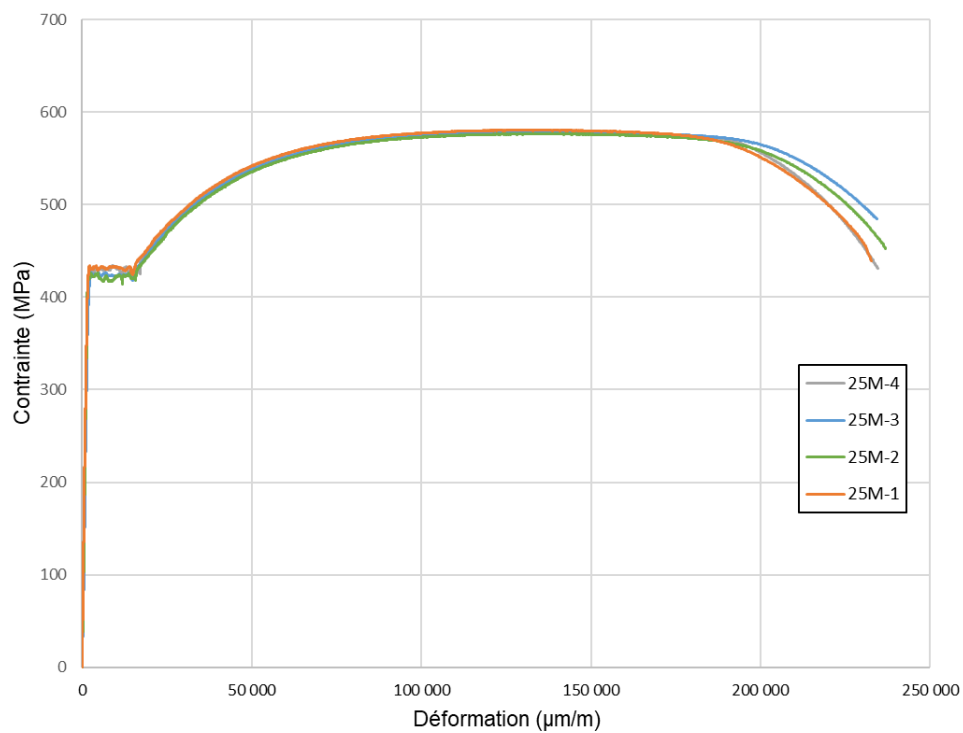


Figure 5.22 Résultats des essais de traction sur armatures 25M

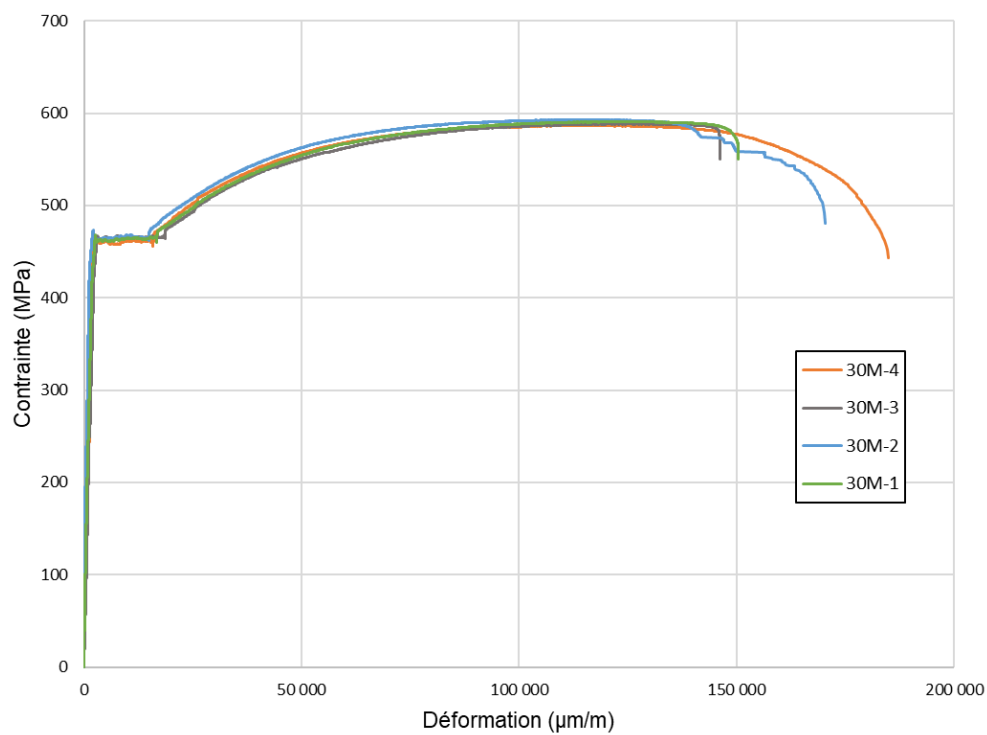


Figure 5.23 Résultats des essais de traction sur armatures 30M

5.4 Instrumentation

5.4.1 Jauges de déformation

Des jauges de déformation sont installées sur différentes armatures. Les jauges utilisées ainsi que le protocole d'installation sont identiques à ce qui a été réalisé pour la colonne circulaire. Le lecteur est donc invité à se reporter au chapitre précédent pour plus d'informations à ce sujet.

Un total de 56 jauges est installé. Ces jauges sont disposées juste au-dessus et au-dessous du haut du joint sur les armatures longitudinales 30M du fût, juste au-dessus et au-dessous du bas du joint sur les armatures 25M provenant de la semelle, ainsi que 250 mm du dessus de la semelle sur les armatures provenant de la semelle. Cette longueur de 250 mm correspond environ à la valeur de $0.022f_{ye}d_b$, équation présentée précédemment correspondant à la pénétration de la rotule plastique dans la semelle. Les positions des jauges sont présentées sur la Figure 5.24 ci-dessous.

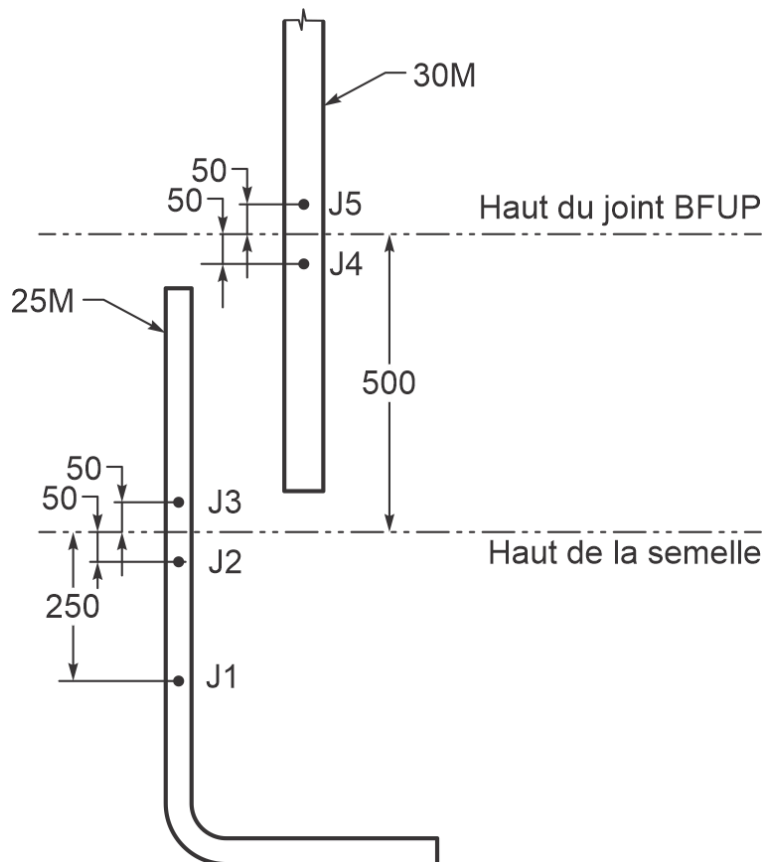


Figure 5.24 Positions des jauges

Les armatures les instrumentées sont les plus sollicitées, à savoir les armatures situées dans les coins, ainsi que les armatures au centre de chaque afin de pouvoir comparer par la suite les valeurs obtenues avec la modélisation numérique. Pour chaque position, les jauges sont doublées (une jauge de chaque côté de la barre) afin de faire face à l'endommagement probable des jauges lors de l'essai. Le choix de l'emplacement des jauges est résumé sur la Figure 5.25. Les numéros 1 à 5 correspondent aux positions numérotées ainsi sur la Figure 5.24.

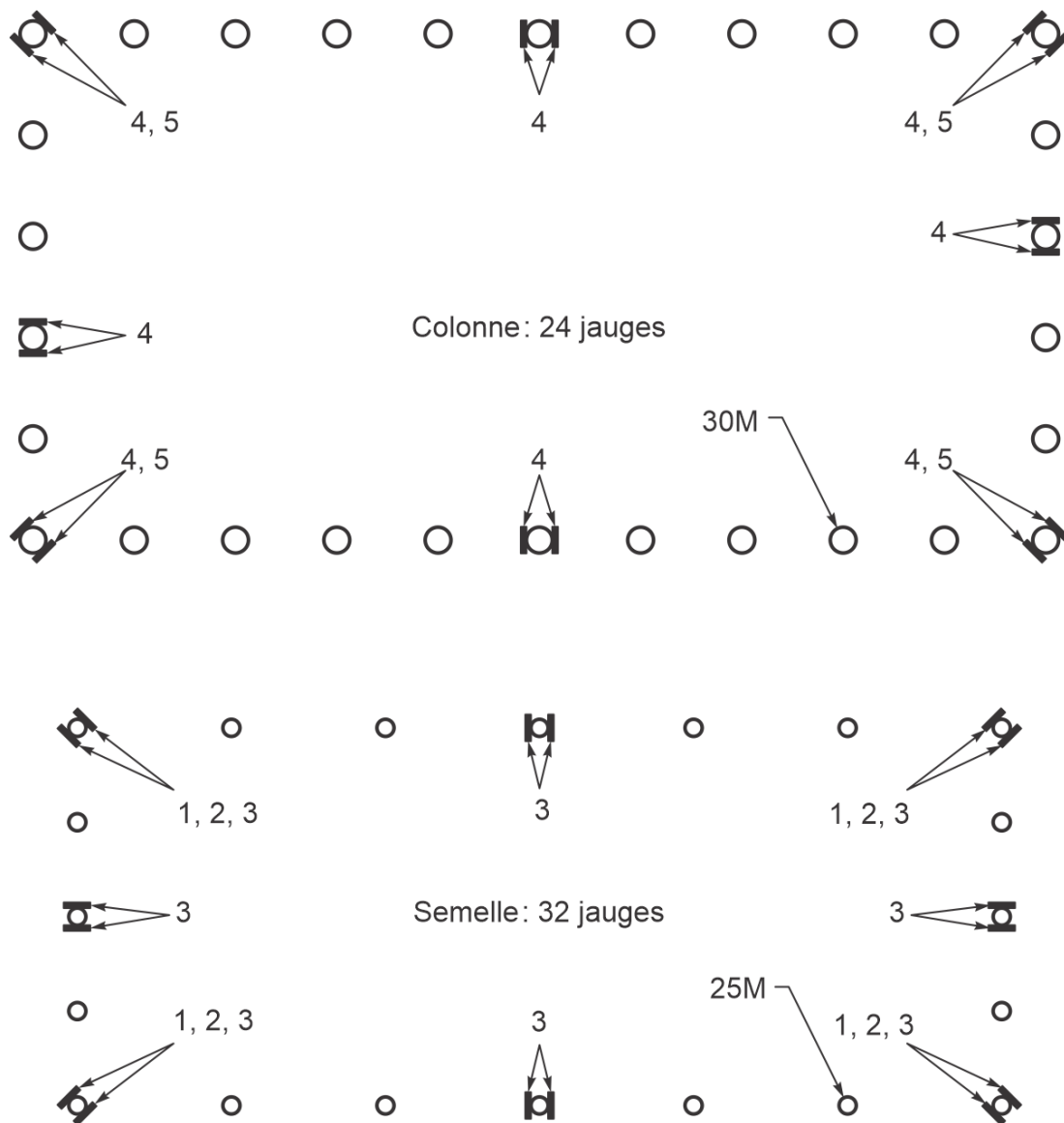


Figure 5.25 Positions des barres instrumentées

5.4.2 LVDT

Comme pour la colonne circulaire, des séries de LVDT sont installées. Deux faces sont instrumentées à l'aide de LVDT, les deux autres étant, tel que cela est présenté par la suite, instrumentées pour le système de corrélation d'images. Des capteurs permettant de mesurer le soulèvement de la colonne sont installés aux quatre coins de cette dernière. La disposition des 31 LVDT est présentée schématiquement sur la Figure 5.26, puis la Figure 5.27 présente l'installation.

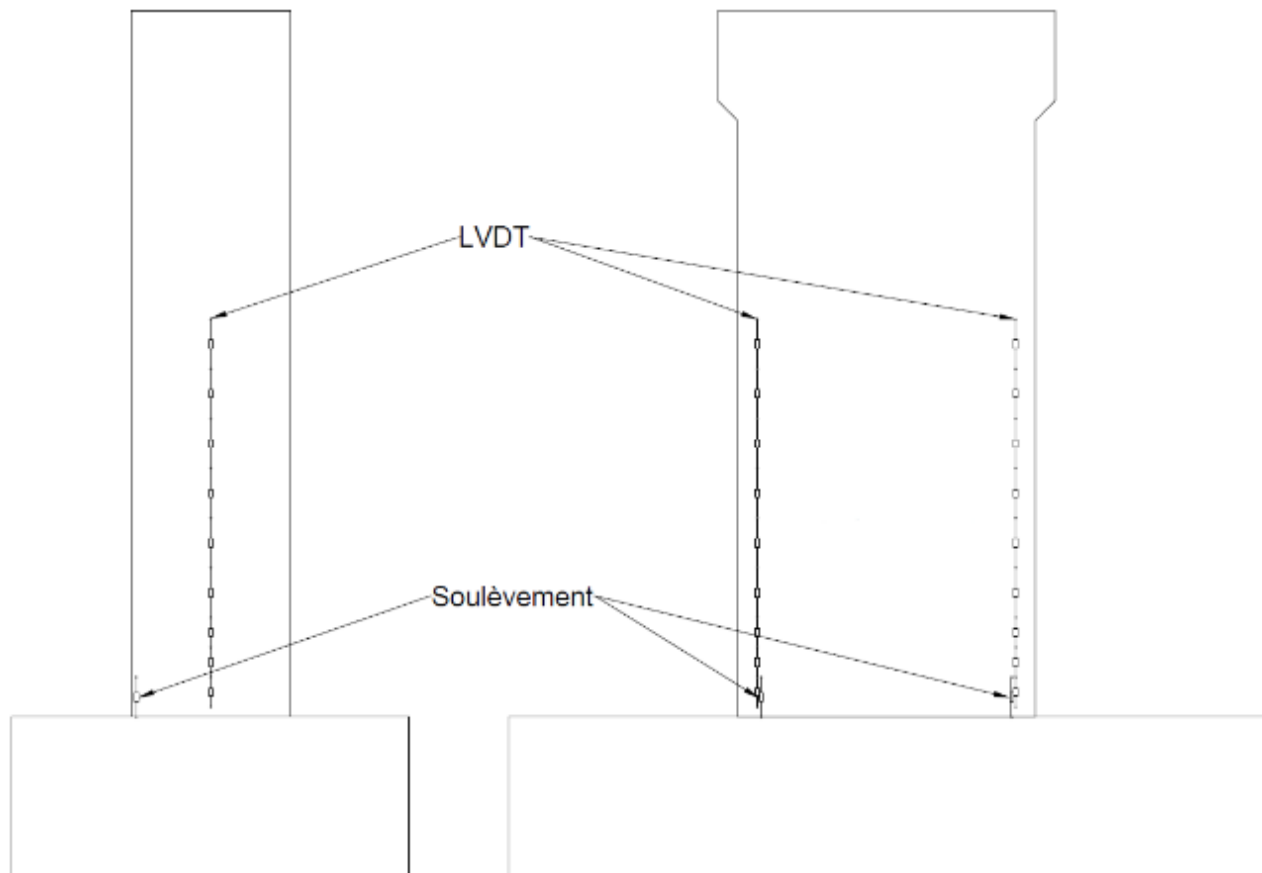


Figure 5.26 Disposition des LVDT



Figure 5.27 Montage des LVDT

5.4.3 Système de corrélation d'image

Le même système de corrélation d'images (SCI) que pour la première pile à colonne circulaire est utilisé. Deux faces, une sur l'axe fort et une sur l'axe faible sont instrumentées pour permettre l'utilisation du système. Pour cela, un mouchetis est donc réalisé tel que montré sur la Figure 5.28, puis des paires de caméras sont installées pour l'essai comme montré sur la Figure 5.29. Pour plus d'informations, le lecteur est invité à consulter le chapitre expérimental précédent. Lors de l'essai, des photos sont prises toutes les deux secondes par le système.



Figure 5.28 Mouchetis pour le système de corrélation d'images

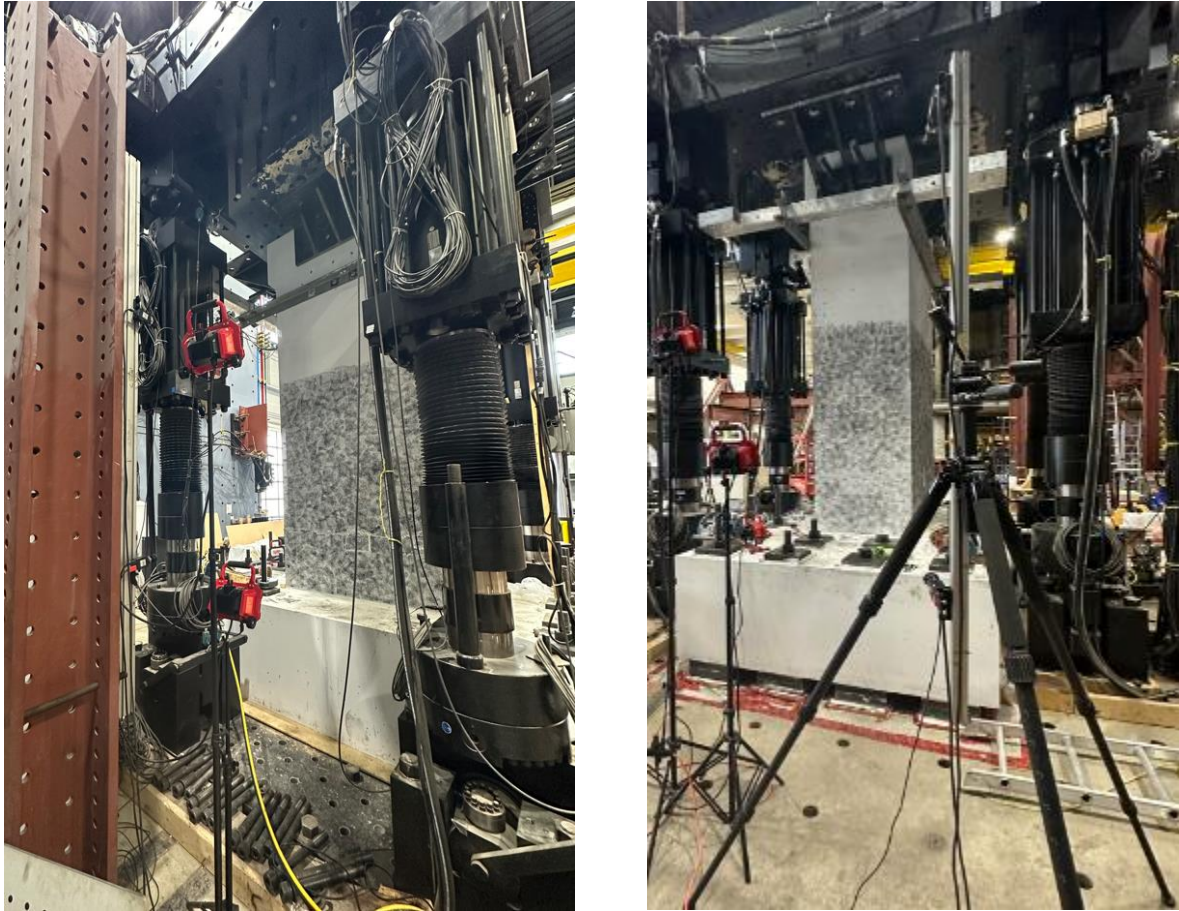


Figure 5.29 Montage pour le système de corrélation d'images

5.4.4 Mesure des déplacements relatifs

Afin de mesurer avec précision le déplacement de la colonne pendant l'essai, un système de mesure de déplacements relatifs est installé. Ce dernier est le même que celui utilisé pour la partie expérimentale présentée au chapitre précédent, pour plus d'informations, le lecteur est donc invité à se référer à ce chapitre. Comme pour la pile précédente, le système est localisé dans l'espace à l'aide d'un scan 3D nécessitant l'installation de cibles tel que montré sur la Figure 5.30.



Figure 5.30 Installation de cible pour la numérisation 3D

5.5 Montage de l'essai

Tout comme pour le premier essai présenté dans ce mémoire, l'essai est réalisé dans le système de chargement multiaxial à six degrés de liberté (6DDL) du laboratoire de structures de Polytechnique Montréal.



Figure 5.31 Montage de l'essai pour la pile rectangulaire

La semelle de la pile est ancrée dans la base et le sol du laboratoire à l'aide d'ancrages traversant la dalle du laboratoire comme montré sur la Figure 5.32. Les dimensions de la semelle étant imposantes, cette dernière dépasse de part et d'autre de la base du système 6DDL. Des plaques sont alors installées comme illustré sur la Figure 5.33 afin de venir appuyer les extrémités de la semelle.

Une force de 800 kN est appliquée dans chaque ancrage. Afin de pallier aux possibles imperfections sous la semelle, des plaques d'un matériau pouvant se déformer sont installées sous la semelle, permettant un bon contact entre le dessous de la semelle du spécimen et la plaque inférieure du 6DDL.



Figure 5.32 Ancrages traversant la dalle supérieure du plancher du laboratoire

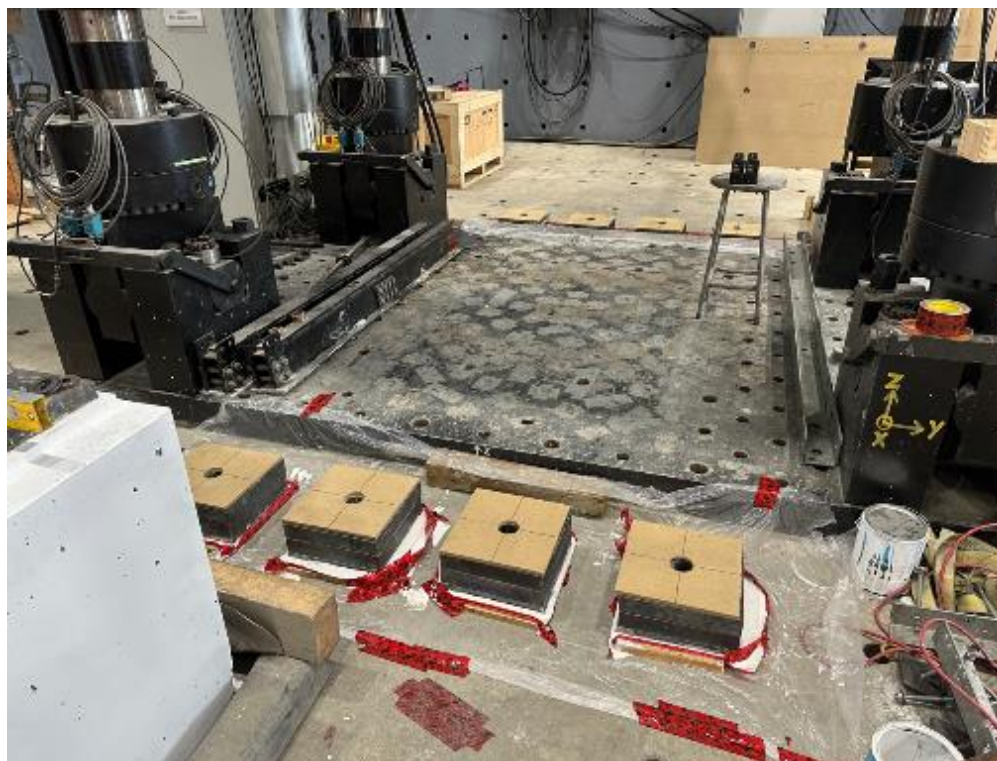


Figure 5.33 Installation de plaques pour les parties de la semelle dépassant de la plaque inférieure du 6DDL

L'essai étant bidirectionnel, deux paires d'équerres, une paire dans chaque direction pour un total de quatre équerres, sont installées au sommet de la colonne, comme montré sur la Figure 5.34.



Figure 5.34 Équerres au sommet de la colonne

Les équerres sont ensuite ancrées au plateau supérieur du 6DDL à l'aide de quatre ancrages par équerre, tel que présenté sur la Figure 5.35. Les équerres n'ont pas la même géométrie afin d'accommoder l'ancrage des barres horizontales en tête de spécimen.



Figure 5.35 Équerres ancrées au plateau supérieur du 6DDL

5.6 Protocole de chargement

L'essai réalisé est un essai cyclique bidirectionnel. Pour cela, un choix a dû être fait pour le ratio de déplacement entre l'axe fort et l'axe faible : deux choix furent considérés. Le premier choix considéré fut de déterminer à l'aide des analyses par éléments finis les valeurs $\Delta_{x,uni}$ et $\Delta_{y,uni}$ correspondant aux déplacements à l'apparition de la plastification des armatures respectivement sur l'axe X et l'axe Y en considérant des analyses unidirectionnelles. Un ratio $\Delta_y/\Delta_x = 1.5$ serait alors à considérer (lors de l'essai, X correspond à l'axe fort de la colonne, et Y correspond à l'axe faible). Cependant, ce choix pose deux problèmes : les déplacements sont alors diminués, car la pile est amenée à l'état le plus critique pour les armatures longitudinales situées dans les coins de la colonne, et surtout dans la réalité, ce ratio est loin de la valeur de 1.5. Le deuxième choix possible, et celui qui a été retenu, vise à se rapprocher du ratio de déplacements qu'une telle pile subirait lors d'un séisme. Pour cela, la méthode de la charge uniforme présentée dans le chapitre de conception de ce mémoire est utilisée pour déterminer les déplacements subis par la pile en considérant différents ponts : le pont initialement étudié avec des travées de 13 m et un tablier en béton, un pont avec le même tablier, mais des travées de 40 m, ainsi qu'un pont avec un tablier en acier, donc plus léger, et des travées de 40 m également. Pour chaque pont, les efforts sismiques du CNBC2015 et 2020 sont considérés, les efforts devenant plus importants dans le code 2020. La Figure 5.36 ci-dessous présente différents points Δ_x - Δ_y correspondant aux différents cas considérés, ainsi qu'une courbe correspondant au ratio $\Delta_y/\Delta_x = 1.5$ et une correspondant au ratio $\Delta_y/\Delta_x = 6$. Il est nettement visible que le choix d'un ratio 1.5 est loin de la réalité. C'est pourquoi un ratio de 6, plus réaliste, est choisi. Cette valeur permet de se rapprocher des déplacements obtenus avec la méthode de la charge uniforme, tout en restant du côté conservateur où les déplacements sur l'axe fort sont légèrement surestimés. De plus, la condition choisie est plus sévère que la règle des 100%-30% utilisée en conception. Les valeurs Δ_y et Δ_x sont choisies à l'aide des analyses numériques présentées ultérieurement et valent respectivement 15mm et 2.5mm.

Tout au long de l'essai, une charge axiale de 3000 kN est appliquée. La valeur de cette charge est choisie afin d'obtenir le même niveau de contrainte que pour les piles circulaires.

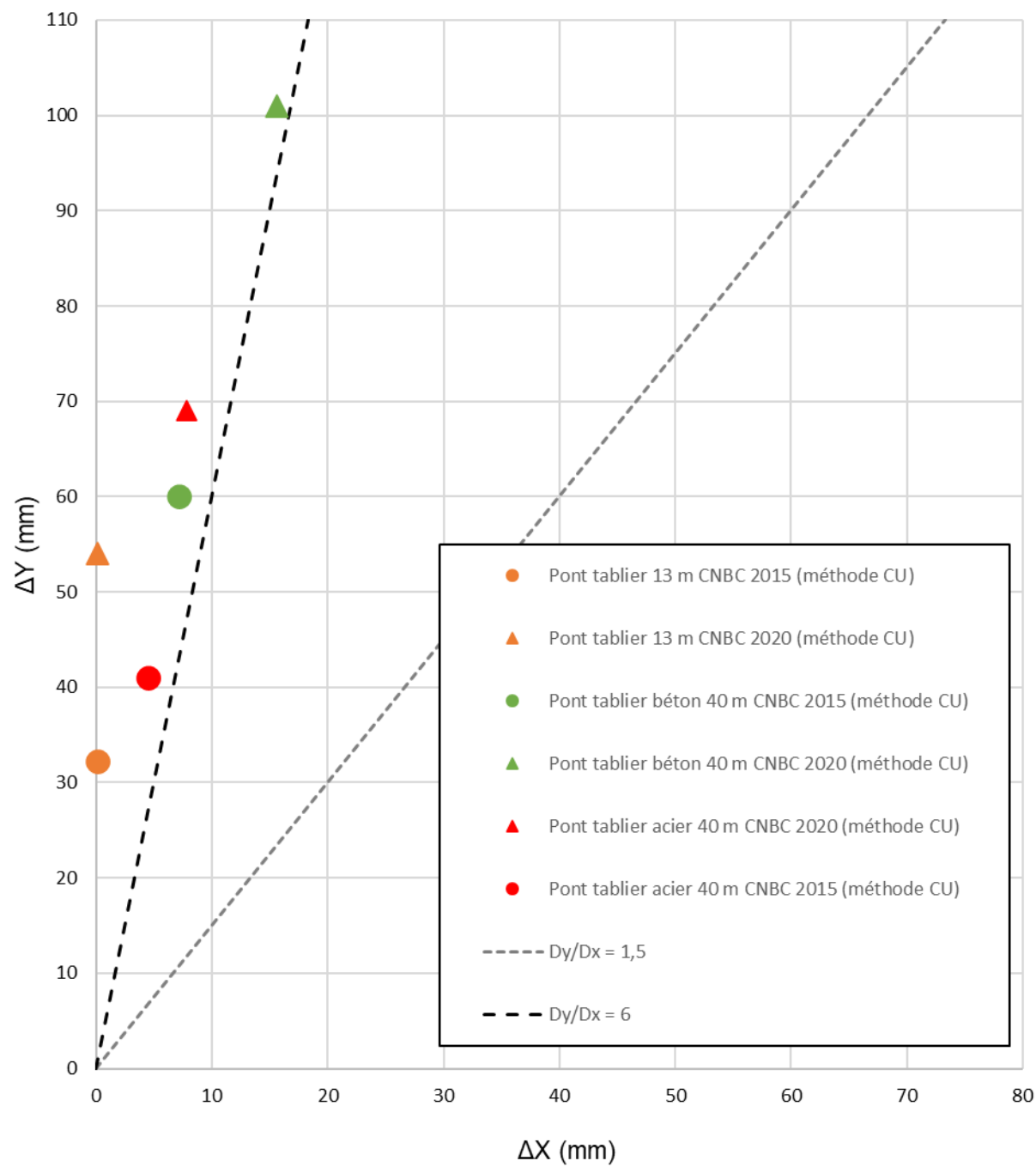


Figure 5.36 Points $\Delta_Y - \Delta_X$ pour différents cas considérés (1)

Lors de l'essai, deux allers-retours sont faits sur l'axe fort lorsqu'un seul est réalisé sur l'axe faible. Ce choix est réalisé en se basant sur les travaux de Khaled (2010) ayant étudié une multitude de réponses sismiques réelles sur des ponts réguliers avec et sans biais ayant une géométrie proche de celle du pont considéré dans cette étude. La Figure 5.37 présente l'évolution des déplacements X-Y.

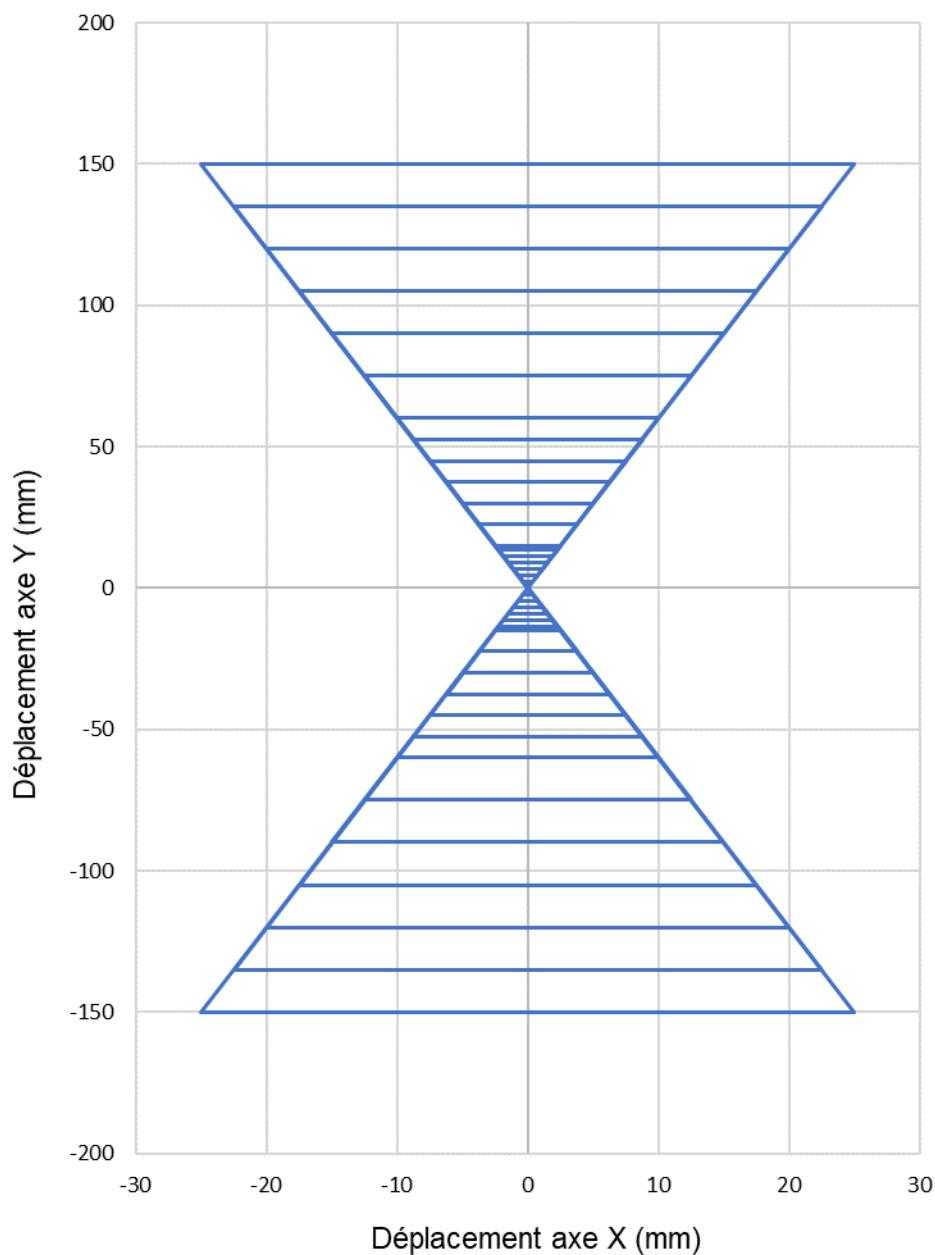


Figure 5.37 Déplacements X-Déplacements Y pour le protocole de chargement

Les premiers cycles sont réalisés à une vitesse de 0.15 mm/s et correspondent à la phase de préchargement : des déplacements $\Delta_{x,th}$ et $\Delta_{y,th}$ issus des analyses numériques sont choisis, puis des cycles multiples de $0.15\Delta_y$ sont réalisés jusqu'à l'apparition de la plastification (censée survenir aux alentours de $1\Delta_y$). À la fin de la phase de préchargement, des cycles sont réalisés en fonction des valeurs $\Delta_{x,exp}$ et $\Delta_{y,exp}$ obtenues expérimentalement. Pour chaque cycle, trois boucles sont réalisées avant de passer au cycle suivant. De $1\Delta_y$ à $4\Delta_y$, des incréments de $0.5\Delta_y$ sont réalisés à une vitesse de 0.6 mm/s, puis au-delà des incréments de $1\Delta_y$ sont réalisés à une vitesse de 1 mm/s. La Figure 5.38 et la Figure 5.39 présentent alors l'évolution des déplacements respectivement pour l'axe X et l'axe Y en fonction du temps.

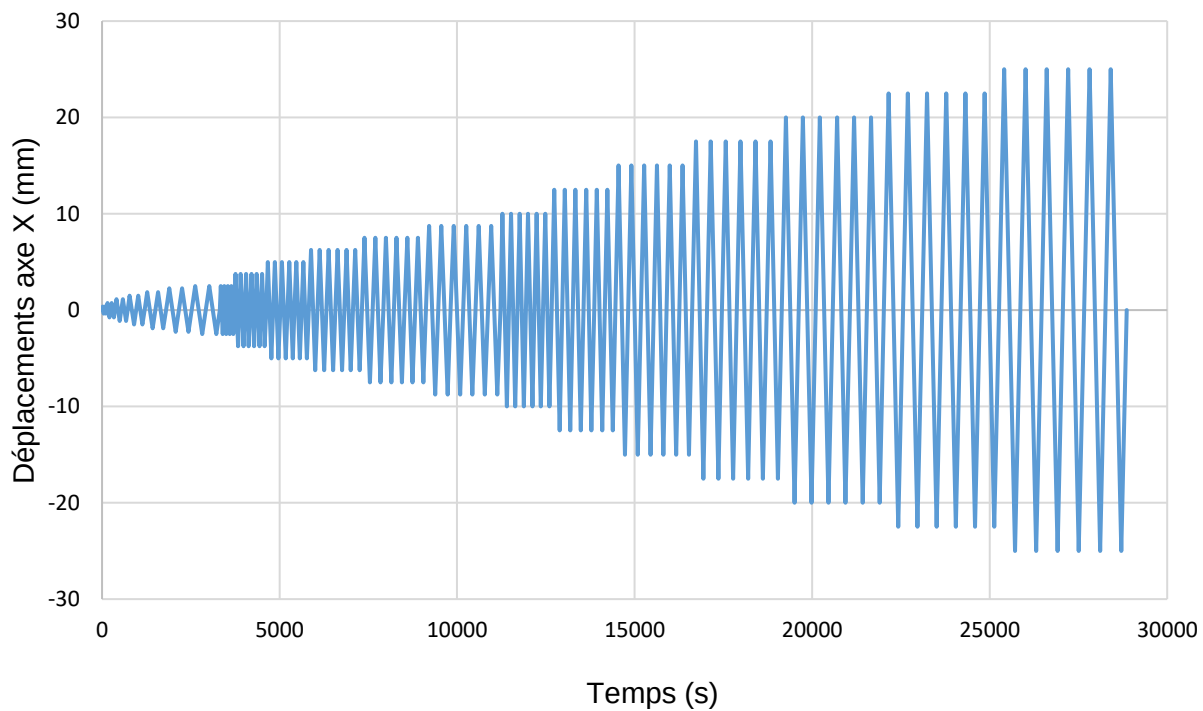


Figure 5.38 Évolution des déplacements pour l'axe fort (X) en fonction des cycles de chargement

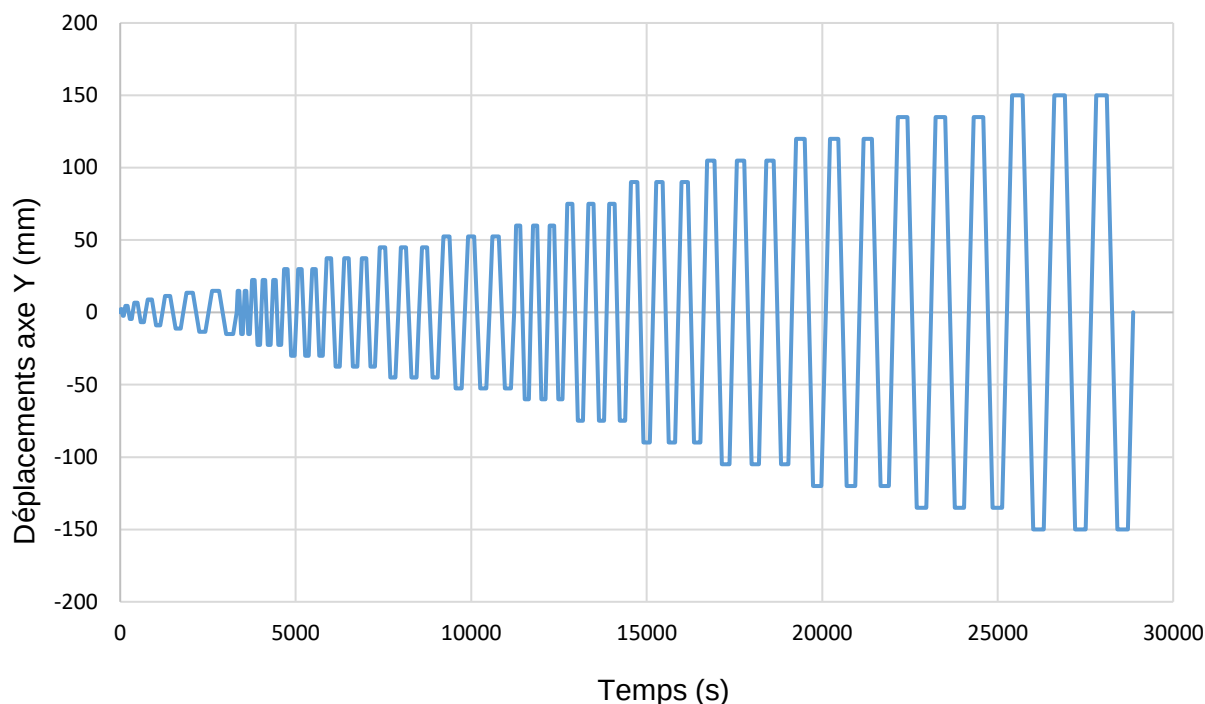


Figure 5.39 Évolution des déplacements pour l'axe faible (Y) en fonction des cycles de chargement

5.7 Résultats

5.7.1 Dégradations de la pile au cours de l'essai

La Figure 5.40 jusqu'à la Figure 5.54 présentent la pile à différents stades de l'essai. Lors de la phase de préchargement, très peu de dommages sont présents à l'atteinte de 1Δ correspondant à 15 mm pour l'axe faible et 2.5 mm pour l'axe fort. Des fissures sont visibles au niveau de la semelle au centre de cette dernière au milieu de sa longueur la plus grande, cependant ces fissures étaient déjà présentes avant le début de l'essai et sont dues à la non-planéité du dessous de la semelle lors de la post-tension. La semelle étant surdimensionnée et n'étant pas un élément critique, cela n'est pas à considérer. De plus, ces fissures restent identiques tout au long de l'essai. Au niveau de la colonne, à ce stade, seul un soulèvement minime est observé. À l'atteinte de $2\Delta_y$, une fissure se forme au niveau de la réparation. Cette fissuration pourrait être alarmante, mais cette dernière reste,

comme la suite le montre, telle quelle lors de la suite de l'essai. Cela peut être expliqué par le relâchement de contraintes résiduelles provoquées par la réparation, puis une fois ces contraintes libérées, le joint réparé se comporte de manière adéquate. Un bilan sur l'efficacité de la réparation sera présenté plus loin dans ce mémoire. En plus de cette fissure au niveau de la réparation, une légère fissuration apparaît environ 500 mm au-dessus du joint dans la colonne. Aussi, le soulèvement s'accroît progressivement. Après $3\Delta_y$ une nouvelle fissure de flexion se forme environ 1300 mm au-dessus du joint. Les autres fissures au niveau de la réparation et au-dessus du joint évoluent peu. En bas du joint sur les faces de l'axe faible, un léger endommagement du BFUP en compression apparaît. Le passage de $3\Delta_y$ à $4\Delta_y$ ajoute peu de dommage au spécimen, le soulèvement continue sa progression. Après $5\Delta_y$, l'endommagement du BFUP tout en bas du joint se propage sur les faces de l'axe faible, cela s'apparente à un léger écaillage du béton en surface. Après $6\Delta_y$, les images montrent clairement que les fissures de flexion et la fissure dans la réparation n'ont presque pas évolué depuis leur apparition au début de l'essai. Après $7\Delta_y$, l'écaillage du BFUP en bas du joint est nettement visible, mais reste localisé et ne montre pas de signes critiques. Après $8\Delta_y$, soit une ductilité très importante, la colonne montre, considérant ce niveau de déplacement, très peu d'endommagement : le soulèvement continue de progresser tandis que les fissures de flexion restent telles quelles. Le même constat est fait pour $9\Delta_y$ et même $10\Delta_y$. L'endommagement est presque entièrement au niveau du soulèvement, le béton juste au-dessus du joint ne montre pas de signes d'endommagement mis à part la fissuration au niveau de la réparation, présente, mais inchangée depuis son apparition au début de l'essai. Tout au long de l'essai, le béton normal de la colonne ne subit aucun endommagement majeur, le seul endommagement étant les fissures de flexion, qui restent minimales. Finalement, hormis le soulèvement très important, très peu de dommages sont observables en surface du spécimen. Le comportement de la pile en termes d'endommagement du béton est donc plus que satisfaisant.



Figure 5.40 Pile à l'issue du préchargement

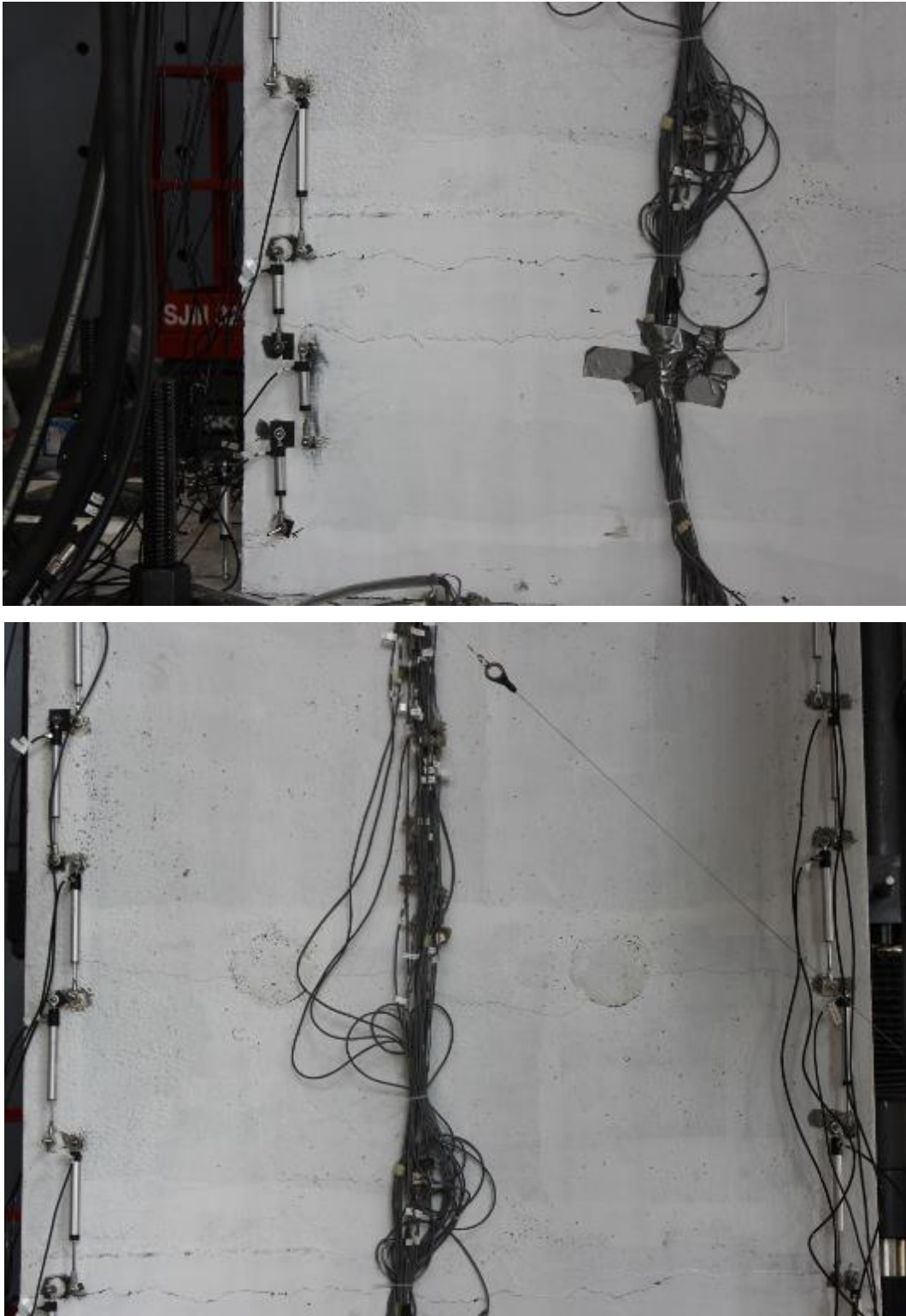


Figure 5.41 Pile à $2\Delta_y$ (1/2)

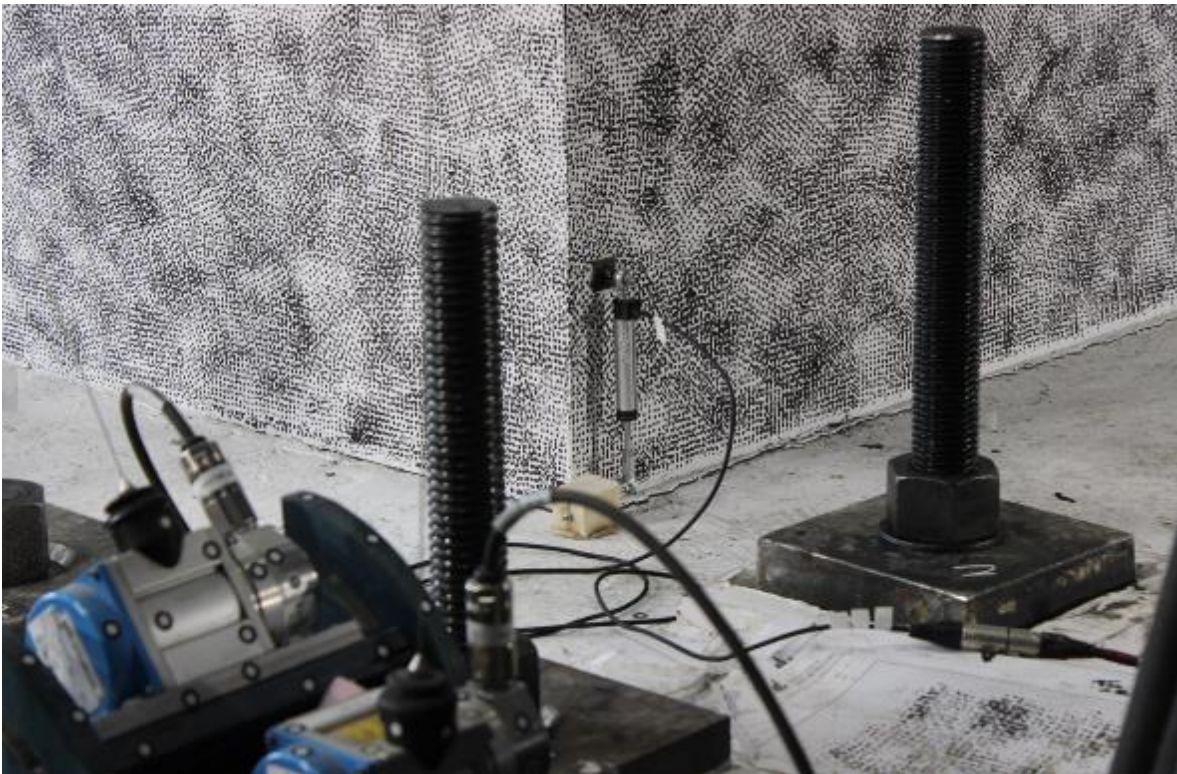
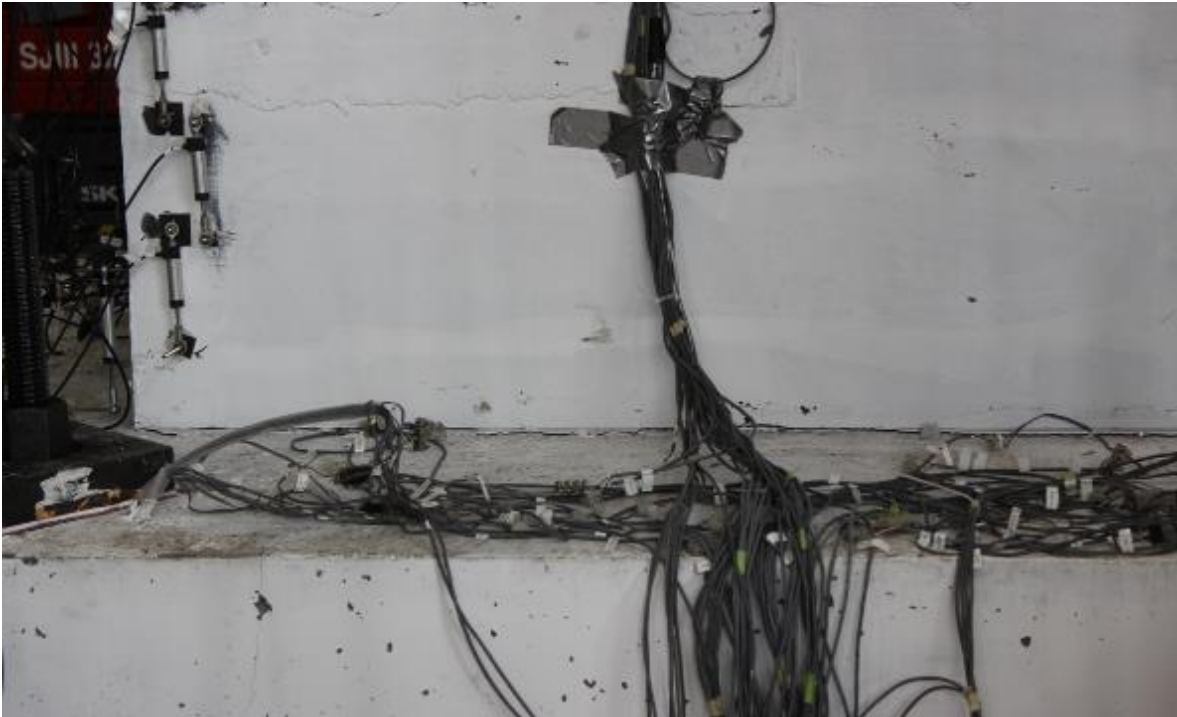


Figure 5.42 Pile à $2\Delta_y$ (2/2)

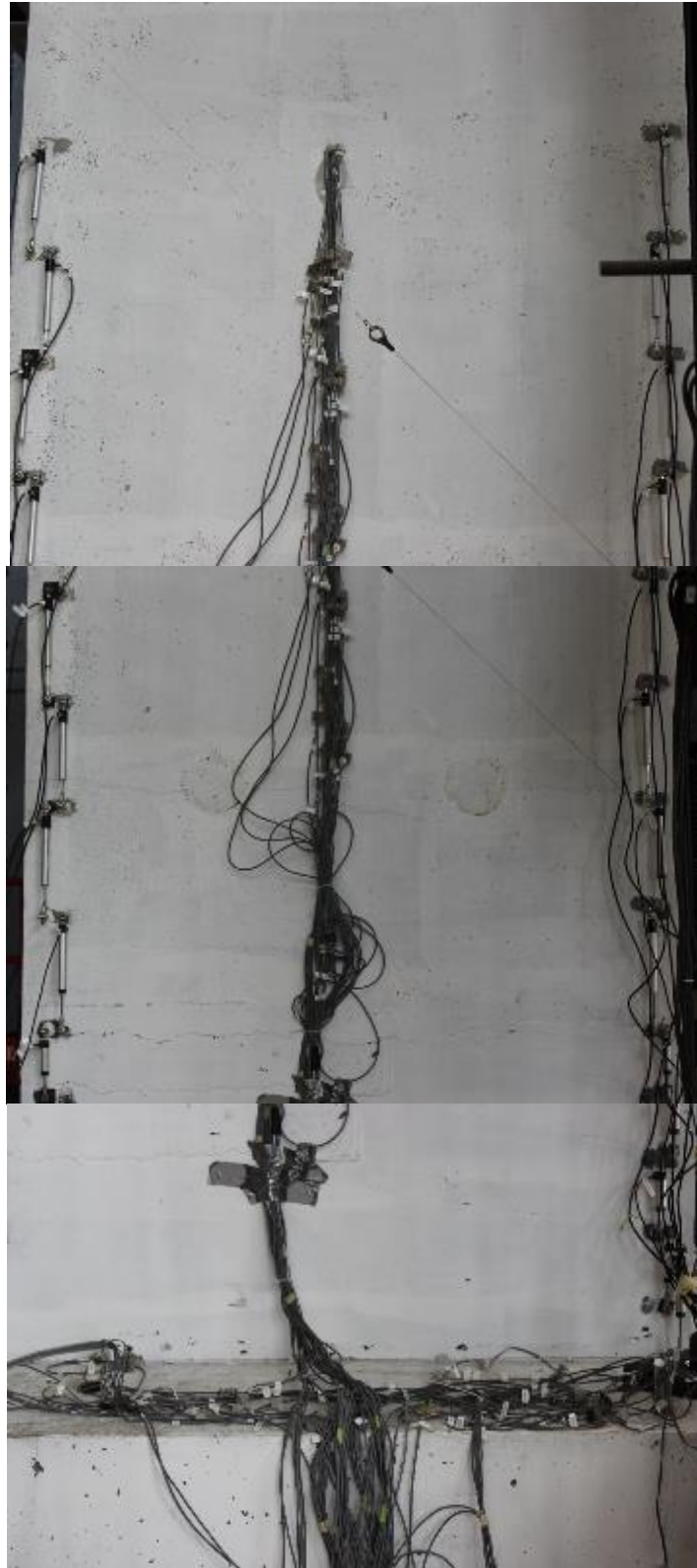


Figure 5.43 Pile à $3\Delta_y$

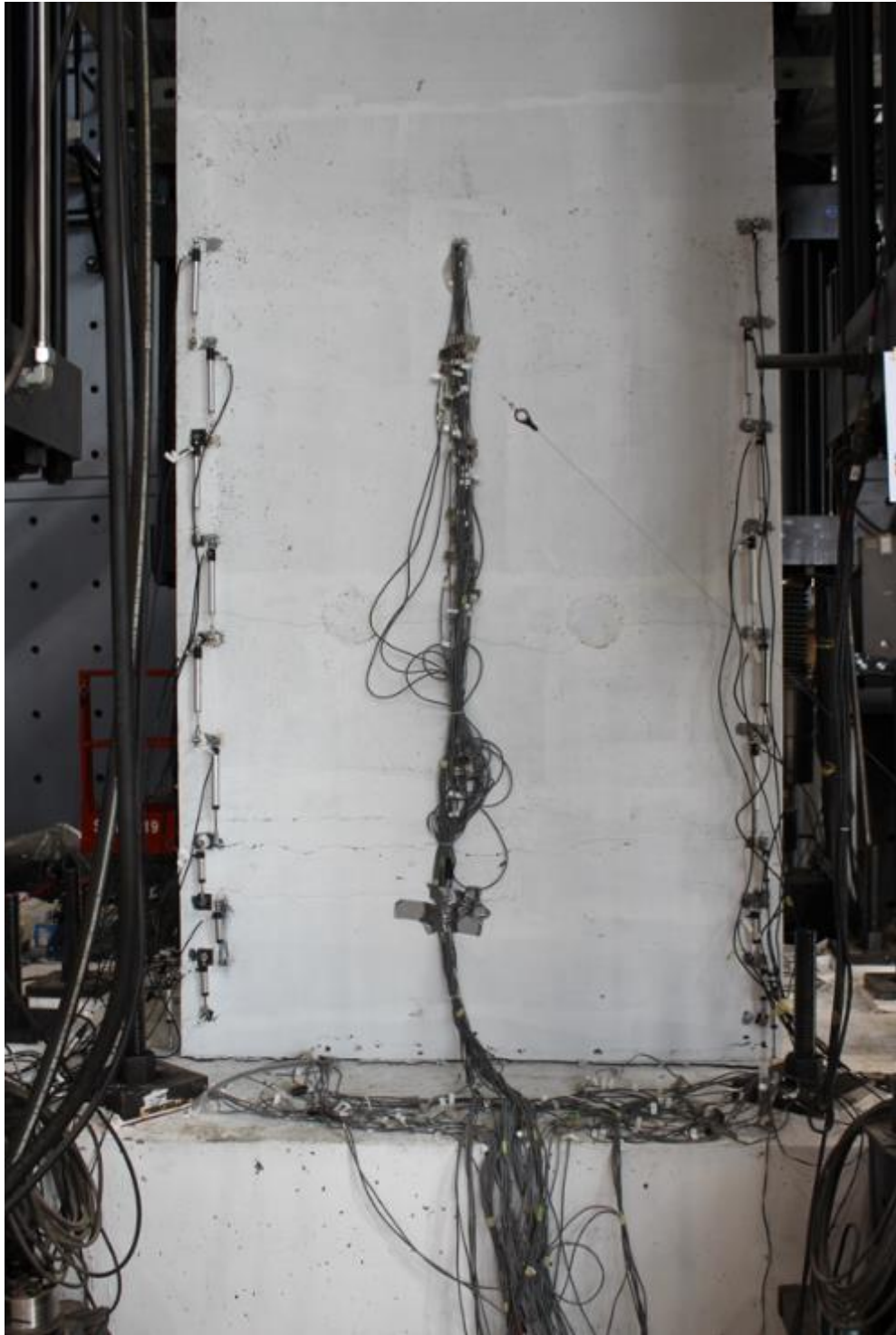


Figure 5.44 Pile à $4\Delta_y$ (1/2)

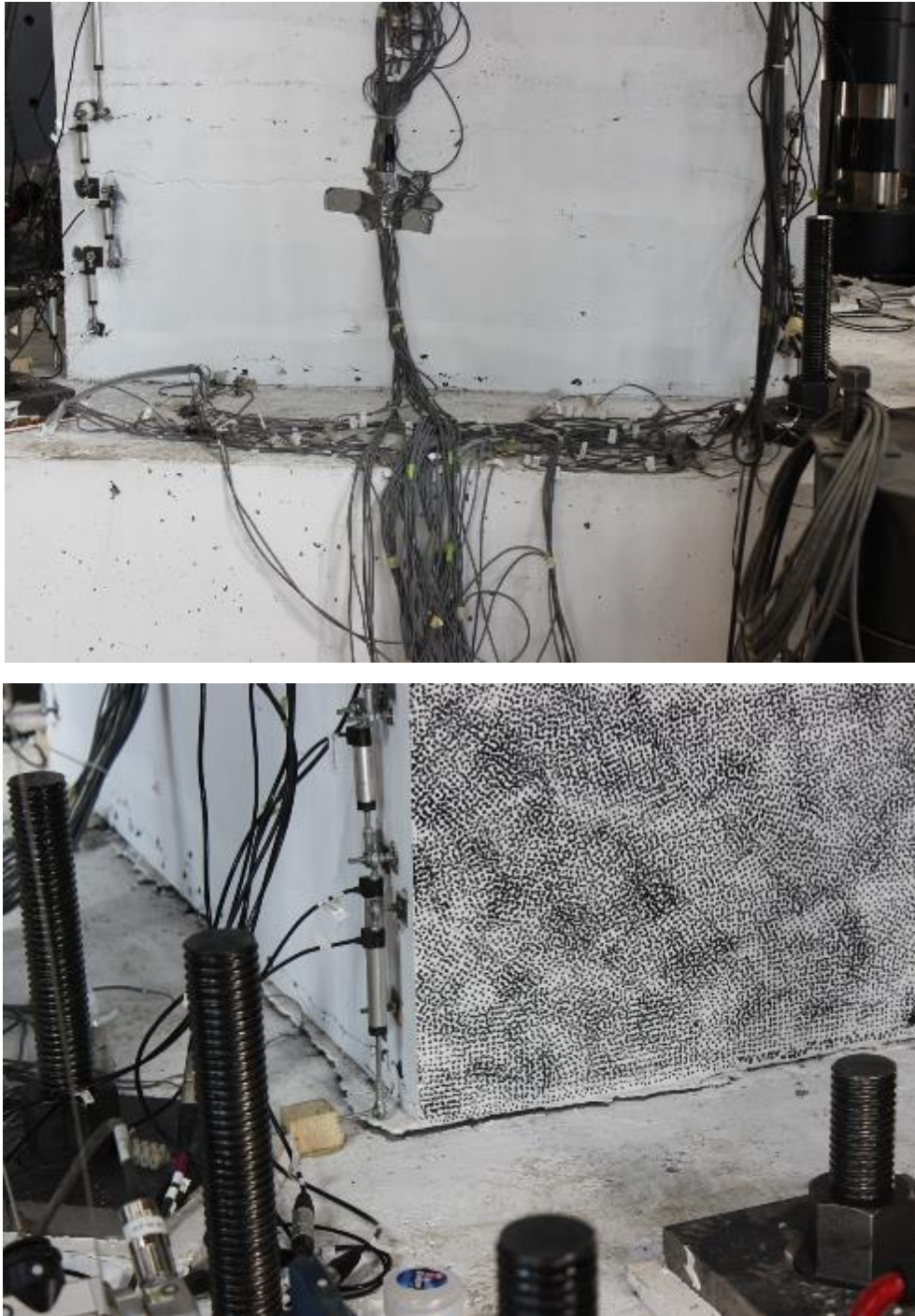


Figure 5.45 Pile à $4\Delta_y$ (2/2)

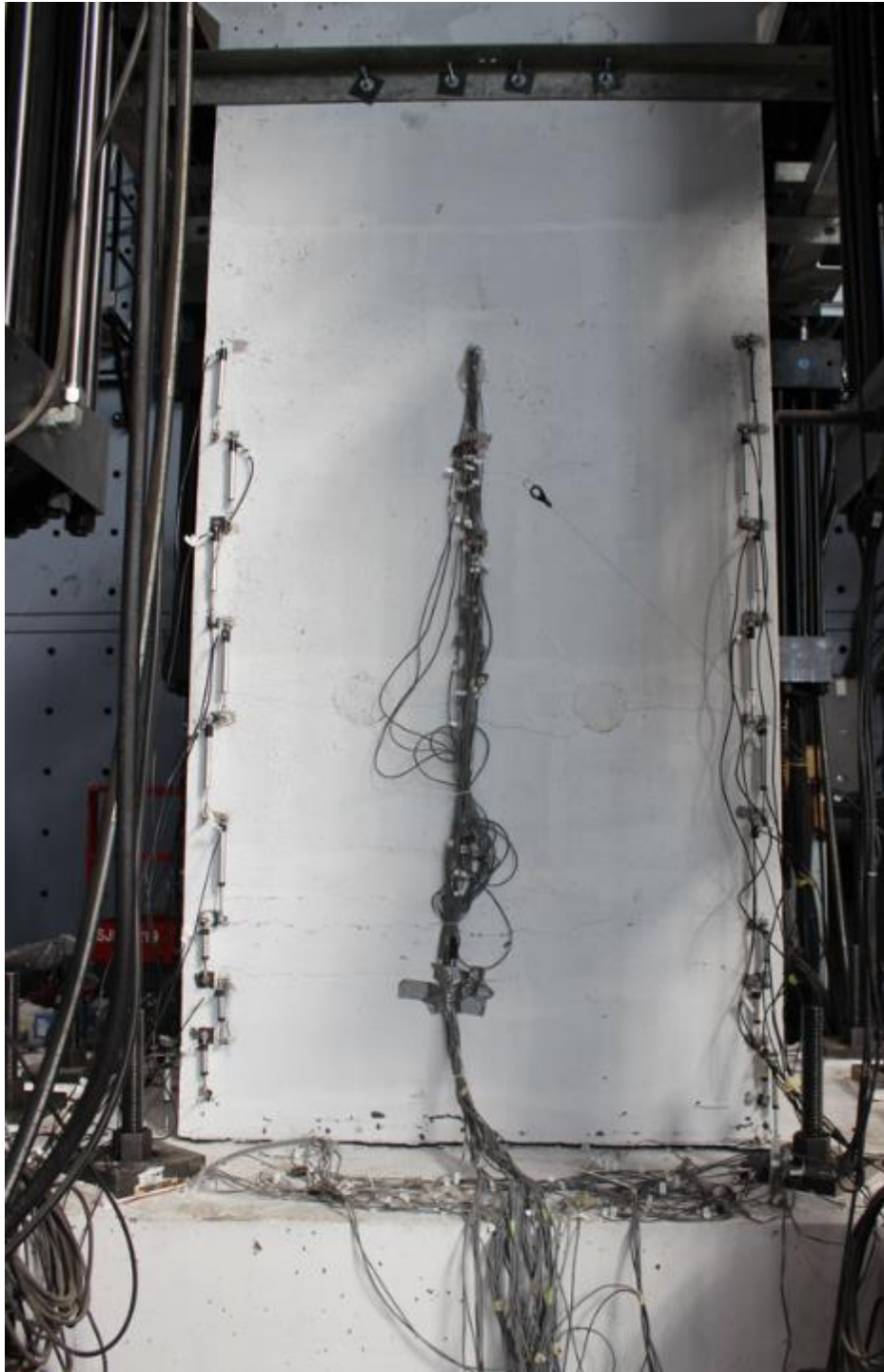


Figure 5.46 Pile à $5\Delta_y$ (1/3)

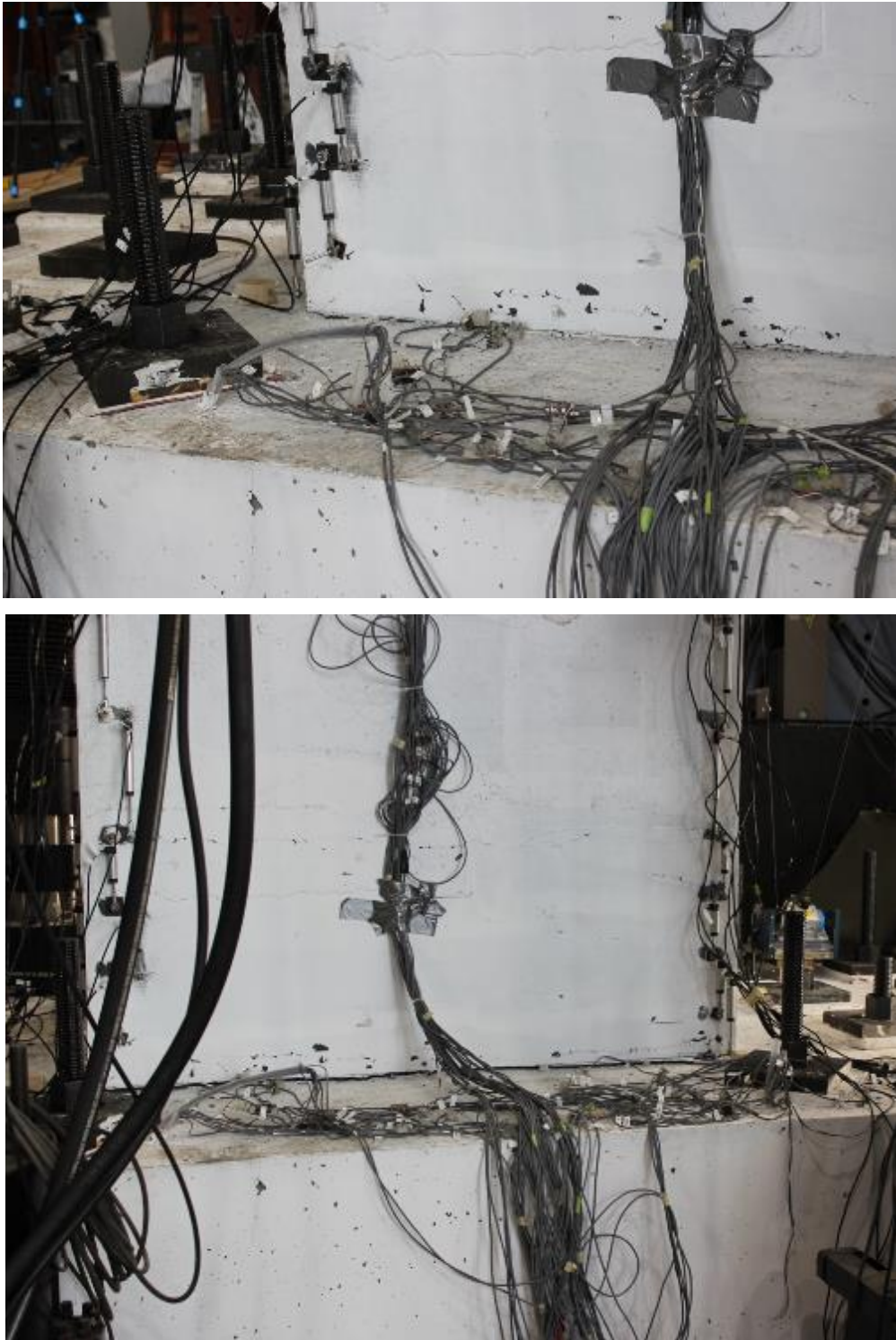


Figure 5.47 Pile à $5\Delta_y$ (2/3)



Figure 5.48 Pile à $5\Delta_y$ (3/3)

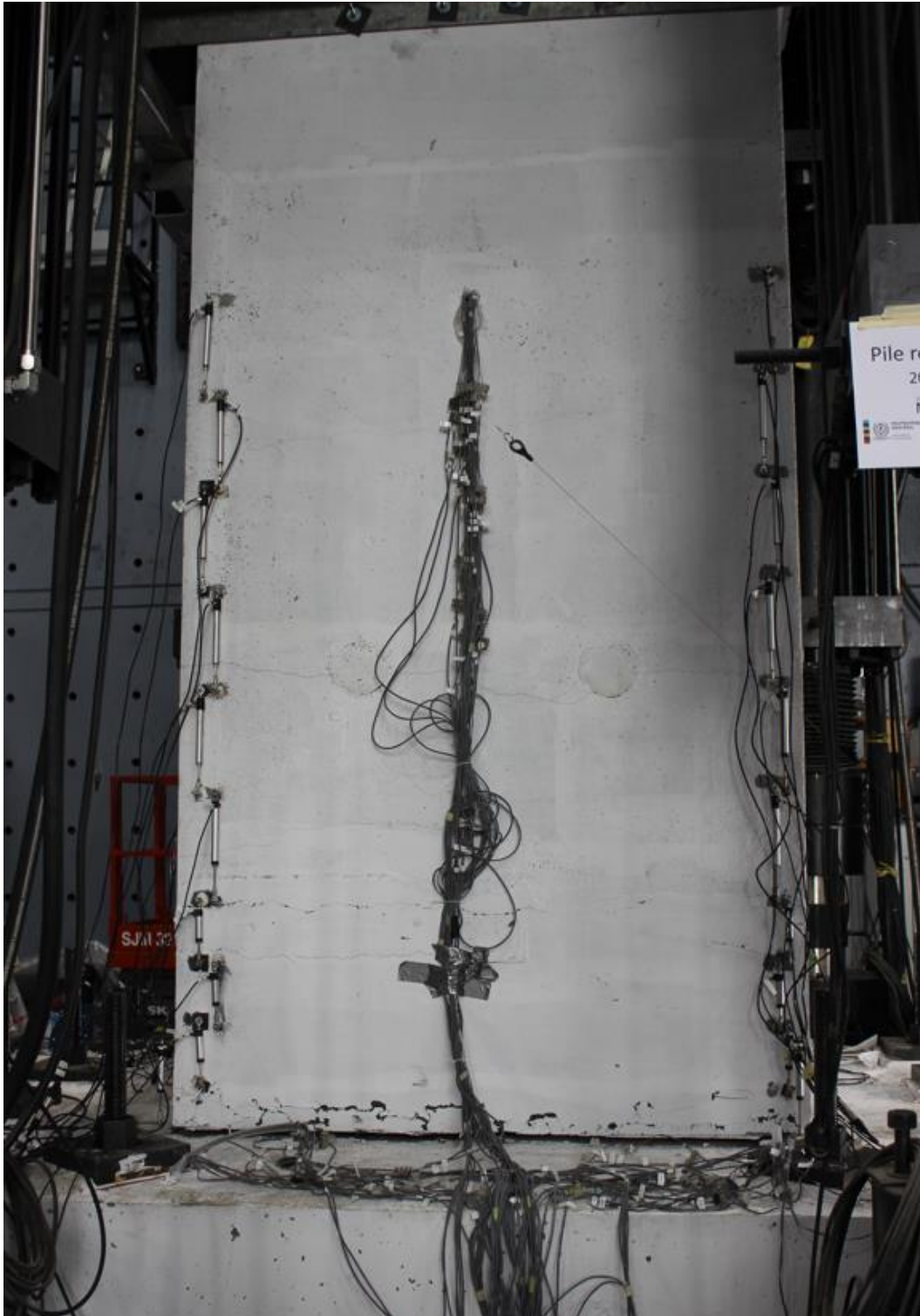


Figure 5.49 Pile à $6\Delta_y$ (1/2)

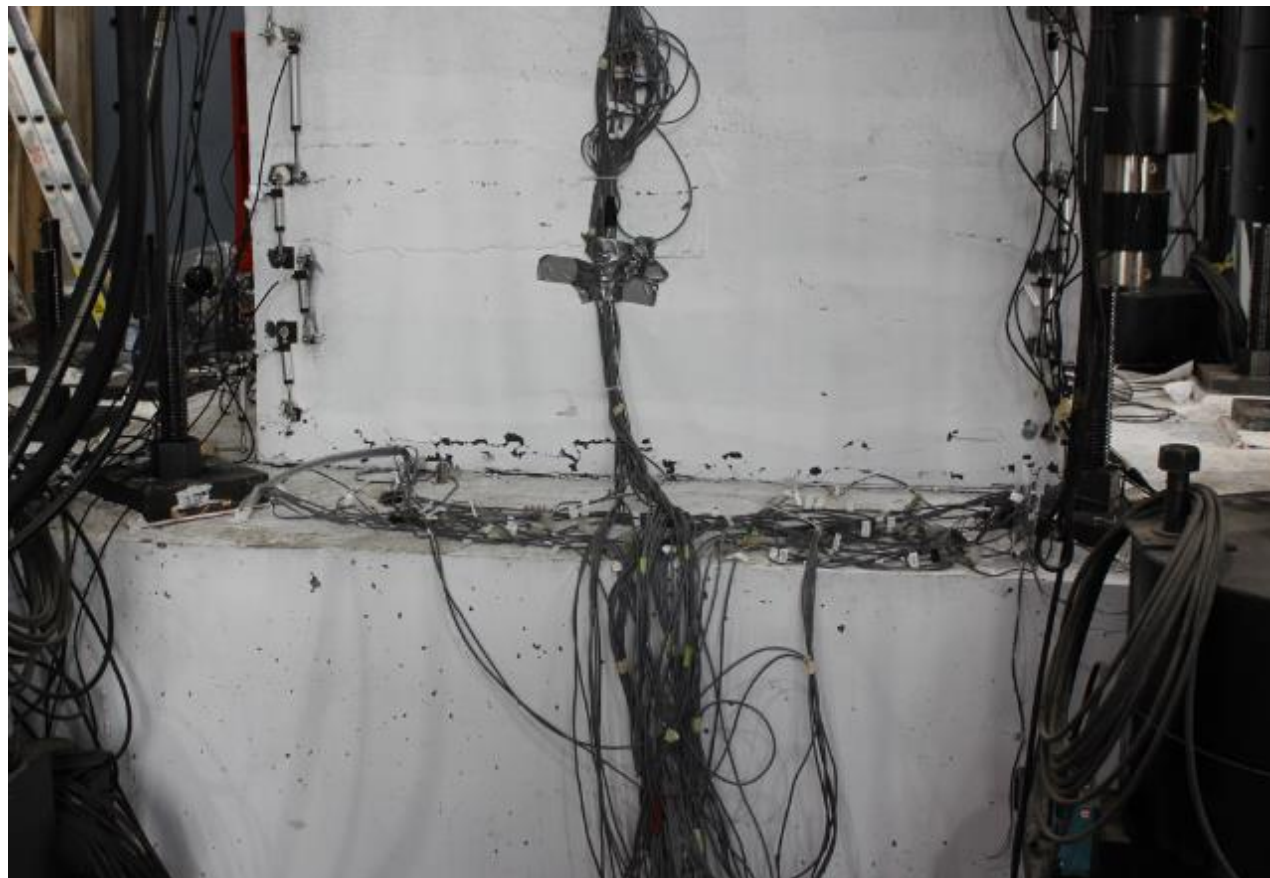


Figure 5.50 Pile à $6\Delta_y$ (2/2)

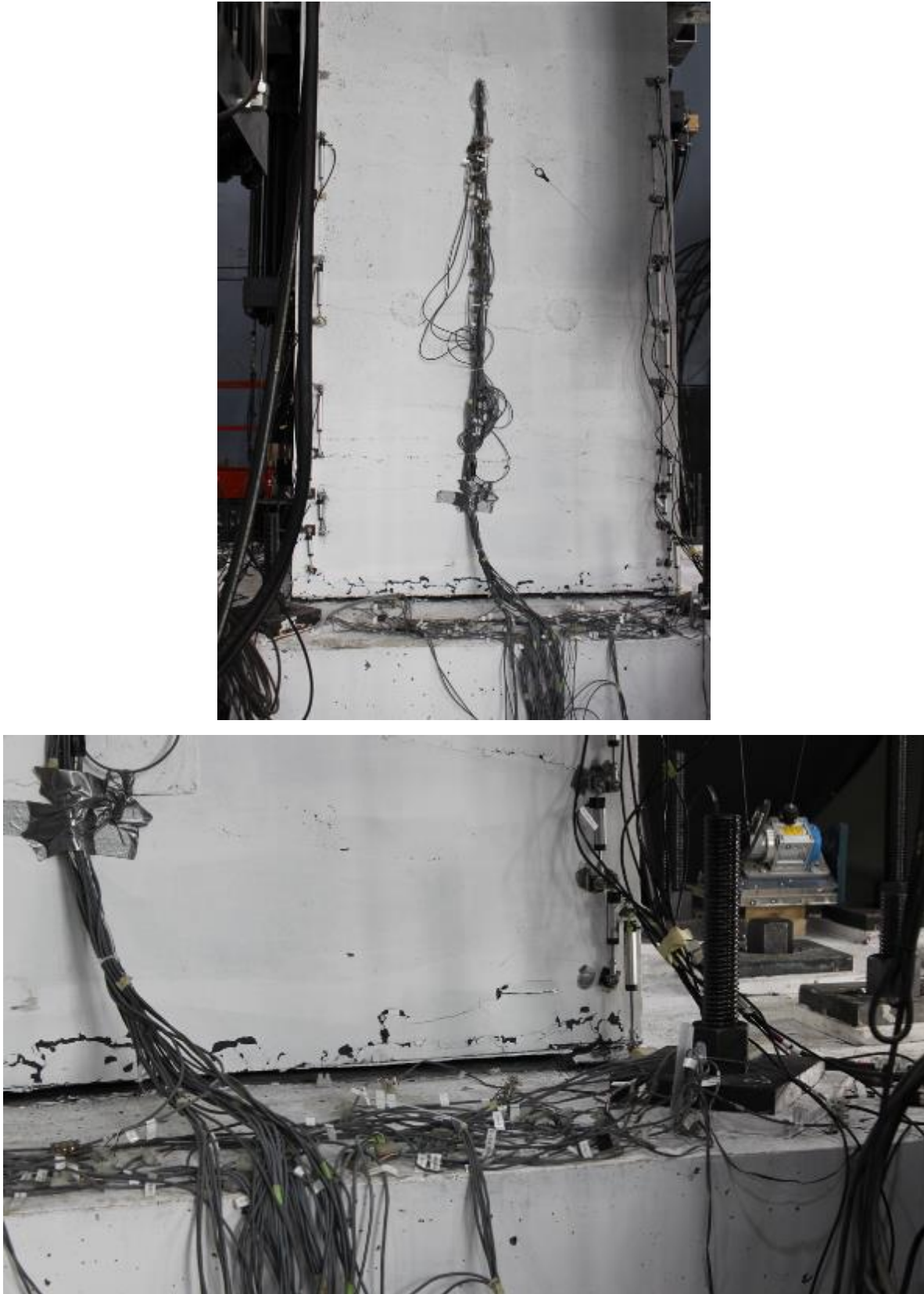


Figure 5.51 Pile à $7\Delta_y$



Figure 5.52 Pile à $8\Delta_y$

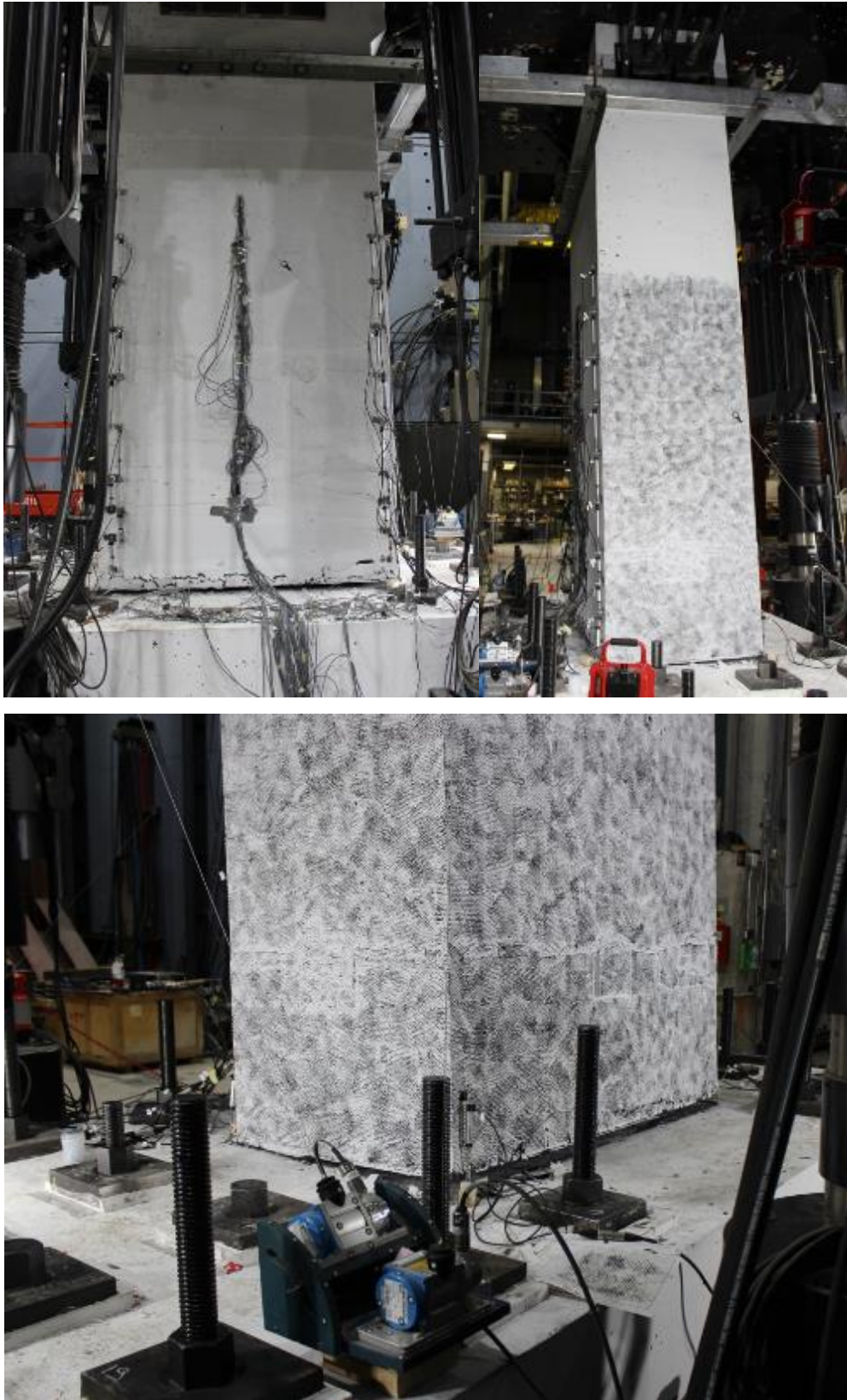


Figure 5.53 Pile à $9\Delta_y$

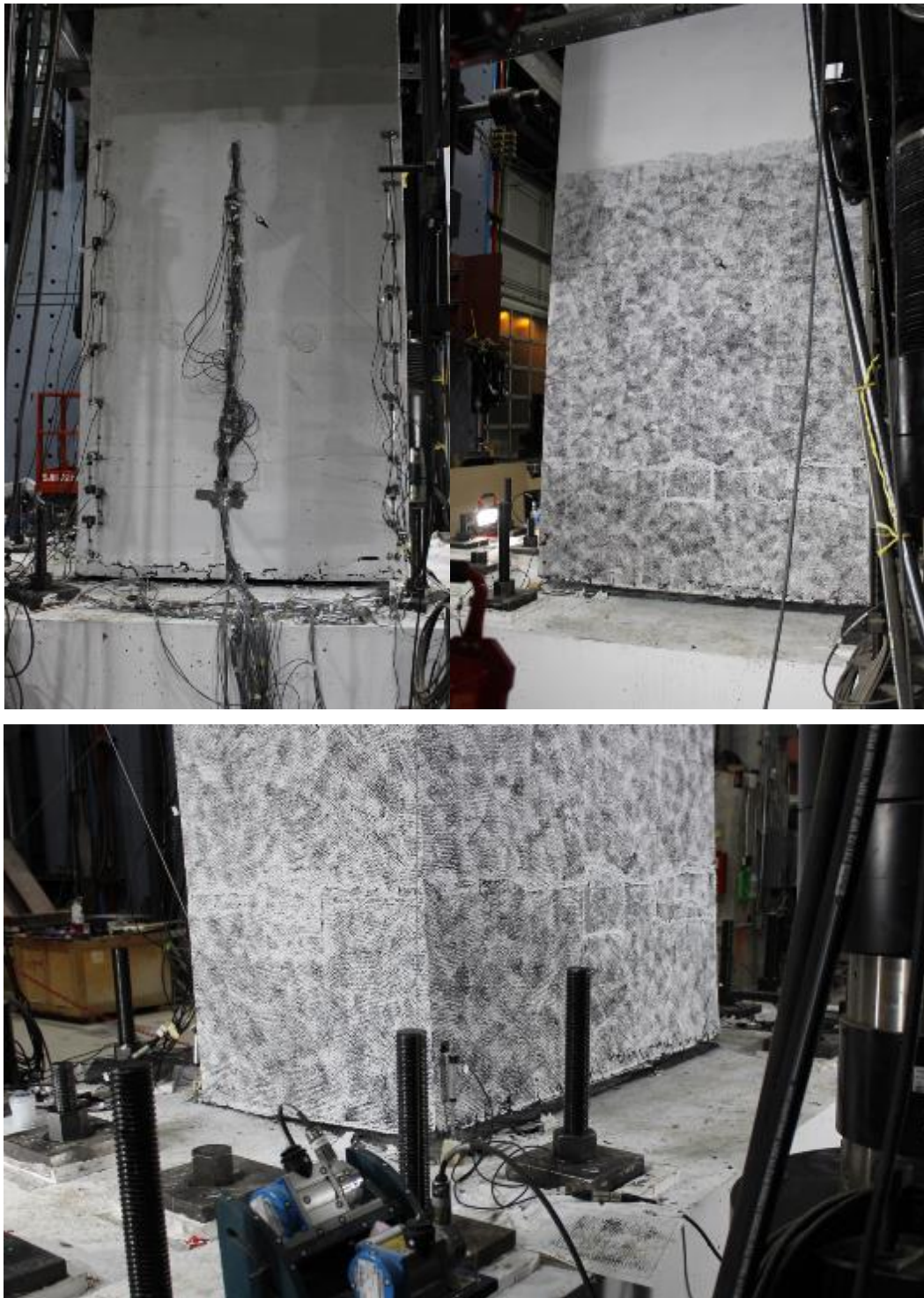


Figure 5.54 Pile à $10\Delta_y$

5.7.2 Courbes hystérétiques

5.7.2.1 Analyse des courbes

Les courbes hystérétiques considérées sont les courbes force-déplacement et moment-déplacement, où la force correspond à l'effort tranchant appliqué par les vérins en haut du spécimen et le moment correspond au moment au bas de la colonne au niveau du dessus de la semelle. Le moment prend alors en compte les effets P-Delta, non négligeable avec la force de 3000 kN appliquée axialement tout au long de l'essai. Ces courbes sont considérées séparément dans les deux directions X et Y, l'axe fort correspondant à l'axe X et l'axe faible correspondant à l'axe Y. Afin de faciliter la compréhension, la Figure 5.55 ci-dessous présente les 5 « portions » de chaque boucle du protocole de chargement.

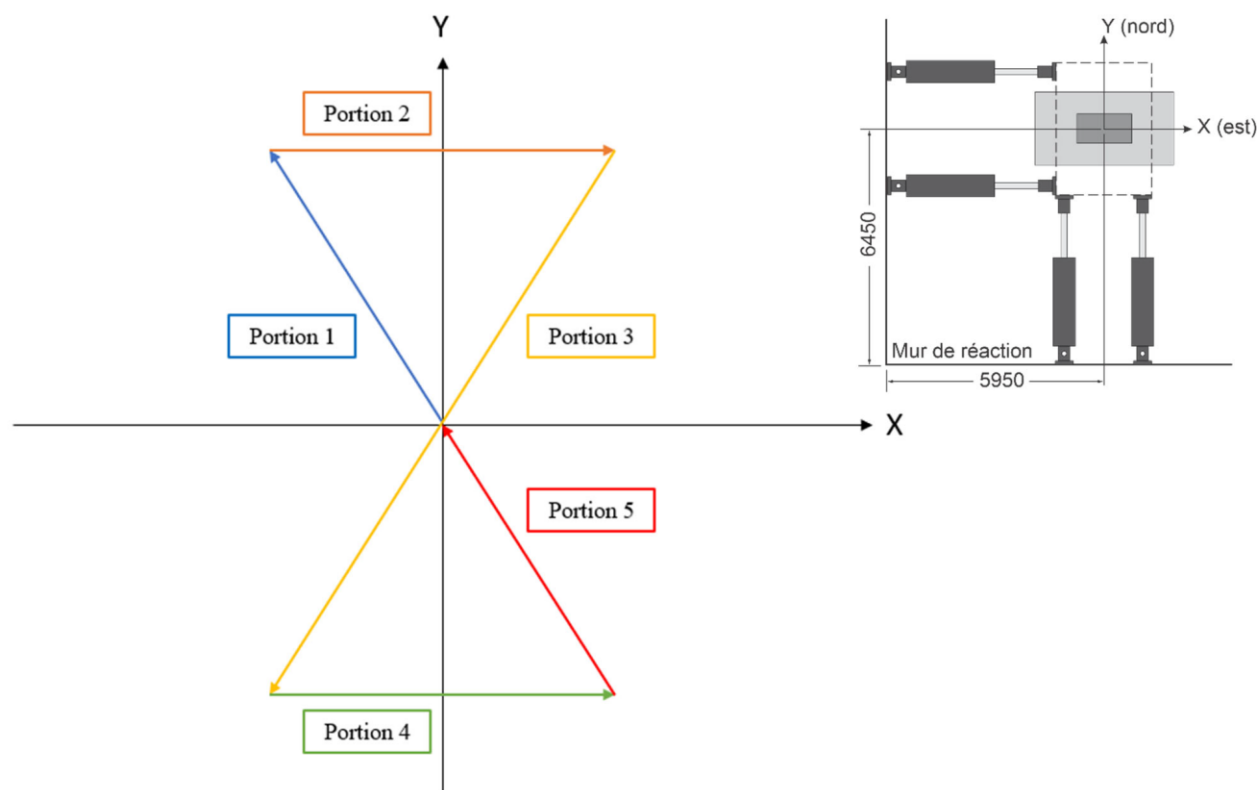


Figure 5.55 Portions d'une boucle du protocole de chargement

Tout d'abord, la Figure 5.56 et la Figure 5.57 présentent les courbes force-déplacement respectivement pour l'axe X et l'axe Y, obtenues avec les capteurs du système 6DDL.

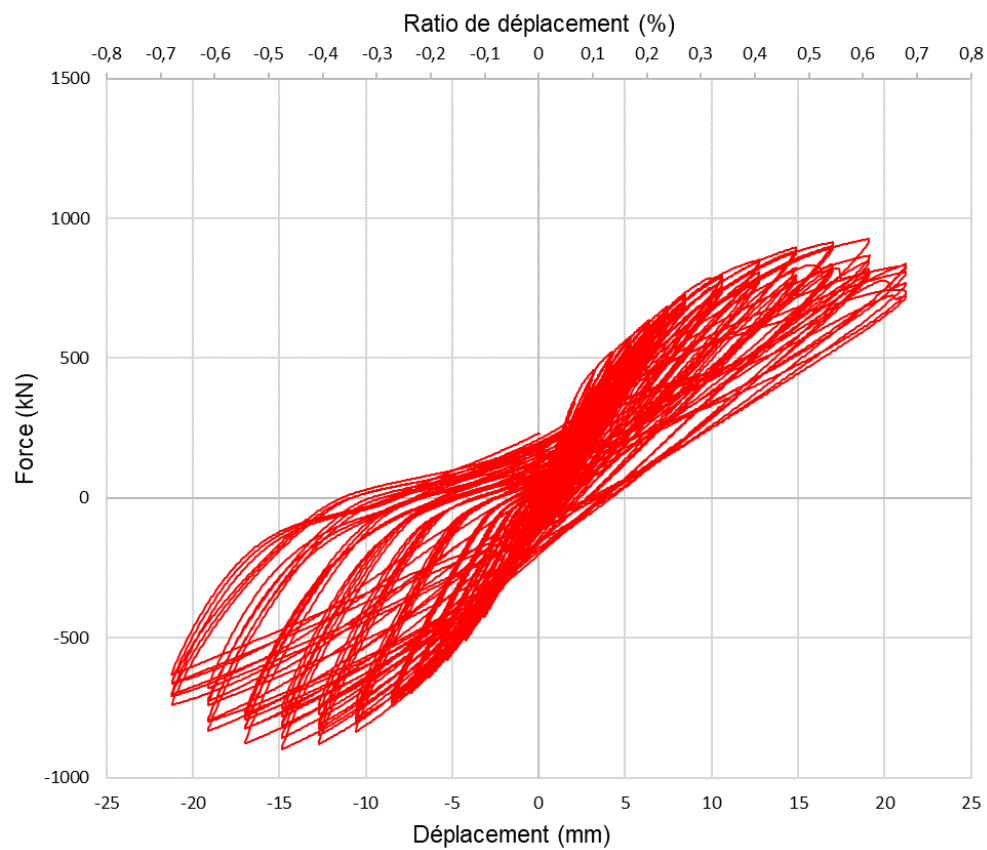


Figure 5.56 Courbe force-déplacement – axe fort (X)

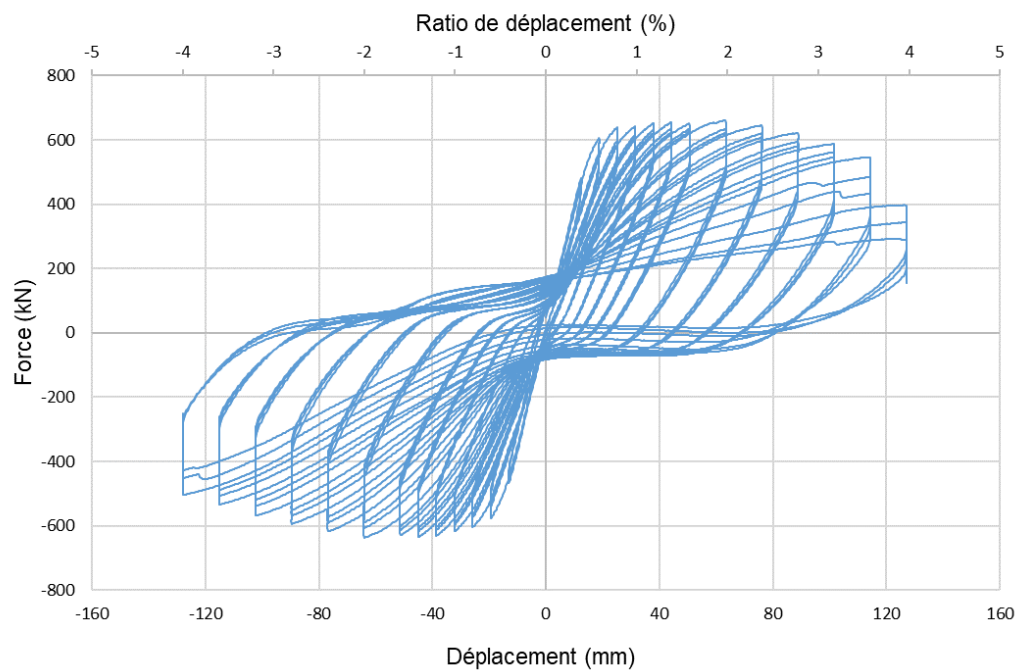


Figure 5.57 Courbe force-déplacement – axe faible (Y)

Cependant, l'analyse post traitement des efforts et déplacements en utilisant les valeurs mesurées par le système de corrélation d'images ainsi que le système de mesure des déplacements relatifs donne des résultats qui diffèrent. Lors de l'essai, un glissement de la colonne sur la semelle est observé, ce qui provoque une différence entre les efforts et déplacement imposés selon le protocole et ceux subis par le spécimen. Les causes et conséquences de ce glissement sont discutées à la fin de cette partie. La Figure 5.58 et la Figure 5.59 présentent les courbes force-déplacement réelles, respectivement sur l'axe fort (X) et l'axe faible (Y).

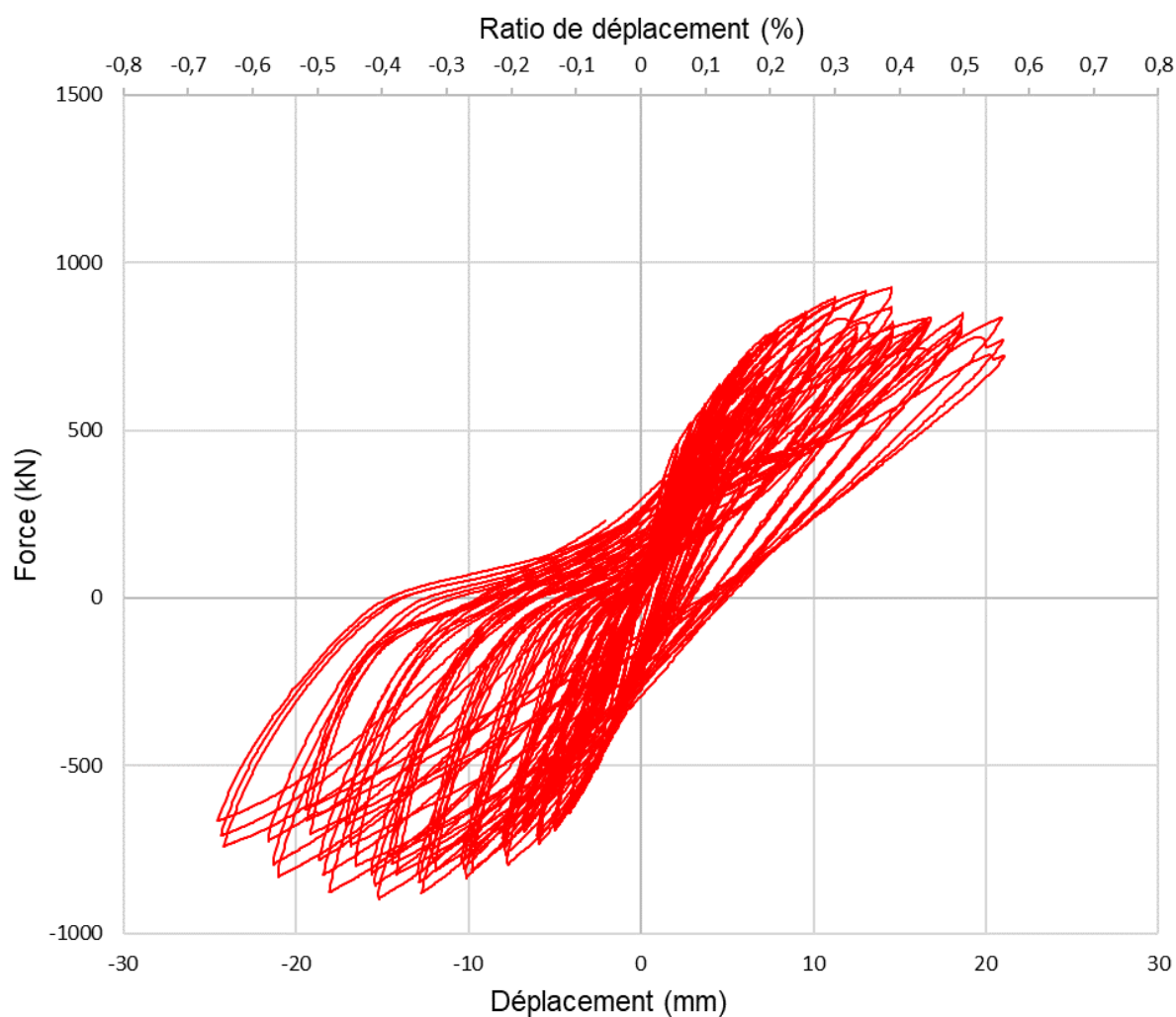


Figure 5.58 Courbe force-déplacement réelle – axe fort (X)

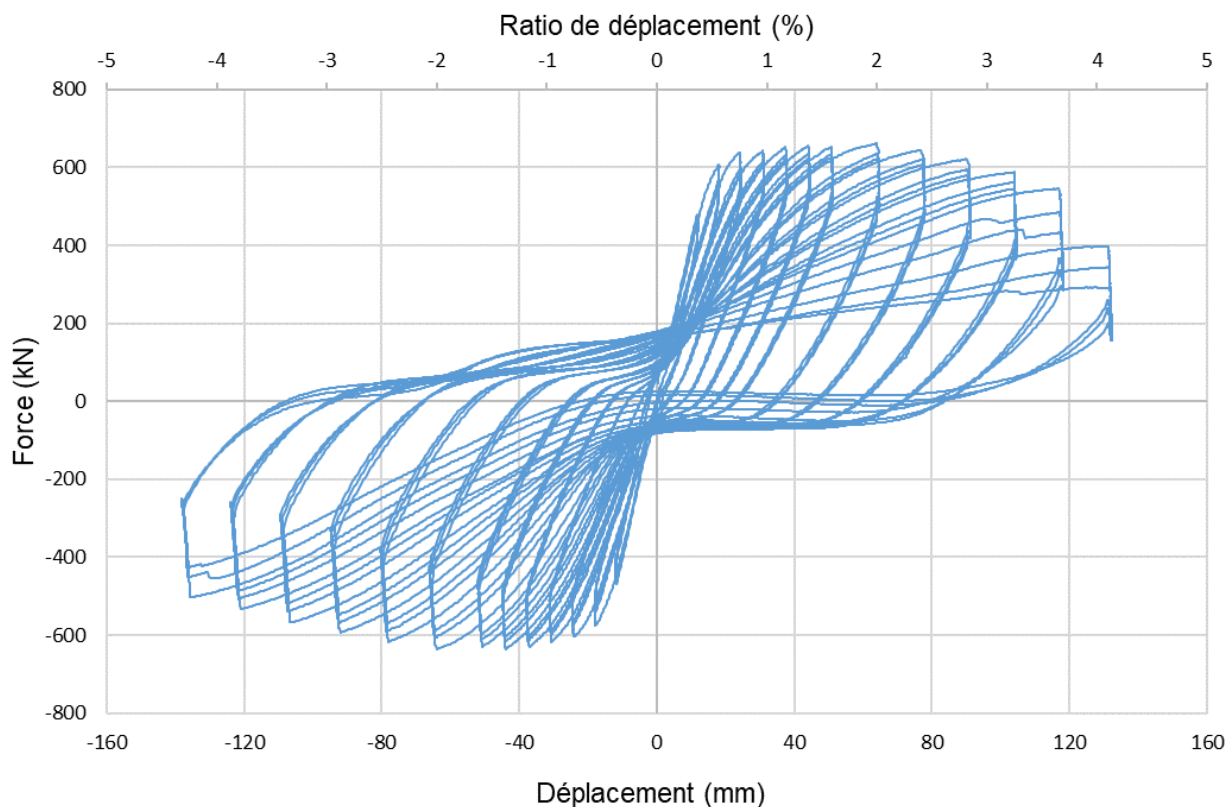


Figure 5.59 Courbe force-déplacement réelle – axe faible (Y)

De par la géométrie rectangulaire de la colonne avec un axe fort (axe X) et un axe faible (axe Y), les déplacements sont logiquement plus importants pour l'axe Y tandis que les efforts sont eux plus importants pour l'axe X. L'effort tranchant atteint un maximum d'environ 930 kN sur l'axe X tandis que les efforts atteignent 650 kN sur l'axe Y.

La courbe de l'axe X démontre un comportement différent pour les valeurs de déplacements positifs par rapport aux déplacements négatifs : cela est dû au protocole de chargement qui fait en sorte que lorsque les déplacements se font vers les déplacements positifs sur X, la colonne se déplace en diagonale (les déplacements en Y varient) tandis que lorsque la colonne se déplace vers les X négatifs le spécimen se déplace uniquement en X (parties où les déplacements en Y restent identiques alors que les déplacements en X évoluent). Concernant la courbe de l'axe Y, le comportement est relativement similaire pour les déplacements dans le sens positif et négatif : dans les deux cas les déplacements sur l'axe Y évoluent en même temps que les déplacements en X.

(mouvements en diagonale seulement). Une légère différence est notable : lorsque le spécimen évolue vers les déplacements positifs en Y, il s'agit de la première portion de cycle ou les déplacements en X et Y évoluent en même temps (première diagonale) ; en revanche lorsque le spécimen évolue vers les déplacements négatifs en Y une portion de déplacement supplémentaire ou seul les déplacements en X évoluent pendant que les déplacements en Y restent figés (deuxième portion de courbe), les déplacements négatifs en Y ne surviennent alors qu'à la troisième portion, d'où la légère différence avec les déplacements positifs.

Le spécimen se rend au maximum sur l'axe X à des déplacements d'environ 25 mm et de 150 mm sur l'axe Y. Ces valeurs sont légèrement plus faibles que la valeur de déplacement des vérins imposée par le protocole. Graphiquement, des ruptures de barres semblent survenir dans les boucles de $9\Delta_y$ ($X = 22.5$ mm, $Y = 135$). Cependant, le nombre élevé de barres et la géométrie rectangulaire font que même avec la rupture d'une barre la chute de résistance n'est pas si conséquente. Une réelle chute est tout de même observée au passage entre $9\Delta_y$ et $10\Delta_y$.

La Figure 5.60 et la Figure 5.61 ci-dessous montrent cette fois-ci les courbes moment-déplacement, respectivement pour l'axe fort et l'axe faible.

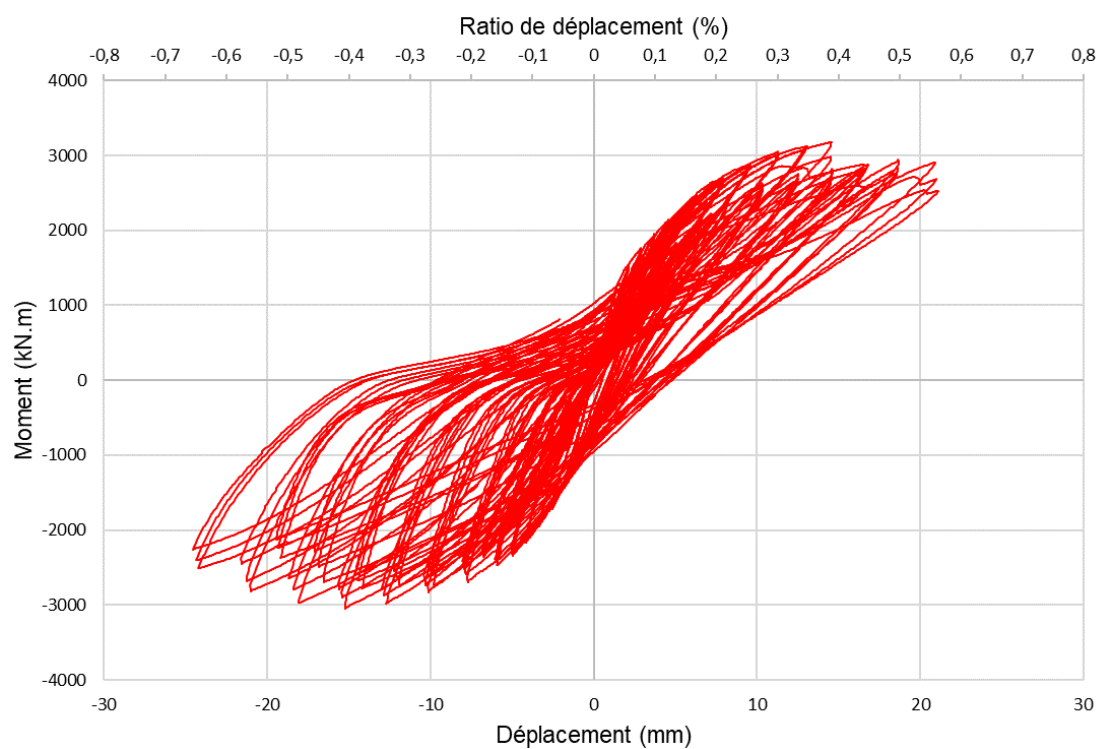


Figure 5.60 Courbe moment-déplacement – axe fort (X)

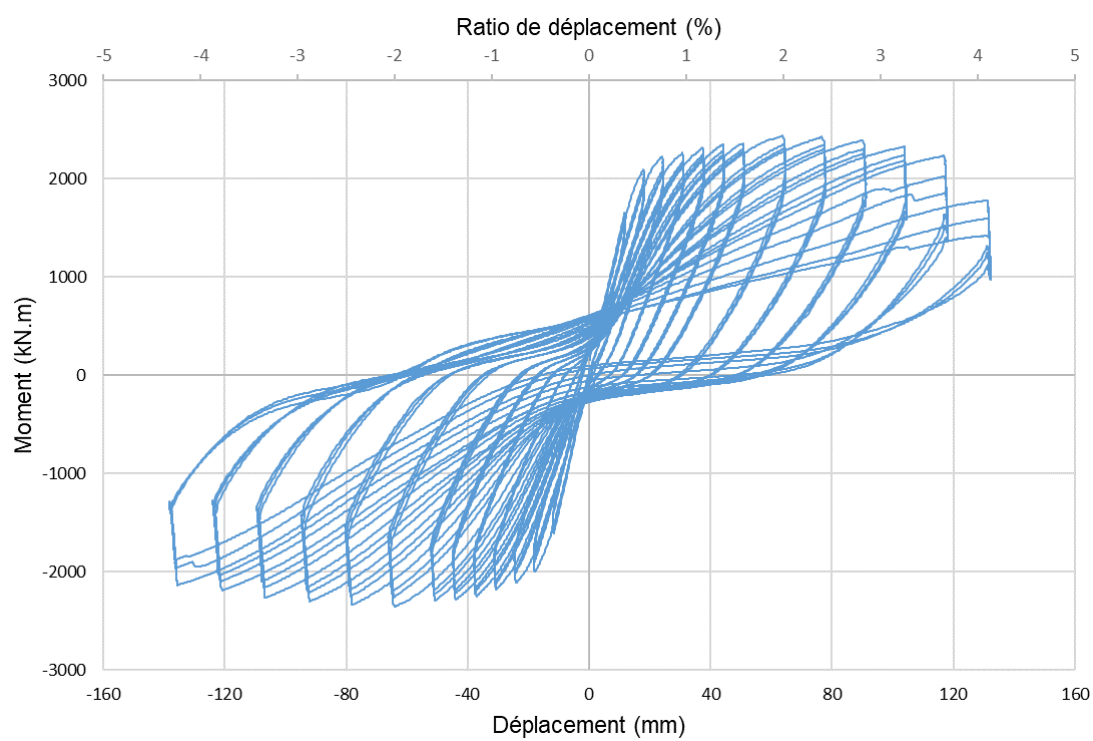


Figure 5.61 Courbe moment-déplacement – axe faible (Y)

En regardant les courbes moment-déplacement, et donc en prenant en compte les effets P-Delta, la très bonne ductilité de la pile est observable, notamment sur le graphe de l'axe faible avec un moment continuellement croissant jusqu'à 75 mm ($5\Delta_y$), puis une chute très faible à l'atteinte de 90 mm et 105 mm (respectivement $6\Delta_y$ et $7\Delta_y$). Il faut même attendre 150 mm ($10\Delta_y$) avant d'observer une réelle chute significative. Pour l'axe fort, le même constat est visible pour les déplacements négatifs, cependant pour les déplacements positifs le moment est en constante augmentation jusqu'à 20 mm ($9\Delta_y$) avant de subir une chute à $10\Delta_y$. Il semble donc que dans les déplacements positifs le spécimen n'atteint pas ou que très tard le moment résistant maximum pour l'axe fort.

Somme toute, l'analyse des courbes hystérétiques fait ressortir un excellent comportement du spécimen avec une ductilité accrue.

Le glissement de la colonne sur la semelle peut être expliqué par l'effort tranchant qui est plus important sur le spécimen testé par rapport à la pile réelle, puisque la pile testée est plus courte que la pile réelle (la pile testée est deux fois plus courte que la pile réelle). Aussi, la forme du joint choisie fait qu'il n'y a pas de clef de cisaillement : il serait intéressant de considérer une forme légèrement différente ou le joint en BFUP le commence par au niveau du dessus de la semelle, mais plutôt quelques centimètres sous le dessus de la semelle (donc confiné dans le béton normal de la semelle). Aussi, le noyau en béton normal dans le joint n'est pas armé : il serait probablement bénéfique d'armer ce noyau, ou bien même le substitué par du BFUP (le béton du joint serait alors complètement composé de BFUP au lieu d'un cœur en béton normal et du BFUP autour).

5.7.2.2 Dissipation énergie

L'énergie dissipée est déterminée en calculant la moyenne de l'aire sous chaque boucle lors des différents cycles. La Figure 5.62 présente l'énergie dissipée en considérant la courbe hystérétique de l'axe fort tandis que la Figure 5.63 présente l'énergie dissipée en considérant l'axe faible.

L'énergie dissipée pour un même déplacement est deux fois plus grande sur l'axe fort que sur l'axe faible, cela pouvant être expliqué par la rigidité plus grande sur l'axe fort (X) par rapport à l'axe faible (Y). Globalement l'énergie dissipée est tout de même supérieure sur l'axe faible puisque les déplacements réalisés sont bien supérieurs.

Le passage de $9\Delta_y$ à $10\Delta_y$ est marqué par la chute de l'énergie dissipée : cela correspond à la chute de l'effort vu précédemment pour ces mêmes déplacements, associé à la rupture d'armatures.

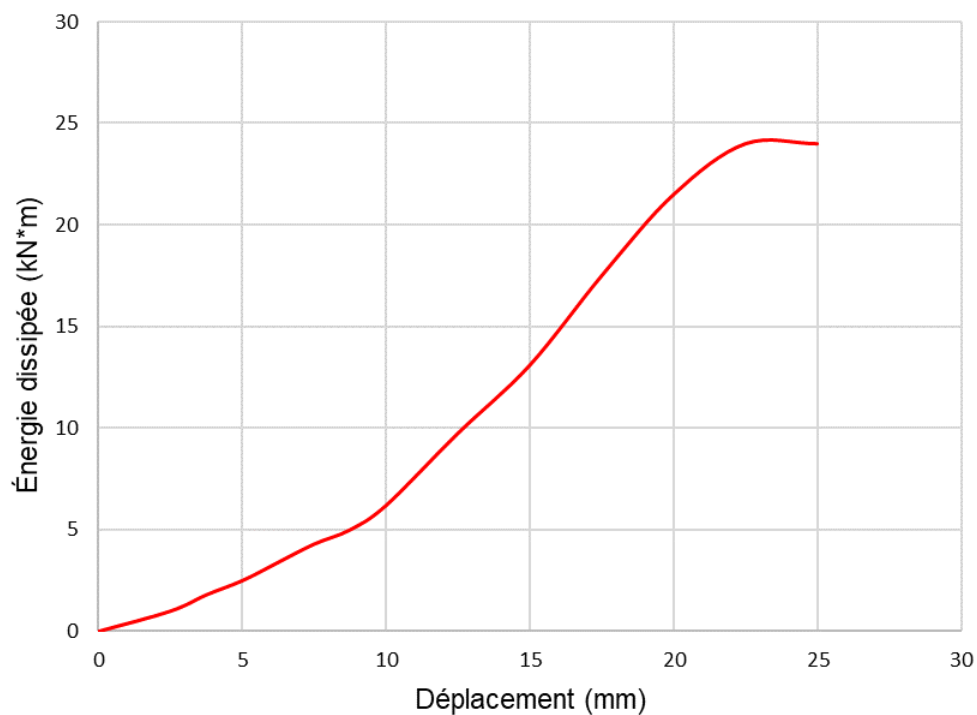


Figure 5.62 Courbe de l'énergie dissipée -déplacements axe fort (X)

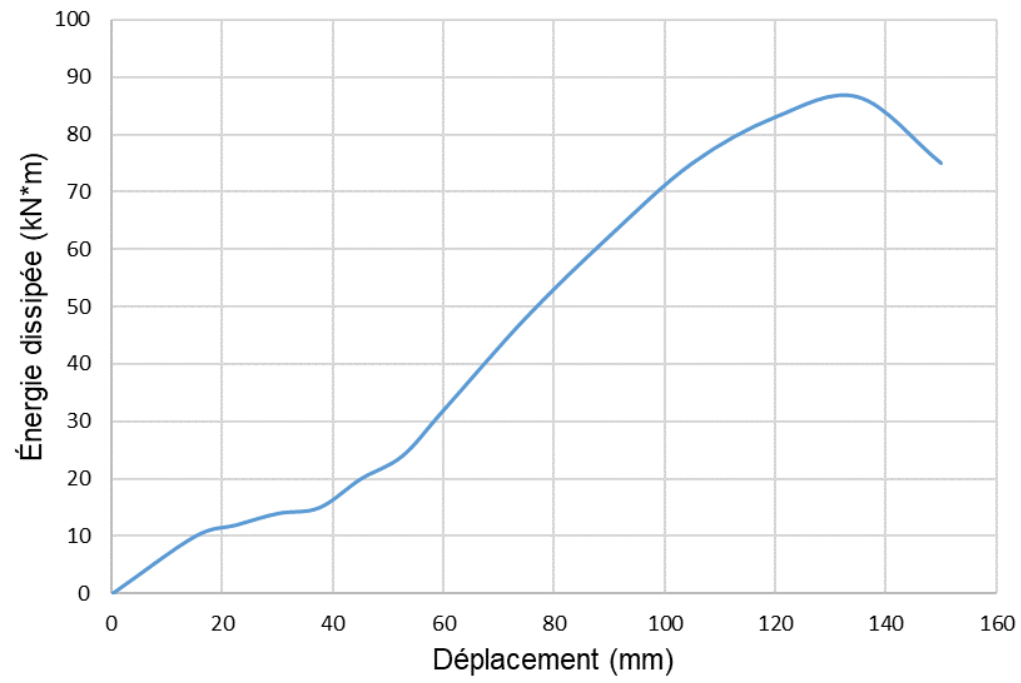


Figure 5.63 Courbe de l'énergie dissipée -déplacements axe faible (Y)

5.7.2.3 Déplacement résiduel

Les déplacements résiduels sont déterminés à partir des courbes hystérétiques en retenant la valeur du déplacement lorsque les efforts passent par la valeur nulle. Ces déplacements sont exprimés, tel qu'au chapitre précédent, en pourcentage par rapport à la hauteur de la colonne (plus précisément la hauteur entre le dessus de la semelle et le point d'application des efforts).

Le Tableau 5.4 ci-dessous présente les déplacements résiduels obtenus sur les différents axes, ainsi que la somme, pour chaque cycle.

Tableau 5.4 Déplacements résiduels à différents stades de l'essai

Axe	1Δ	2Δ	3Δ	4Δ	5Δ	6Δ	7Δ	8Δ	9Δ
Fort	0.006%	0.019%	0.050%	0.085%	0.123%	0.169%	0.212%	0.258%	0.308%
Faible	0.046%	0.154%	0.40%	0.67%	0.985%	1.354%	1.692%	2.062%	2.462%
Somme	0.05%	0.17%	0.45%	0.76%	1.11%	1.52%	1.90%	2.32%	2.77%

La grande rigidité de la pile implique des déplacements résiduels faibles puisque les déplacements infligés à la pile sont eux-mêmes faibles par rapport à la hauteur de la colonne. Afin de situer le lecteur, un déplacement résiduel de 1% correspond à un peu moins de 70 mm de déplacement pour le pont étudié initialement.

Le code S6-19 mentionne que, selon le critère de performance, les déplacements résiduels ne doivent pas nuire à l'évacuation du pont, à la circulation des premiers répondants et autres, voir la circulation complète pour les critères de performance les plus exigeants. Des déplacements résiduels situés aux alentours de 1% semblent acceptables pour les critères les plus exigeants. Jusqu'aux alentours de 2%, les déplacements résiduels semblent tout à fait acceptables.

5.7.2.4 Retour élastique

Le retour élastique est obtenu de la même façon qu'au chapitre précédent pour la pile à colonne circulaire. La Figure 5.64 présente les résultats en fonctions des deux axes fort et faible.

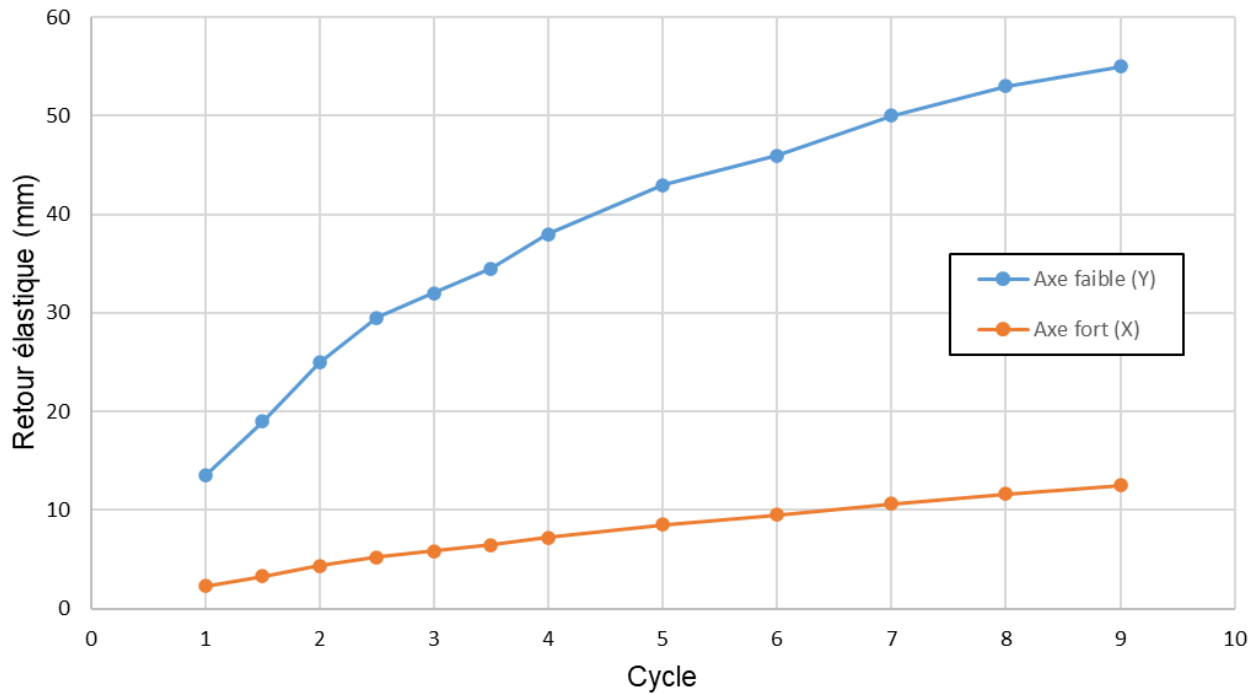


Figure 5.64 Retour élastique sur les axes fort (X) et faible (Y)

Le retour élastique augmente continuellement sur les deux axes, mais l'augmentation est de moins en moins importante au fur et à mesure que l'essai progresse : plus les déplacements sont grands, plus les déformations deviennent plastiques et non plus élastiques.

5.7.3 Courbure

La courbure peut être déterminée à partir de la même équation 4.1 présentée pour la colonne circulaire au chapitre précédent en combinant les résultats obtenus à l'aide des LVDT et les résultats obtenus avec le système de corrélation d'images. En effet, le post-traitement du système de corrélation d'image permet de rajouter des potentiomètres fictifs. Tel que montré sur la Figure 5.65, des potentiomètres sont positionnés de la même façon que les LVDT réels sur les autres faces.

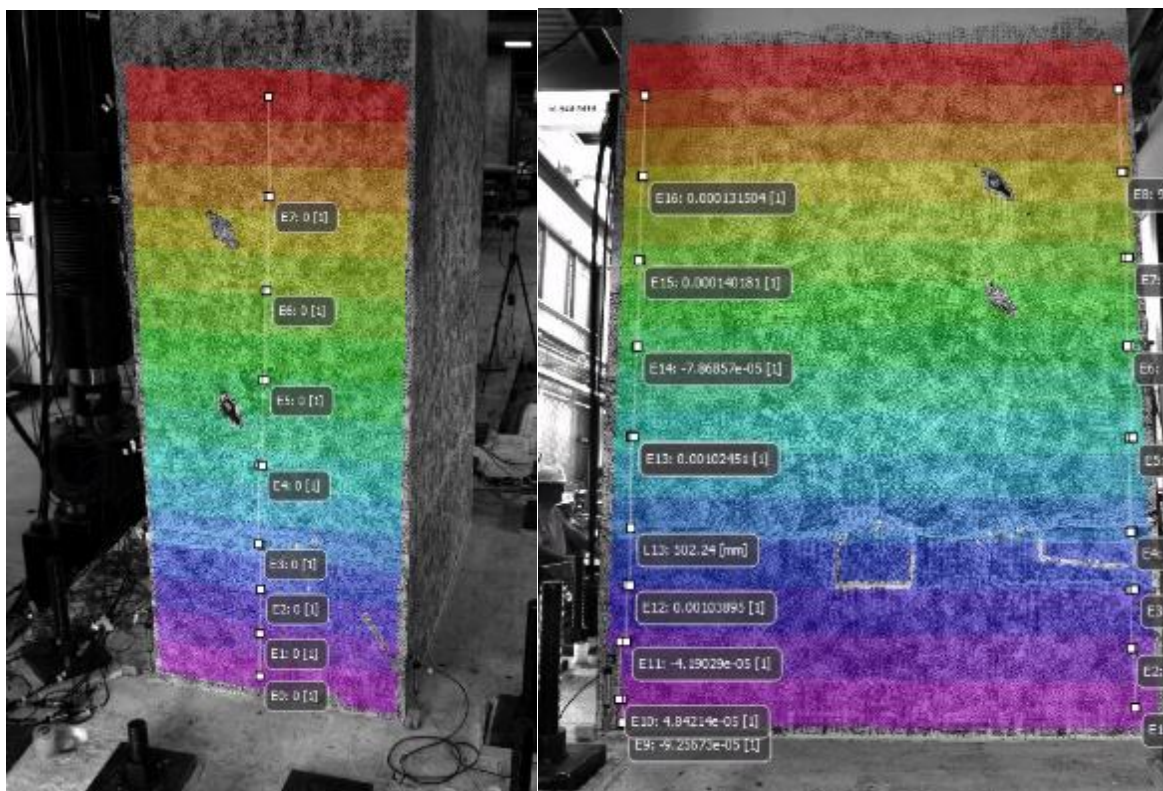


Figure 5.65 Potentiomètres fictifs utilisés

Pour chaque cycle, les valeurs maximales et minimales des LVDT réels et fictifs sont récupérées afin de déterminer la courbure maximale atteinte par cycle. La Figure 5.66 et la Figure 5.67 présentent la courbure pour l'axe faible tandis que la Figure 5.68 et la Figure 5.69 présentent la courbure pour l'axe fort. Pour chaque axe deux figures sont présentées, la deuxième étant seulement un zoom sur le graphique, car le soulèvement important de la colonne est très important par rapport aux déformations subies par la colonne. La courbure est donnée par rapport à des hauteurs sur la colonne mesurées par rapport au-dessus de la semelle, correspondant aux centres des instruments de mesure.

En regardant la forme globale de la courbure, l'excellent comportement de la pile est mis en évidence avec des déformations concentrées au bas de la colonne, avec un soulèvement très important par rapport aux déformations enregistrées sur le reste de la colonne. Ceci est visible pour les deux axes.

Lorsque l'on regarde avec plus de précision la courbure sans considérer le soulèvement, il est tout d'abord remarqué que la courbure est plus importante pour l'axe faible par rapport à l'axe fort, ce qui n'est pas surprenant puisque la rigidité de la colonne est plus importante pour l'axe fort. Pour le côté sud, une légère courbure est observée aux alentours de 500 mm soit en haut du joint en BFUP : ce qui est observé ici correspond à la fissure dans la réparation, qui apparaît au début de l'essai et évolue peu pour le reste de l'essai. C'est d'ailleurs aussi le cas de la courbure à cet endroit qui est sensiblement la même pour tous les cycles. Toutes les autres formes de vagues dans la courbure sont dues à des fissures qui ont été présentées précédemment, ces fissures sont enregistrées localement par un seul LVDT, ce qui donne cette forme de vague. Cependant, en regardant les valeurs, il est constaté que hormis tout en bas de la colonne avec le soulèvement, les valeurs de courbure sont très faibles. Le comportement observé pour la courbure est donc très satisfaisant, mettant en avant la localisation des déformations au niveau du bas du joint en BFUP.

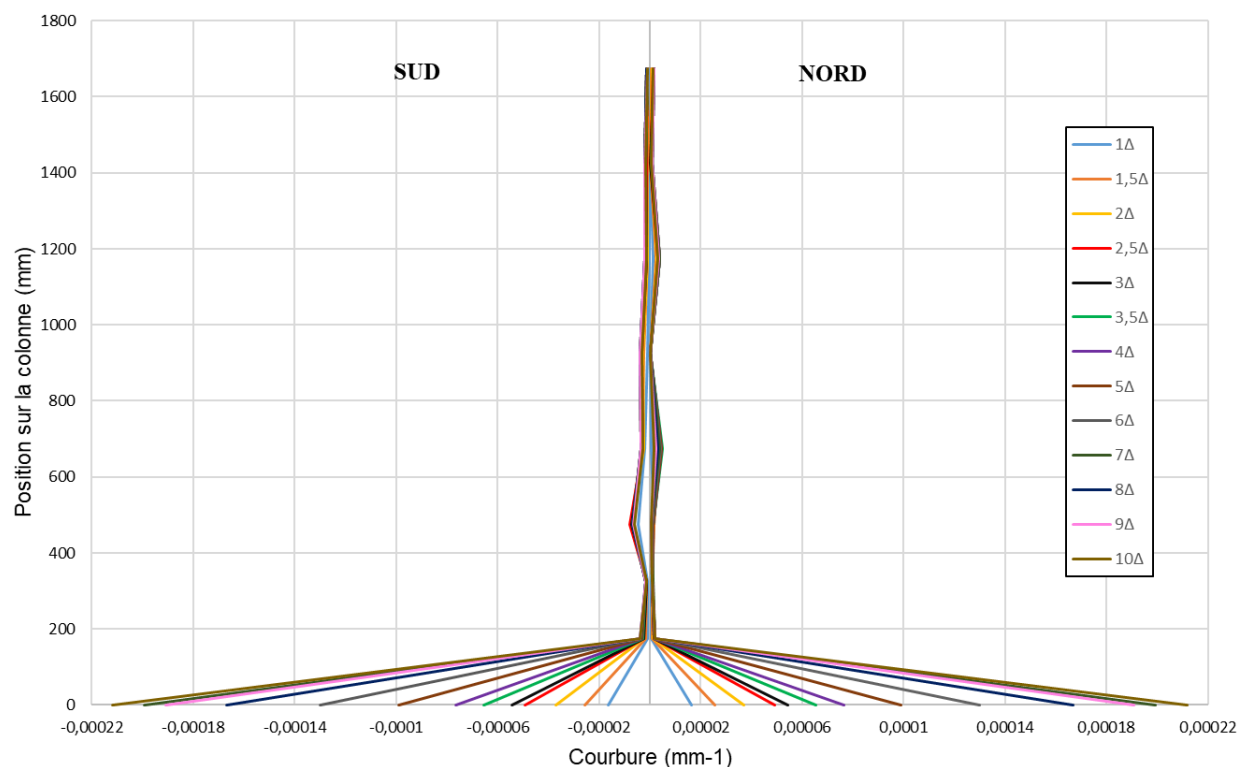


Figure 5.66 Courbure pour l'axe faible (Y)

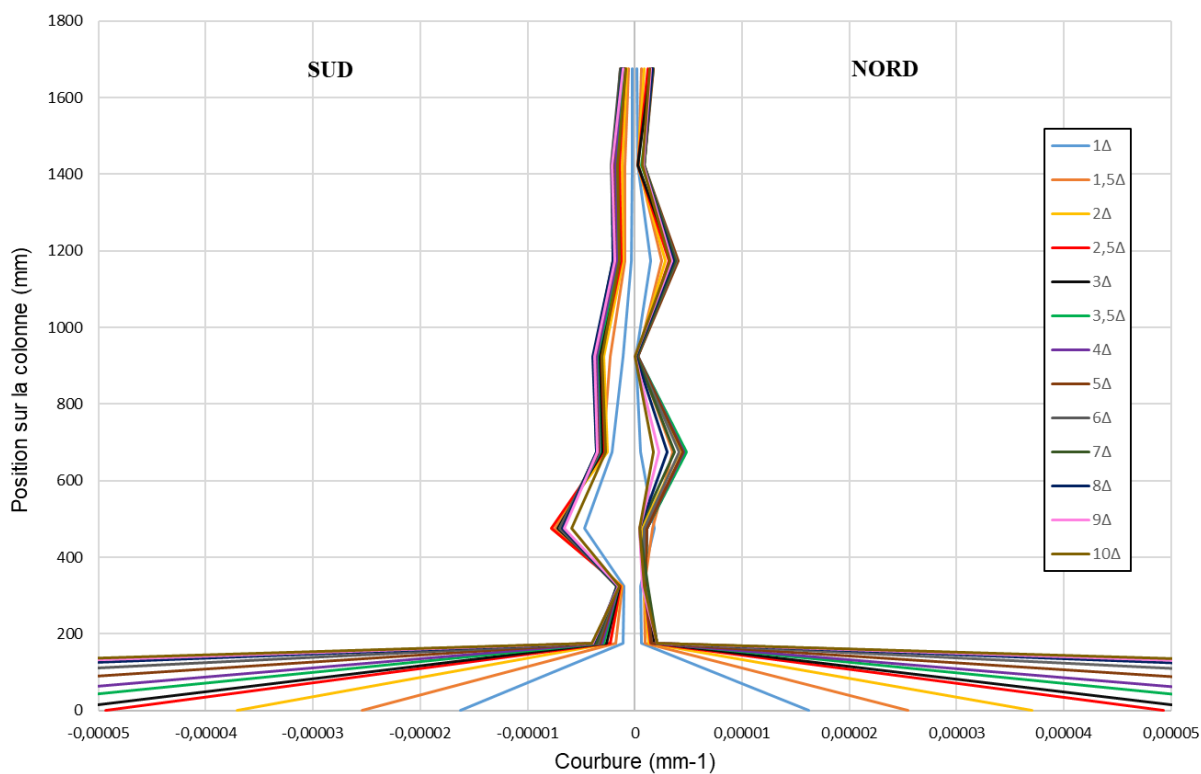


Figure 5.67 Courbure pour l'axe faible (Y) agrandie

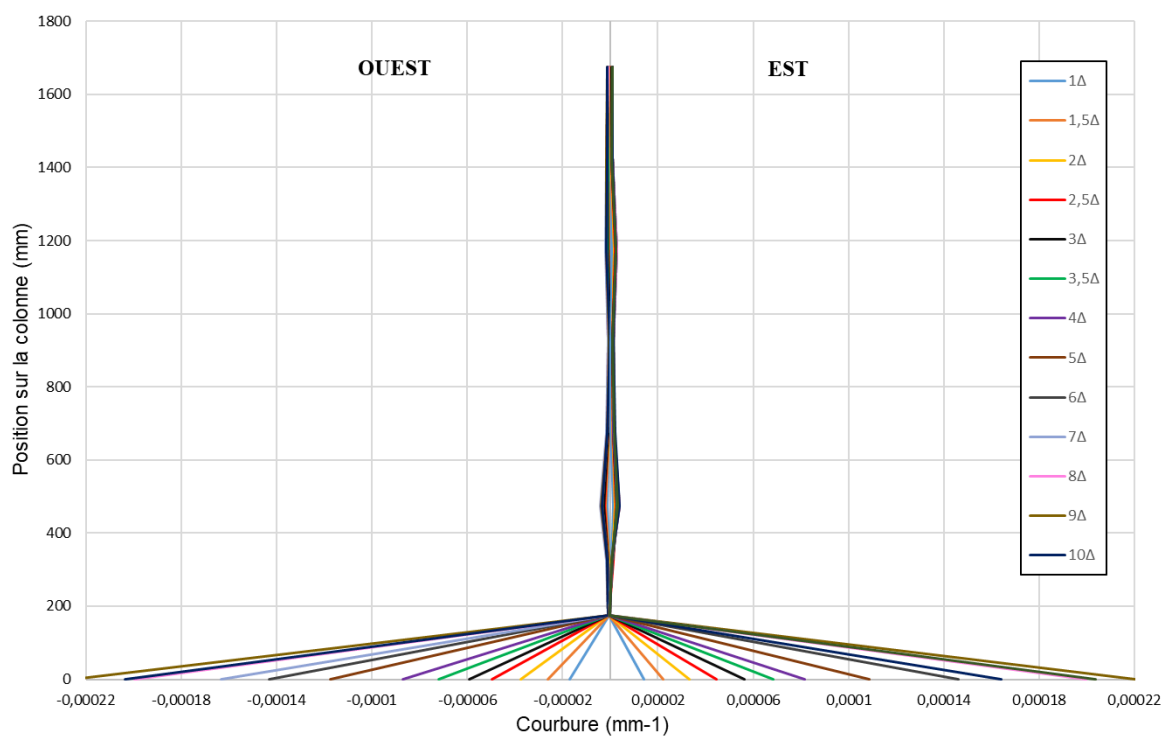


Figure 5.68 Courbure pour l'axe fort (X)

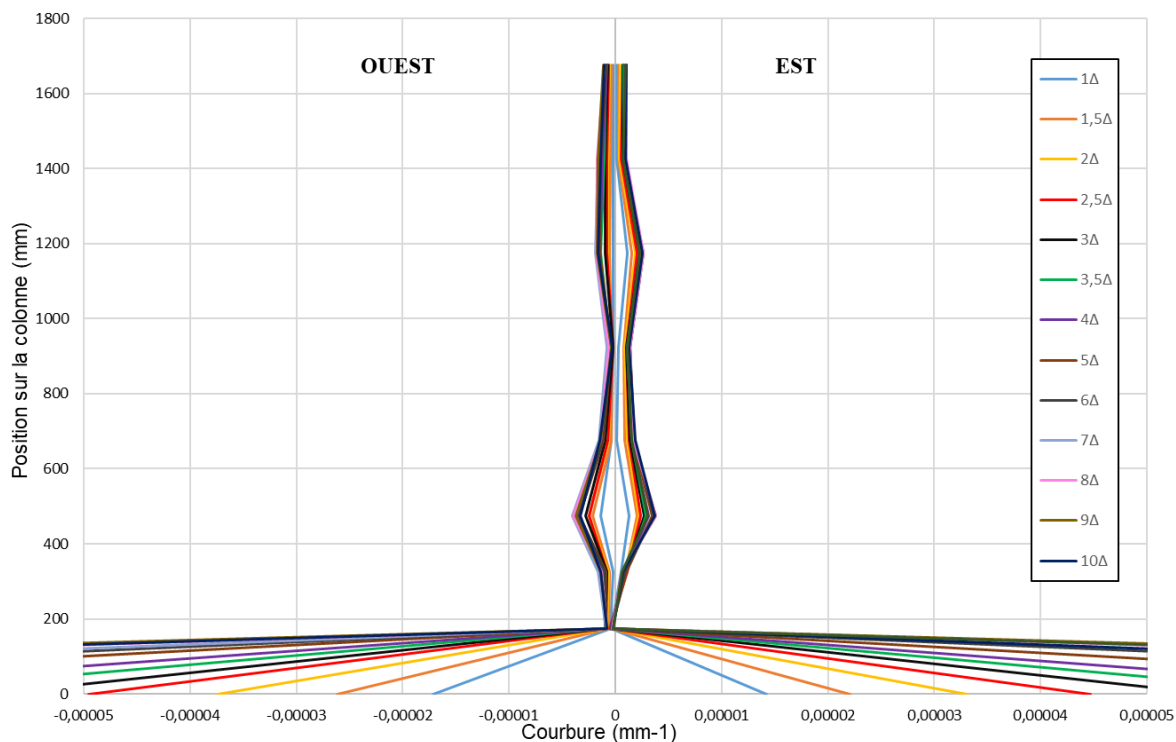


Figure 5.69 Courbure pour l'axe fort (X) agrandie

5.7.4 Compression

Les déformations en compression sont analysées à l'aide des capteurs LVDT réels et fictifs. La Figure 5.70 et la Figure 5.71 présentent les déformations en compression respectivement sur l'axe faible et l'axe fort.

Tout d'abord, les résultats sont bien en accord avec ce qui a pu être observé lors de l'essai : en dehors de l'endommagement tout en bas de la colonne qui ne peut être observé ici (les capteurs sont situés au-dessus de cet endommagement), le béton ne subit pas d'endommagement visuel en compression le long de la colonne. Cela se transcrit sur les graphiques par des déformations qui n'excèdent à aucun moment 0.004 (valeur maximale permise par l'AASHTO) ou 0.006 (limite permise dans le code S6).

Des déformations légèrement plus importantes que la moyenne sont enregistrées au niveau du haut du joint en BFUP, au nord et à l'est du spécimen : cette zone correspond à l'emplacement de la réparation. Bien que des déformations soient enregistrées, ces dernières restent jusqu'à la fin de l'essai en dessous des valeurs limites causant l'endommagement du béton.

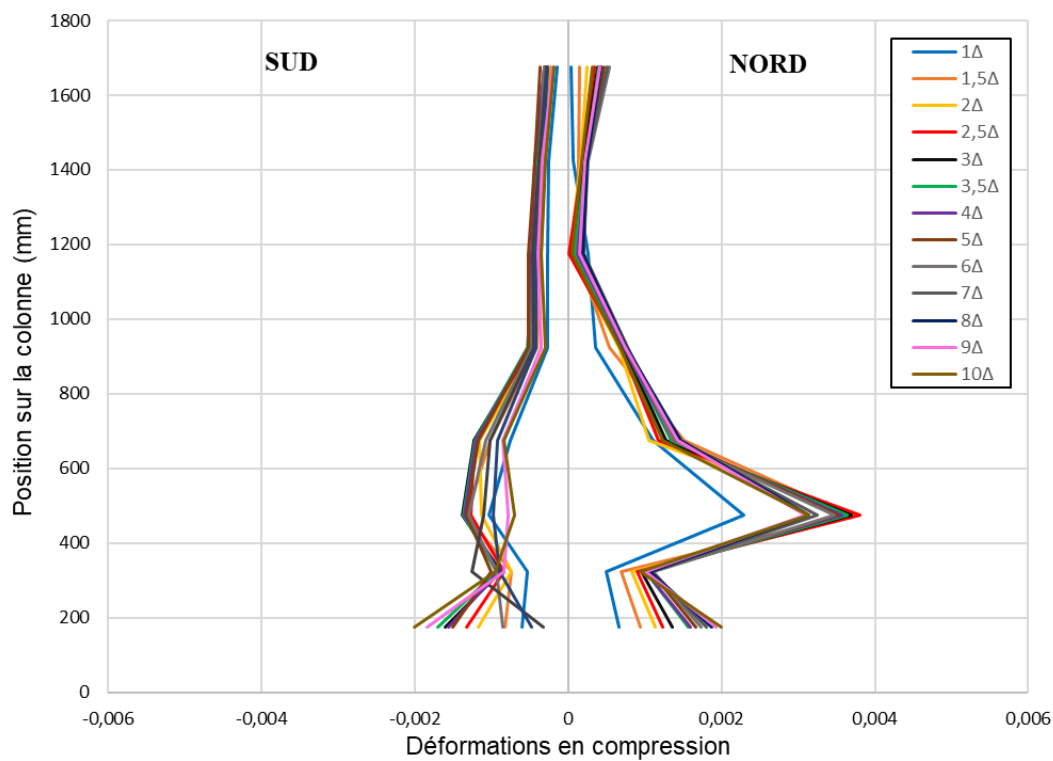


Figure 5.70 Déformations en compression sur l'axe nord-sud (axe faible, Y)

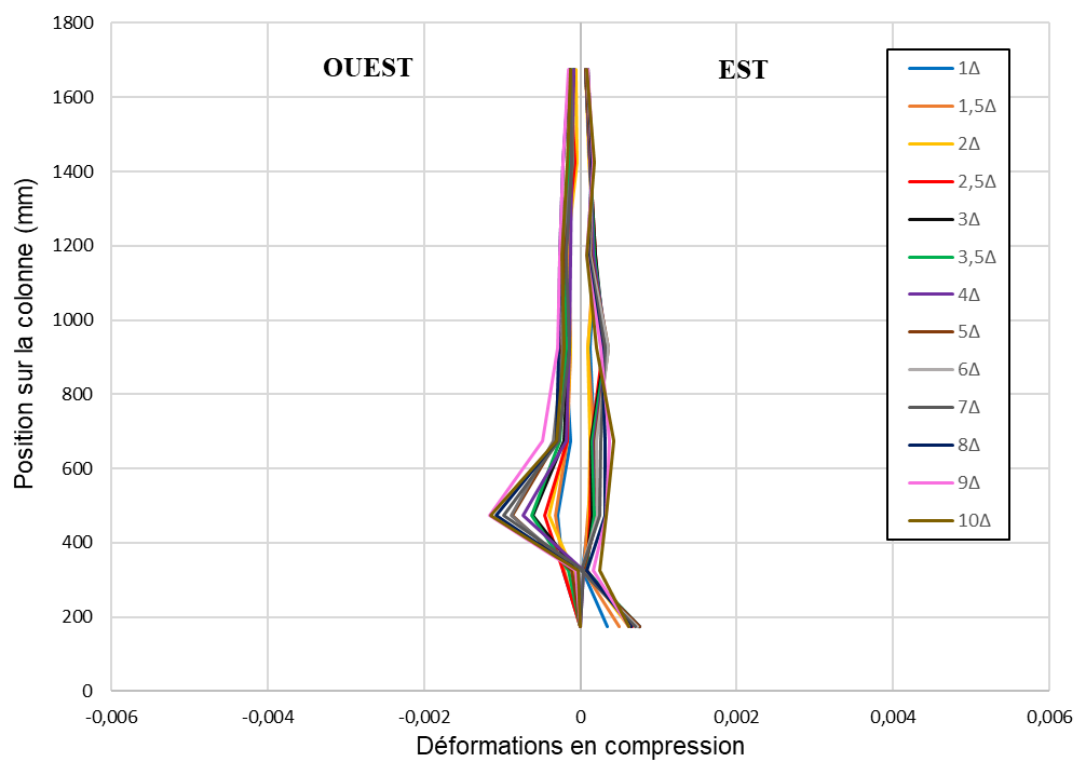


Figure 5.71 Déformations en compression sur l'axe est-ouest (axe fort, X)

5.7.5 Ouverture des fissures

En plaçant des potentiomètres fictifs à des endroits stratégiques tel que montré sur la Figure 5.72, le système de corrélation d'images permet de déterminer l'ouverture des fissures lors de l'essai.

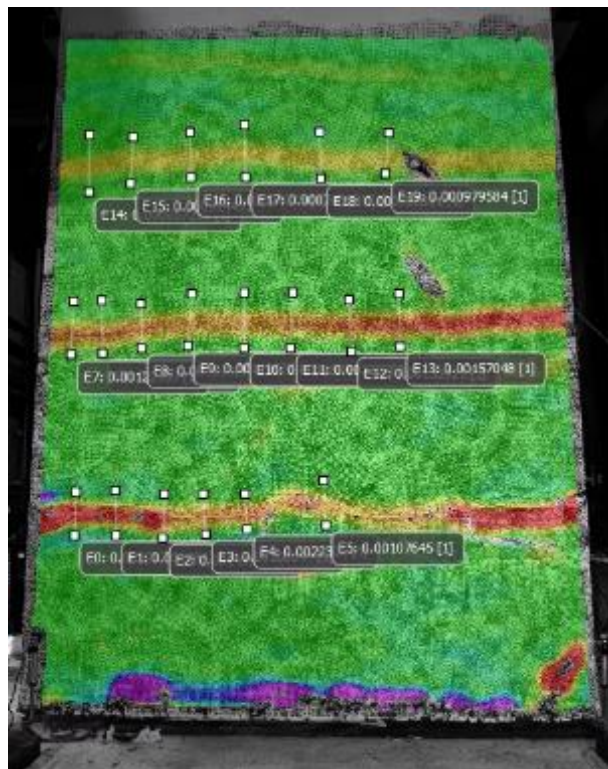


Figure 5.72 Exemple de potentiomètres fictifs utilisés pour mesurer l'ouverture des fissures

Les ouvertures de fissures sont présentées ci-dessous en prenant en compte l'ouverture de fissure moyenne enregistrée pour chaque cycle : l'ouverture est donc présentée en fonction du déplacement imposé selon l'axe faible (Y) ce qui permet de voir l'ouverture de fissure en fonction de l'avancement de l'essai. La Figure 5.73 présente les résultats enregistrés sur une face de l'axe fort et la Figure 5.74 sur une face de l'axe faible.

Les résultats coïncident avec le comportement visible à l'œil nu lors de l'essai : une fissuration globalement faible, qui survient tôt dans l'essai puis évolue peu sur le reste de l'essai. Le système de corrélation d'images permet aussi d'identifier les zones où surviennent les fissurations. La fissuration la plus importante se trouve au niveau du haut du joint dans la réparation, suivie de près

par une fissure à environ 500 mm au-dessus du haut du joint. Toutefois, ces fissures restent faibles : l'ouverture moyenne n'excède pas 0.6 mm tout au long de l'essai.

À la de l'essai, une chute de l'ouverture de fissure est enregistrée. Cette chute correspond à la chute visible dans les courbes hystérétiques, la rupture de barres affaiblit le bas du joint, ce qui fait que l'effort chute, la résistance est moindre en bas du joint et donc les contraintes le long de la colonne diminuent.

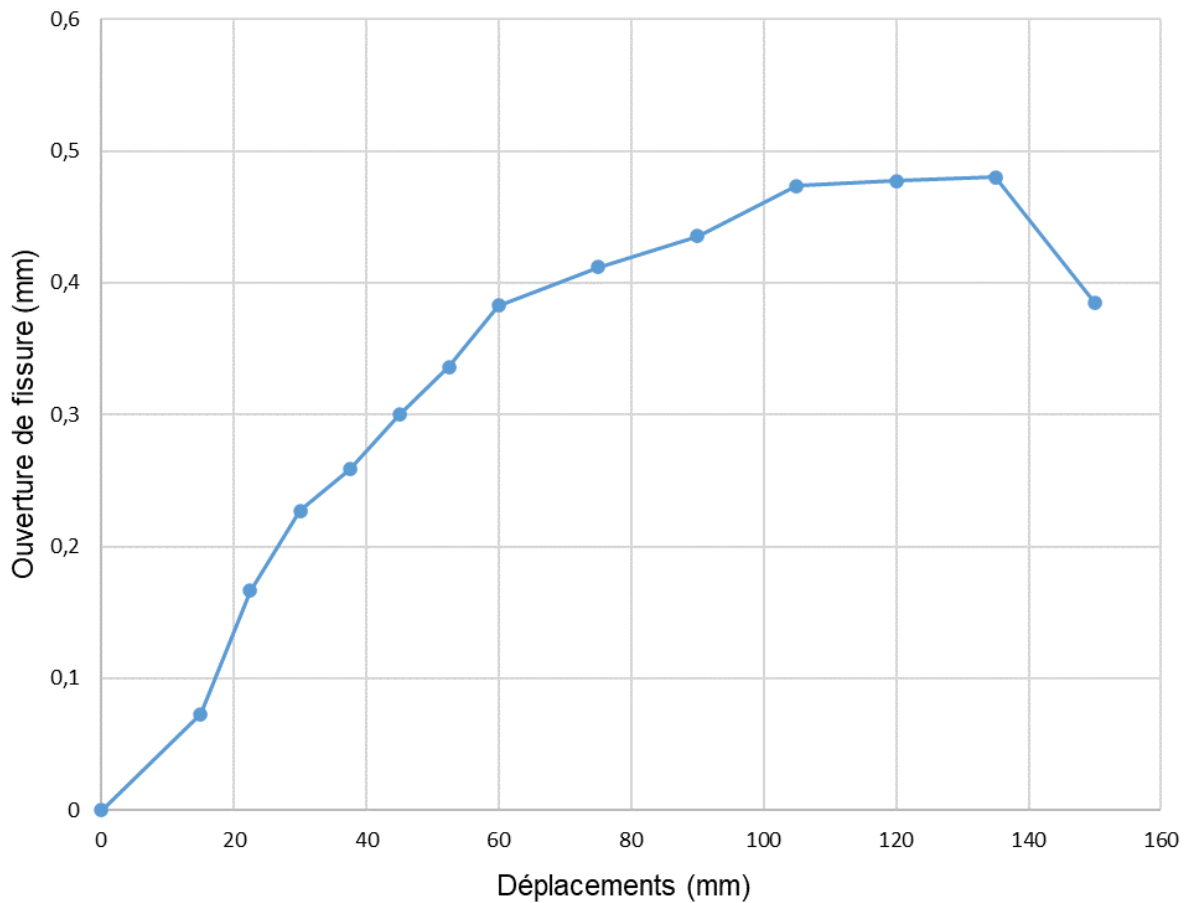


Figure 5.73 Ouverture de fissure pour l'axe faible (Y)

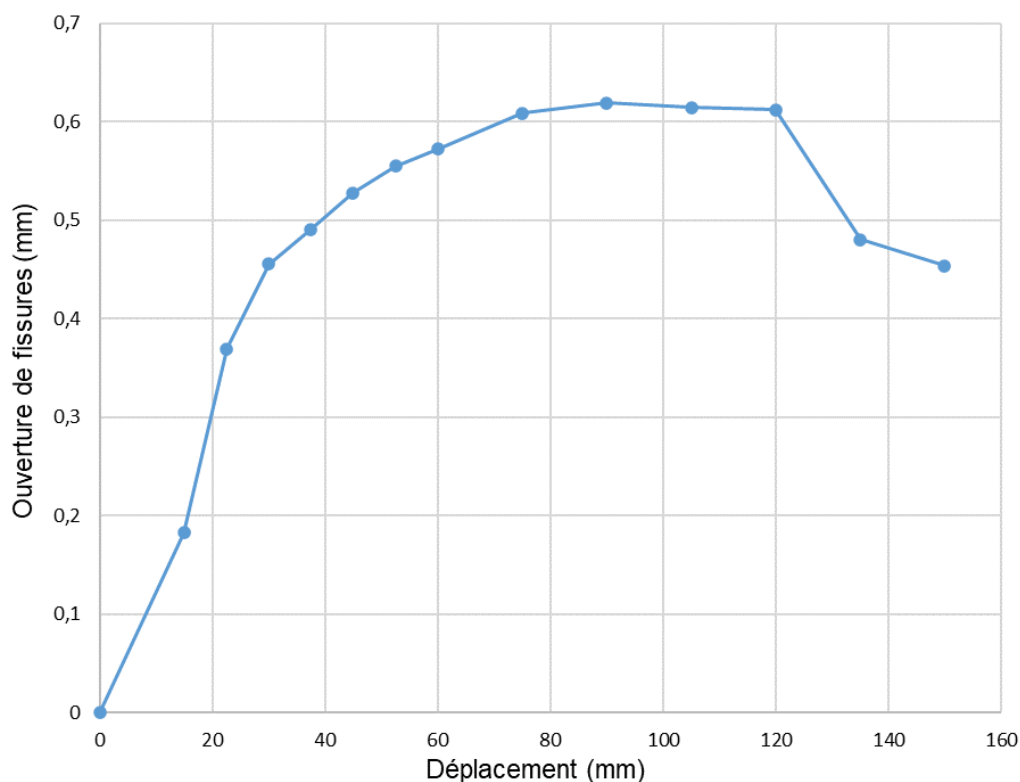


Figure 5.74 Ouverture de fissure pour l'axe fort (X)

5.7.6 Soulèvement

Le soulèvement est mesuré pendant l'essai dans les quatre coins au bas de la colonne à l'aide des LVDT comme indiqué précédemment. La Figure 5.75 présente les soulèvements en fonction du déplacement sur l'axe fort tandis que la Figure 5.76 présente les soulèvements en fonction du déplacement sur l'axe faible. Les deux graphiques apportent les mêmes informations, le déplacement permettant seulement d'indiquer l'avancement dans l'essai. Les résultats présentés sont ceux exploitables, c'est-à-dire jusqu'au moment où l'endommagement de la pile dérange le capteur, voire provoque sa chute.

Le soulèvement atteint jusqu'à 30 mm, un soulèvement très important même supérieur aux soulèvements ayant pu être observés pour les piles circulaires présentées plus tôt dans ce mémoire. Un tel soulèvement résulte d'une rotule plastique restant localisée en bas du joint en BFUP : les

déformations sont concentrées dans les armatures provenant de la semelle. Aussi, le gainage des armatures en bas du joint tel que présenté précédemment vient amplifier ce phénomène.

On peut considérer une longueur de plastification égale à environ 425 mm, soit la longueur de pénétration dans la semelle de 250 mm donnée par l'équation 2.3, plus la longueur de la gaine de 100 mm et la distance de 75 mm entre la fin de la gaine et le premier étrier dans le joint en BFUP. La valeur du soulèvement divisée par cette longueur donne une indication de la déformation plastique de l'armature, soit environ 0.07, valeur proche de celle mesurée par Dagenais (2014) pour des barres 25 M.

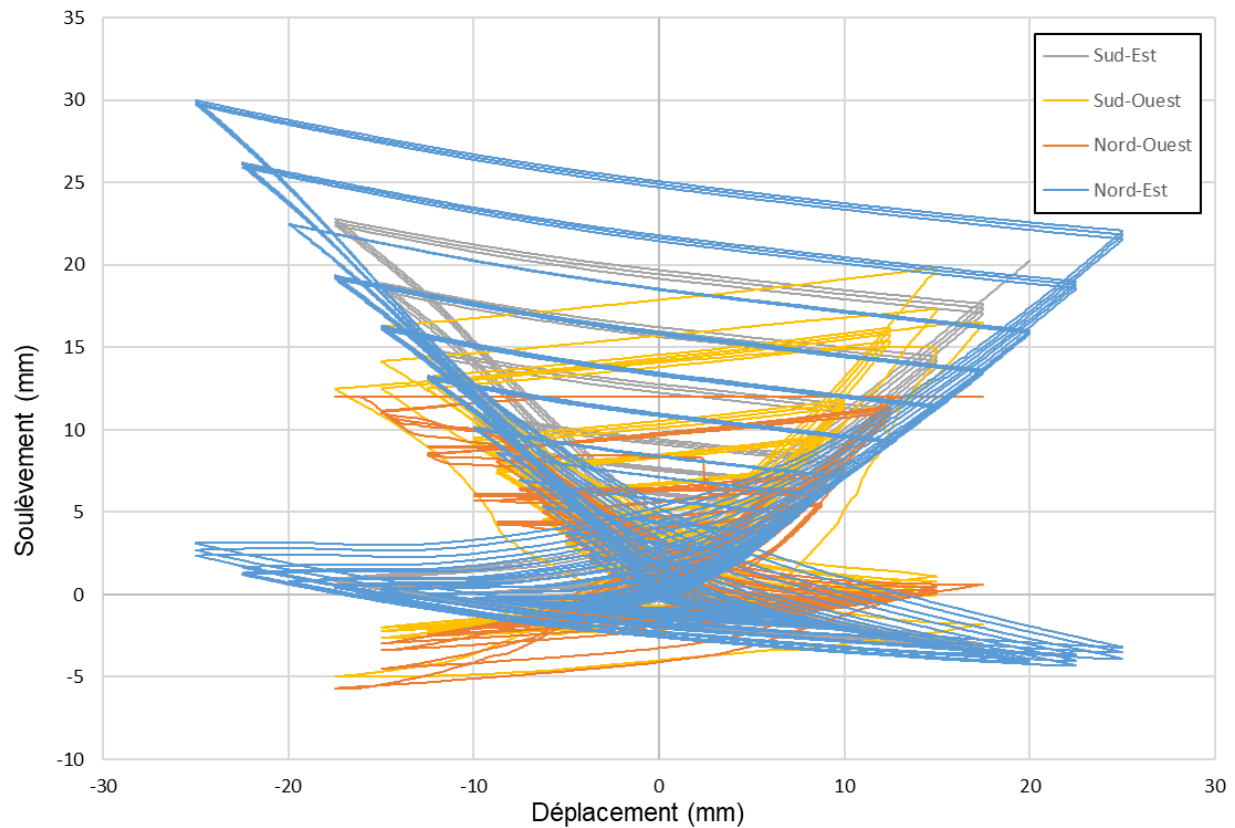


Figure 5.75 Soulèvement en fonction du déplacement sur l'axe X

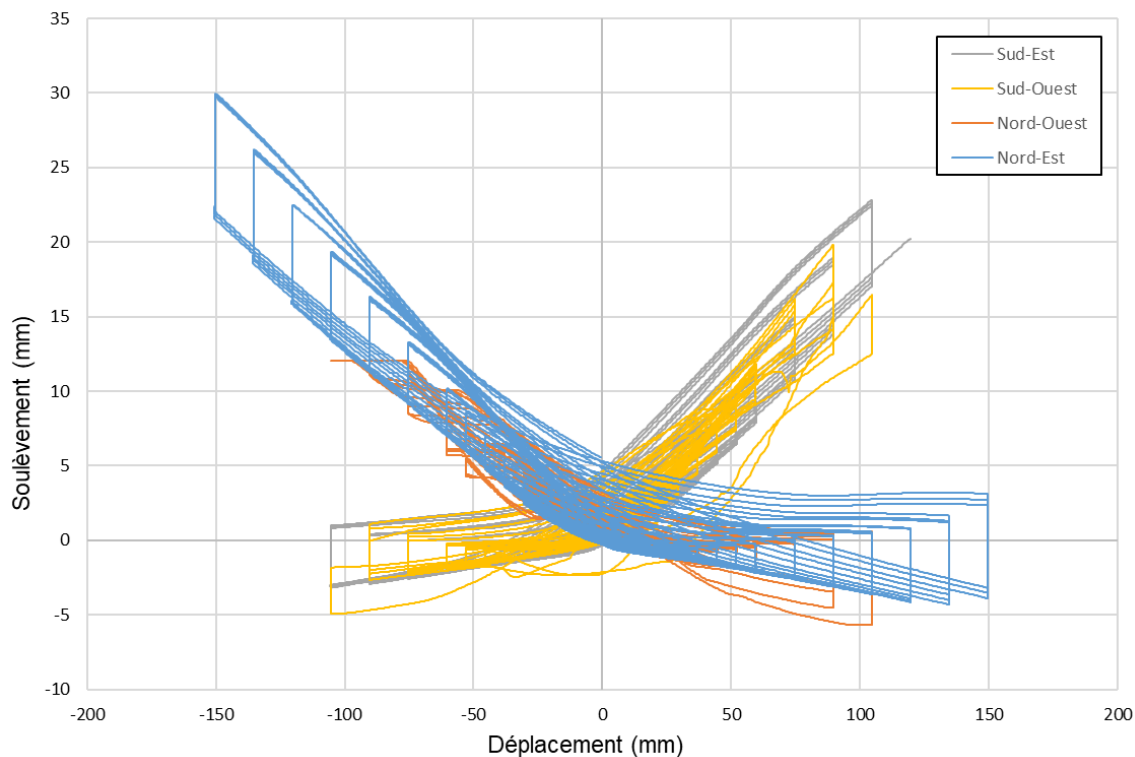


Figure 5.76 Soulèvement en fonction du déplacement sur l'axe Y

5.7.7 Jauges de déformation

Les différentes jauges utilisées lors de l'essai ont été présentées précédemment. Afin de faciliter la compréhension, la Figure 5.77 présente la disposition des jauges : les jauges nommées J1 sont disposées dans la semelle 250 mm en dessous du bas du joint en BFUP, les jauges J2 sont dans la semelle juste en dessous du joint, les J3 se situent en bas du joint dans le BFUP, les jauges J4 se situent en haut du joint et enfin les jauges J5 se situent juste au-dessus du joint. Les positions J1, J3 et J5 sont instrumentées sur les barres dans les coins de la colonne uniquement tandis que les positions J2 et J4 sont instrumentées à la fois dans les coins et au milieu des faces de la colonne.

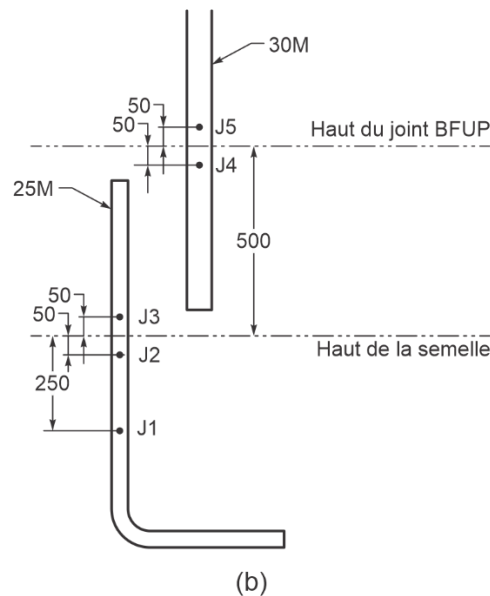
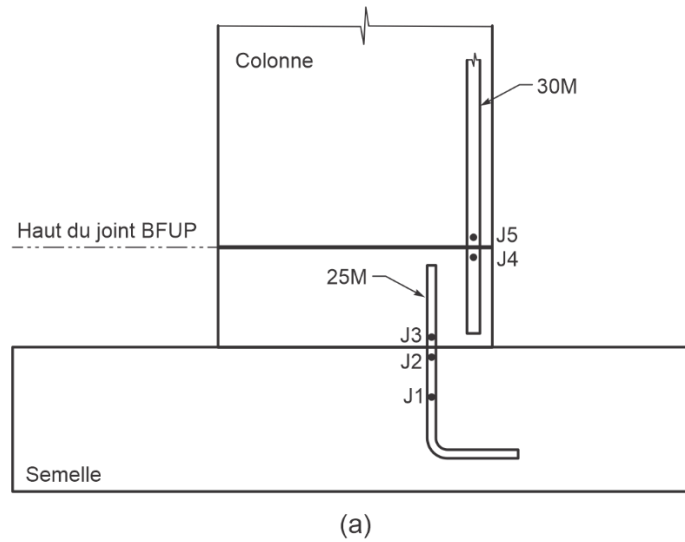


Figure 5.77 Disposition des jauges

Lors de l'essai, des jauges sont perdues lorsque les déformations sont trop grandes ou bien lorsque les jauges sont endommagées, par exemple un agrégat peut venir écraser la jauge ou bien les fils de la jauge. Pour chaque position deux jauges sont installées pour justement compenser une éventuelle perte : les valeurs présentées sont alors soit une moyenne des deux jauges, soit les valeurs d'une seule jauge dans le cas où les résultats de la seconde jauge ne sont pas exploitables. Les résultats bruts ne sont pas très pertinents, les nombreux allers-retours lors de l'essai engendrent un grand nombre de données rendant la lecture des informations fastidieuse. Les résultats bruts sur

la totalité de l'essai ne sont donc pas présentés ici. Les résultats sont présentés en fonction des déplacements sur l'axe faible (Y) : le choix de l'axe n'a pas d'importance, le déplacement permettant seulement de savoir à quel avancement de l'essai les valeurs correspondent.

Les barres d'armature utilisées plastifient aux alentours de 2200 $\mu\epsilon$. Afin de voir l'apparition et l'évolution de la plastification, la Figure 5.78 jusqu'à la Figure 5.82 présentent l'évolution des déformations enregistrées jusqu'à l'atteinte de 2500 $\mu\epsilon$.

Le premier constat, et le plus important, est que parmi toutes les jauges situées en haut du joint en BFUP (J4 et J5), aucune n'atteint la plastification, et ce, pour toute la durée de l'essai. Cela montre donc qu'aucune rotule plastique ne se crée en haut du joint et démontre que le moment résistant déterminé lors de la conception est adéquat.

Aussi, les jauges positionnées en J1 permettent de mettre en évidence la pénétration de la rotule plastique dans la semelle. Ces dernières sont positionnées 250 mm en dessous du dessus de la semelle, soit 10 diamètres de barre. C'est à l'atteinte d'environ $5\Delta_y$ (75 mm pour l'axe faible) que la plastification est atteinte. La plastification progresse donc au cours de l'essai, pénétrant dans la semelle. La valeur de 10 diamètres de barres vient valider l'équation issue des travaux de Paulay et Priestley (1992), $0.022f_yd_b$ pour la pénétration de la rotule plastique, avec la valeur mesurée de f_y lorsqu'on analyse les résultats d'essais, ou encore f_{ye} en conception comme recommandé par l'AASHTO (voir chapitre 2).

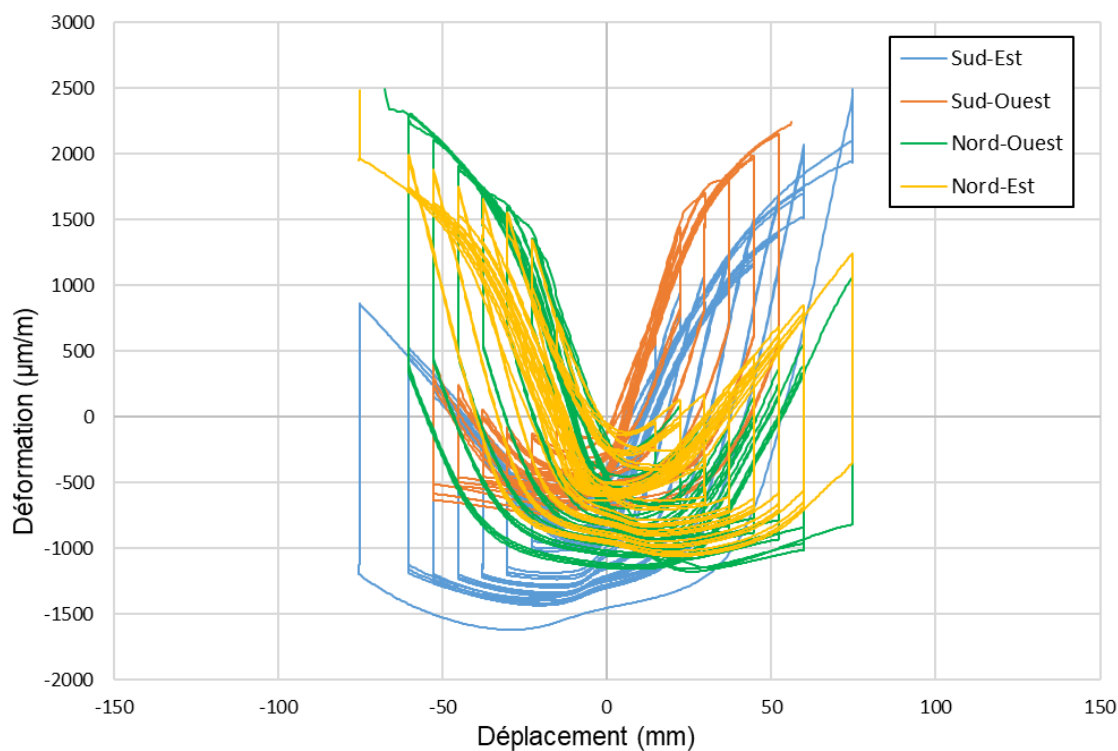


Figure 5.78 Valeurs obtenues par les jauges J1 – max 2500 $\mu\epsilon$

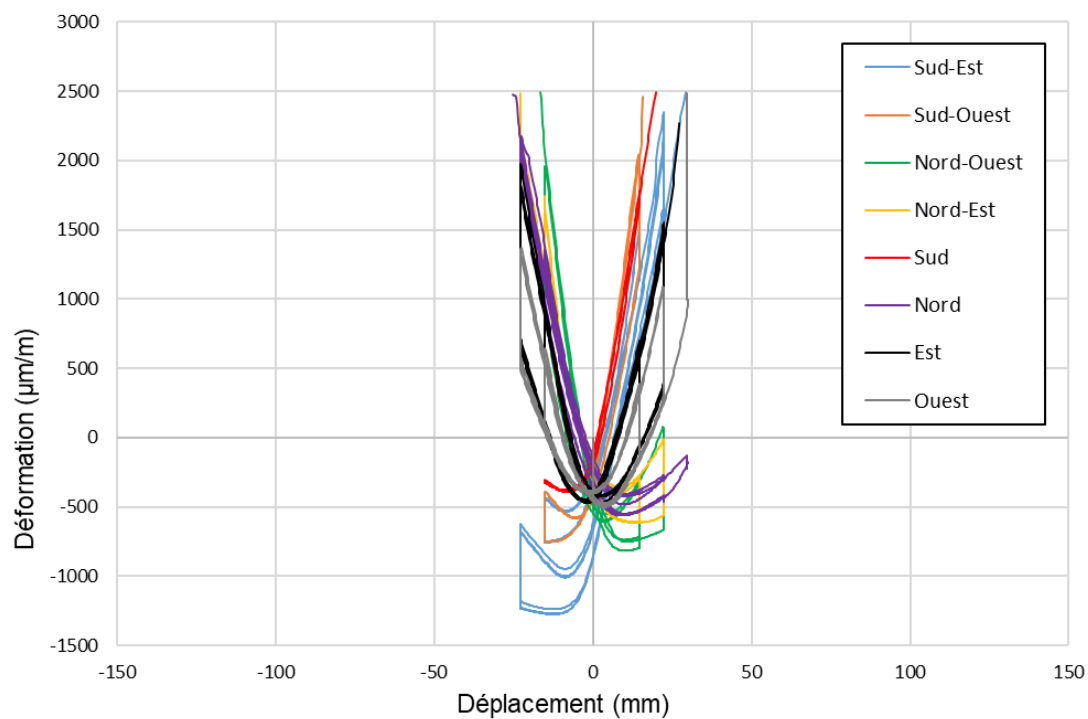


Figure 5.79 Valeurs obtenues par les jauges J2 – max 2500 $\mu\epsilon$

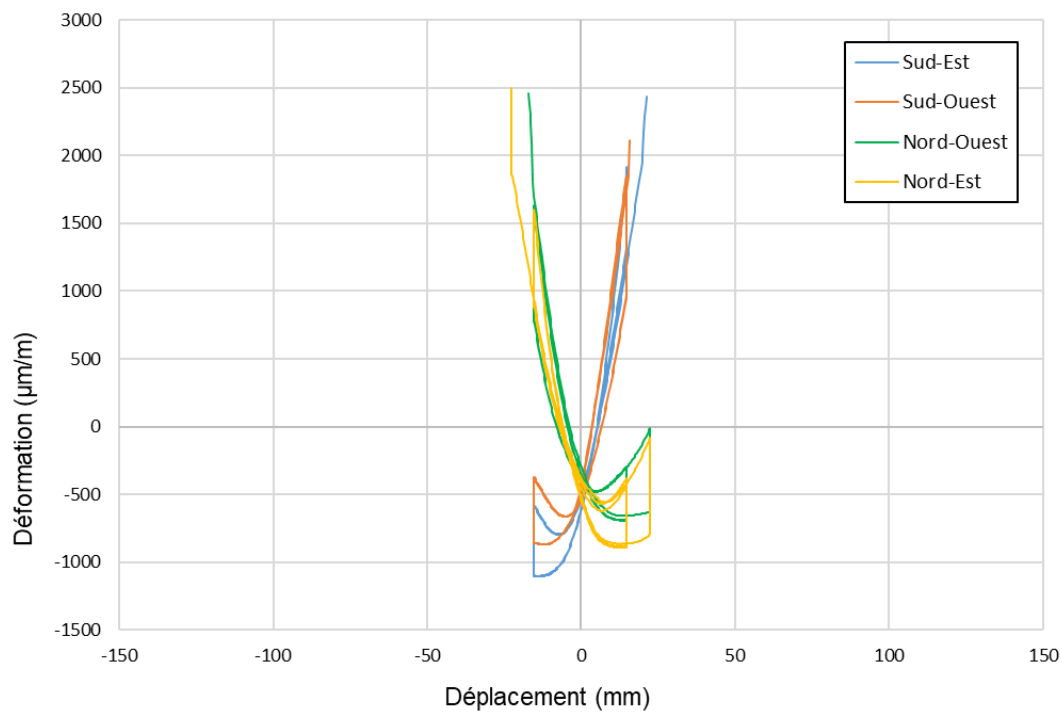


Figure 5.80 Valeurs obtenues par les jauges J3 – max 2500 $\mu\epsilon$

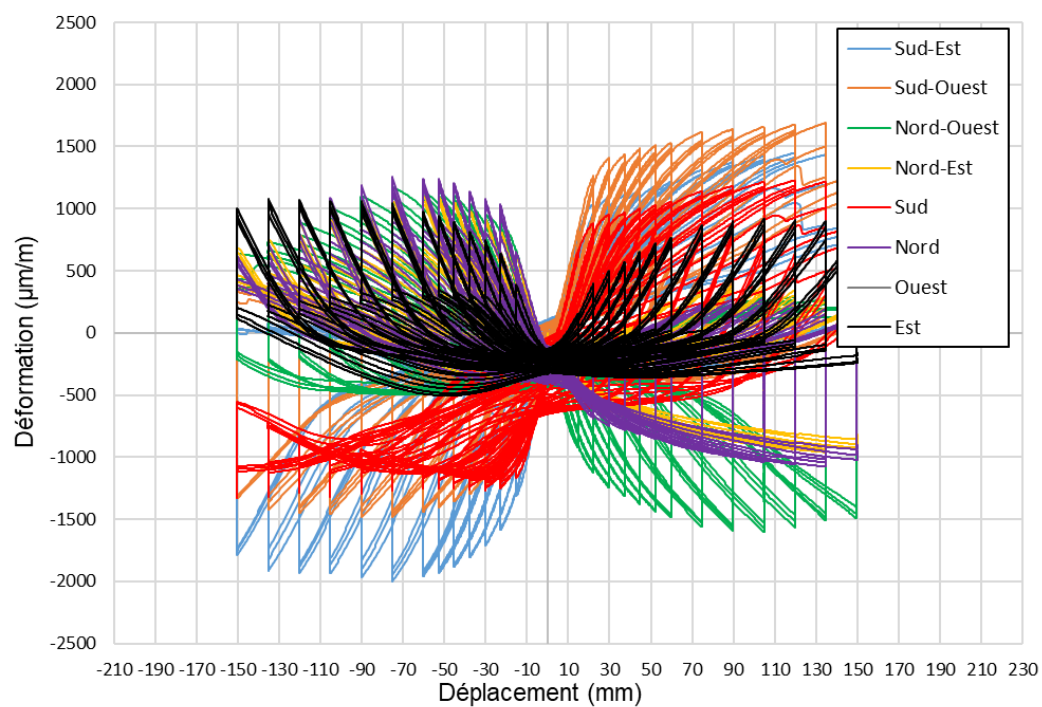


Figure 5.81 Valeurs obtenues par les jauges J4 – max 2500 $\mu\epsilon$

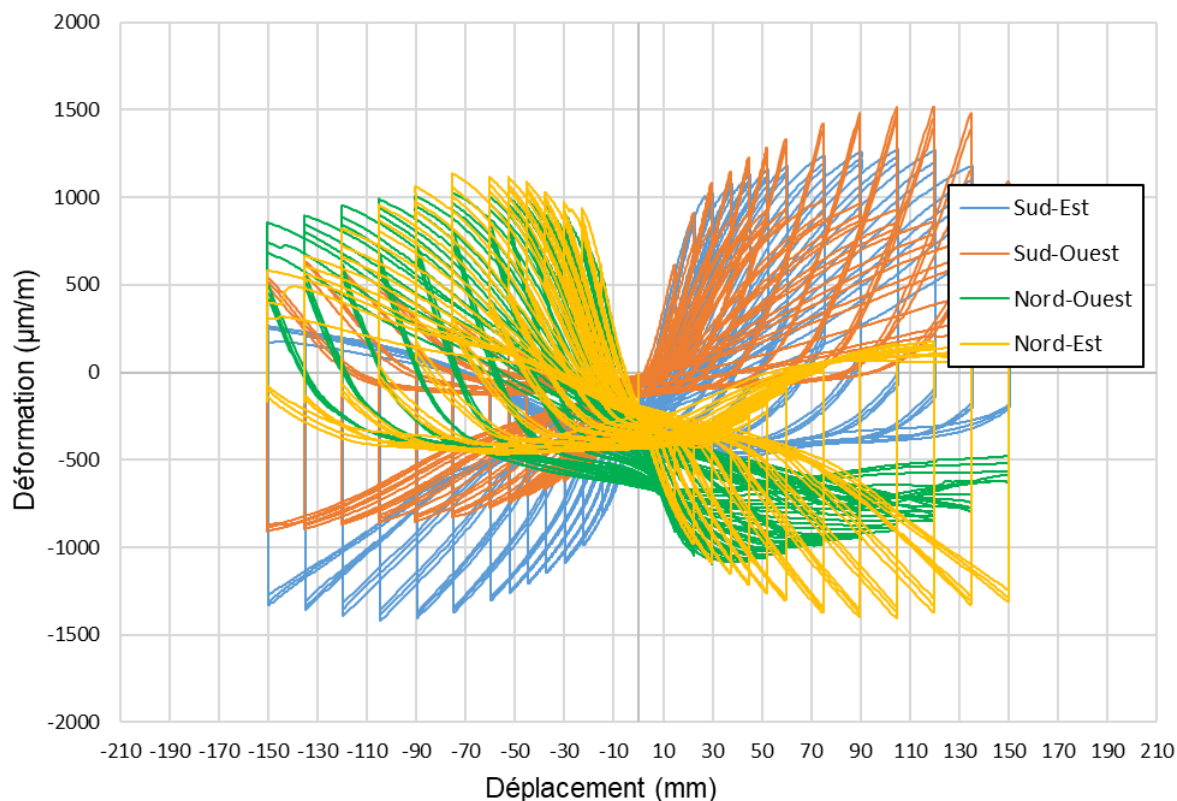


Figure 5.82 Valeurs obtenues par les jauges J5 – max 2500 $\mu\epsilon$

La Figure 5.83 ci-dessous présente la valeur maximale enregistrée pour chaque cycle aux différentes positions. Pour les positions J2 et J4, les jauges positionnées dans les coins de la colonne sont différenciées de celles positionnées au centre des faces.

Tout d'abord, l'absence de plastification en haut du joint jusqu'à la fin est confirmée. Aussi, cela montre que les barres dans les coins sont plus sollicitées que les barres situées au centre des faces. En effet, pour les jauges J2 la plastification survient plus tard au niveau des faces par rapport aux coins. Les jauges J3 positionnées dans le joint en BFUP sont celles enregistrant des déformations le plus tôt. Cela pourrait paraître contre-intuitif puisque les déformations dans le BFUP sont moindres par rapport aux déformations dans le béton normal. Cependant les jauges en position J3 sont en réalité au niveau du gainage des armatures juste au-dessus de la semelle : les armatures désolidarisées du béton sont alors plus libres de se déformer. Enfin, sont observables les déformations issues de la pénétration de la rotule plastique avec les jauges J1 atteignant la plastification plus tardivement tel que mentionné précédemment.

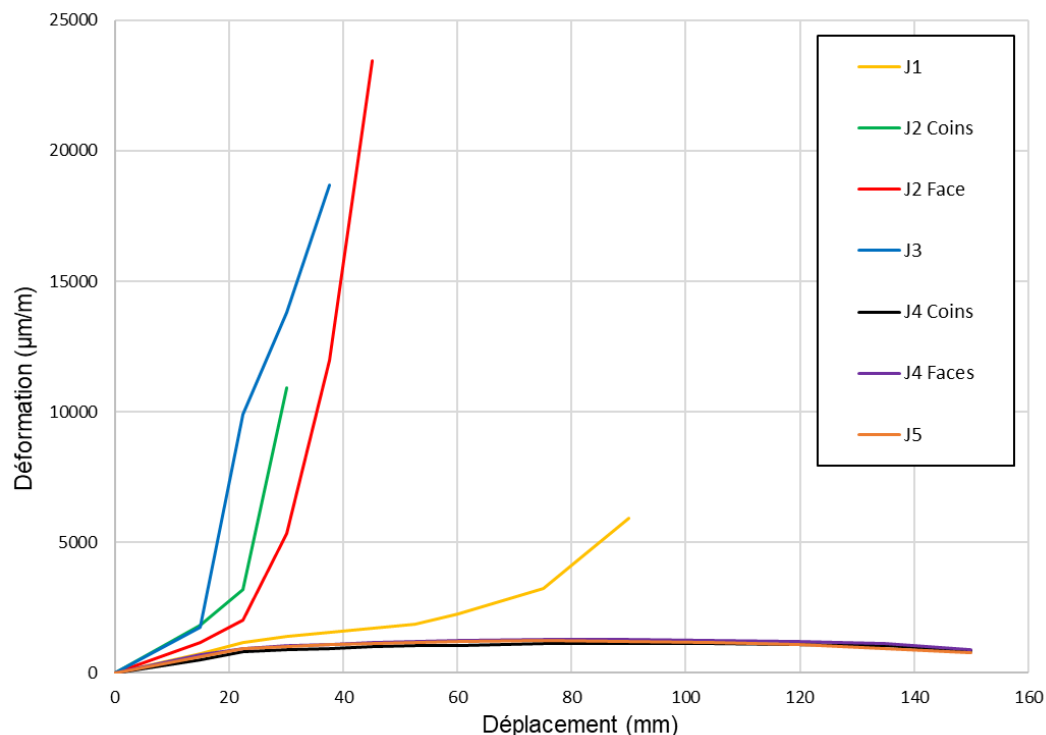


Figure 5.83 Valeurs maximales obtenues par les jauges

5.7.8 Comportement de la réparation

Il est très intéressant de porter attention au comportement de la réparation lors de l'essai : les essais en laboratoire sont réalisés la plupart du temps avec des conditions optimales, meilleures qu'en chantier, et une attention particulière est portée sur la qualité. Cependant, dans la réalité, ce type de problème sur la coulée BFUP dans le joint peut tout à fait survenir, surtout si cela est arrivé avec les conditions favorables du laboratoire.

Bien que rapidement dans l'essai une fissuration est apparue, la réparation s'est très bien comportée tout au long de l'essai. Après son apparition, la fissure dans la réparation n'a que très peu, voire pas, évolué. Parmi tous les résultats de post-traitement présentés, aucun ne démontre un affaiblissement significatif dû à la réparation.

Le comportement en compression n'était en aucun cas une possible source de problème, puisqu'un joint froid a un impact très faible dans ce cas-là, et le BFUP possède de base des capacités en compression très élevées. En traction, la présence d'un joint froid est plus problématique.

Cependant, l'orientation du joint froid est parallèle à l'action de traction souhaitée pour le BFUP. En effet, la traction dans la longueur de la colonne (traction verticale, dans la direction perpendiculaire au-dessus de la semelle) ce sont les armatures qui travaillent en traction. Les efforts de traction dans le BFUP sont majoritairement dus aux forces de fendage dans le procédé d'ancrage des armatures présenté au début de ce mémoire. Ce phénomène est alors faiblement impacté par un joint froid dans cette orientation.

Globalement, le travail de réparation est donc tout à fait adéquat et serait acceptable si ce genre de problème survient lors de la construction de telles piles de ponts.

5.8 Sommaire

En résumé, cette seconde campagne expérimentale démontre tout d'abord la viabilité de ce type de conception pour des piles avec une colonne rectangulaire.

- Les courbes hystérétiques démontrent une très bonne ductilité de la pile avec la conservation d'une résistance maximale en termes de moment jusqu'à $5 \text{ à } 6\Delta_y$, soit pour un ratio de déplacement de 3%. La pile se rend jusqu'à $9\Delta_y$ avant de subir une chute de résistance vraiment significative.
- Les déplacements résiduels sont inférieurs à 2% jusqu'à $7\Delta_y$ et le retour élastique coïncide bien avec les déplacements résiduels obtenus.
- La courbure montre l'excellent comportement de la pile avec des déformations concentrées en bas du joint en BFUP : le développement de la rotule plastique est maîtrisé.
- Les déformations en compression ainsi que les ouvertures de fissure (traction) sont très faibles le long de la colonne, hormis un endommagement du béton tout en bas du joint sur les faces de l'axe faible soumis à de grands déplacements.
- Le soulèvement, attribuable à la déformation plastique des armatures, évolue continuellement tout au long de l'essai et atteint des valeurs supérieures à 30 mm.
- Les jauges de déformations viennent confirmer dans un premier temps le bon contrôle de la rotule plastique, qui n'existe qu'en bas du joint, et dans un deuxième temps la valeur de la pénétration plastique obtenue à l'aide de l'équation issue des travaux de Paulay et Priestley (1992) et vérifiée.

La Figure 5.84 présente le même graphique déjà présenté lors du choix du protocole de chargement et présentant les déplacements attendus sur les axes X et Y en fonctions de différents ponts. Sur ce graphique sont ajoutés plusieurs points correspondant aux déplacements atteints à différentes étapes de l'essai. Tout d'abord, pour le pont initialement étudié et en considérant le CNBC 2015, la pile se situerait théoriquement à bien moins de $3.5\Delta_y$: cette conception de pile est donc amplement suffisante pour le pont étudié. Aux alentours de $6\Delta_y$, soit le moment ou la résistance maximale est atteinte dans les courbes hystérétiques moment-déplacement, le même pont, mais avec des travées de 40 m n'atteindrait pas ces déplacements. En considérant le CNBC 2015, ce type de pile serait alors adéquate pour de tels ponts. Cependant, lors de la conception par la force, le code stipule plutôt des niveaux de ductilité de 4 ou 5 : même en considérant $\Delta = 5 \Delta_y$, un pont avec des travées de 40 m peut être conçu avec le CNBC 2015.

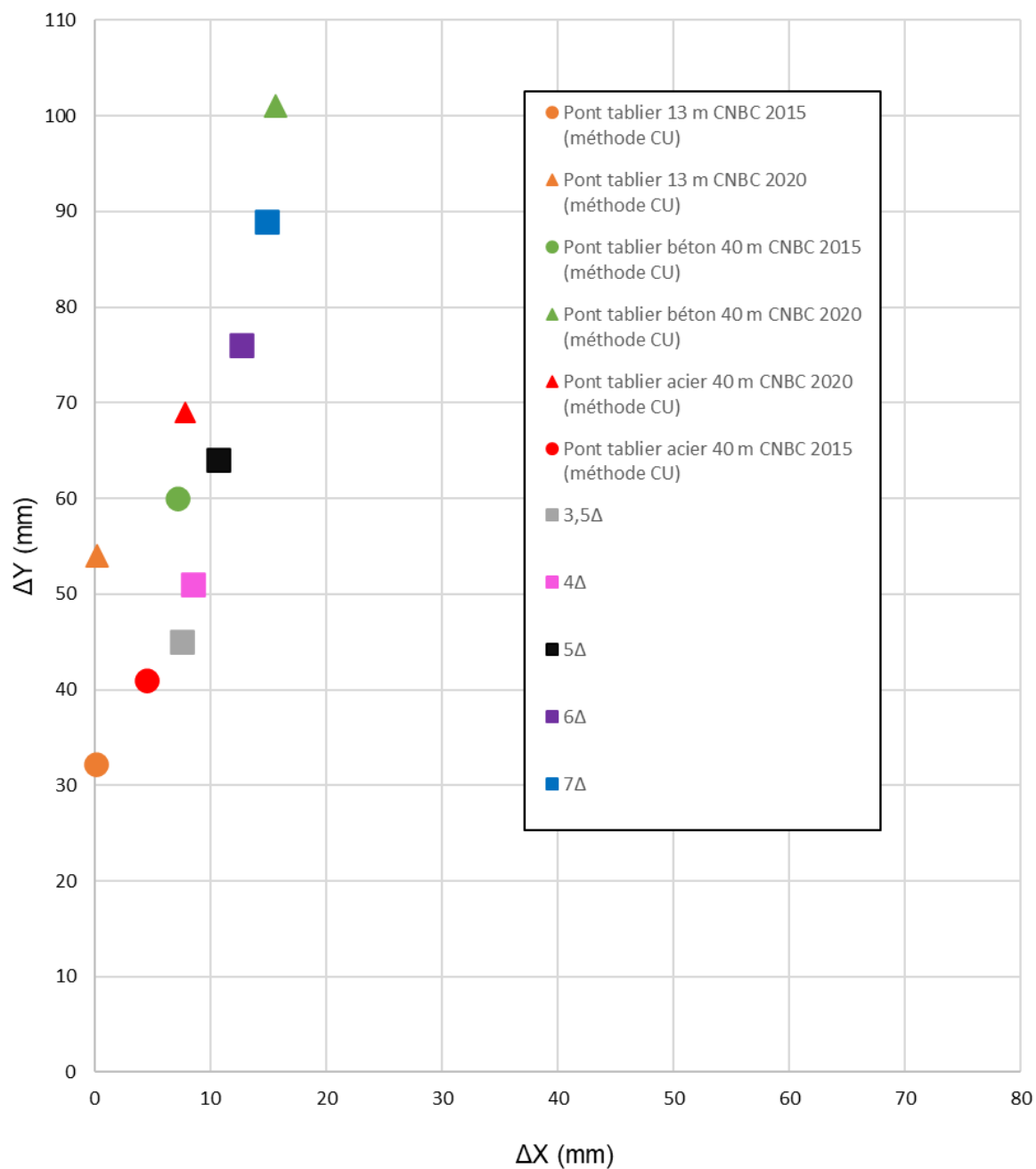


Figure 5.84 Points $\Delta_Y - \Delta_X$ pour différents cas considérés

CHAPITRE 6 ANALYSES PAR ÉLÉMENTS FINIS

Sont présentés dans ce chapitre les modélisations par éléments finis des piles testées expérimentalement. Les modèles sont réalisés sur le logiciel ABAQUS Explicit (Hibbitt et al, 2014), en utilisant pour la modélisation du BFUP le modèle constitutif EPM3D développé à l'École Polytechnique de Montréal (Massicotte & Ben Ftima, 2017). D'une part, les résultats des modèles numériques peuvent être comparés aux résultats obtenus expérimentalement, tel que pour les courbes force déplacement, la plastification des armatures au sein de la rotule plastique, l'écrasement du béton ou bien encore l'ouverture des fissures. D'autre part, tel qu'expliqué aux chapitres expérimentaux, l'instrumentation utilisée ne peut pas toujours être conservée de manière optimale au cours des essais. Les modèles numériques permettent alors d'estimer le comportement des éléments ne pouvant pas ou plus être lus par les instrumentations, notamment le comportement des barres d'armatures pour de grandes déformations lorsque les jauges ne permettent plus l'obtention de résultats exploitables. Les modèles sont réalisés en utilisant les propriétés des matériaux qui ont été mesurées et présentées dans les chapitres expérimentaux.

6.1 Propriétés

Les analyses réalisées sont des analyses statiques non linéaires par poussée incrémentale. Le type d'élément utilisé est le même pour les différentes analyses. Préalablement, des modèles de vérification sont réalisés pour les lois de comportement des matériaux.

6.1.1 Éléments

Pour les différentes analyses, l'élément utilisé est le C3D8R, un élément hexaédrique à intégration réduite. Il s'agit alors d'un élément cubique avec un seul point d'intégration au centre. Les différents calculs étant réalisés en ce point d'intégration, il est nécessaire d'utiliser un maillage suffisamment fin, notamment pour pouvoir mettre en évidence les fissures. Aussi, ce type d'élément peut engendrer des perturbations appelées « hourglass ». Ce type de problème est lié à la rigidité trop faible de l'élément pour résister aux efforts de flexion : l'élément peut alors se déformer sans qu'il n'y ait de déformation au niveau du point d'intégration. Ce problème est illustré sur la Figure 6.1. Afin de pallier à ce problème, une énergie artificielle est ajoutée au modèle dans

le but de résister à ce type de formation. Il est alors important de prendre en compte que cette énergie ajoutée ne doit pas dépasser 5% de l'énergie interne totale. (Ben Ftima, 2018).

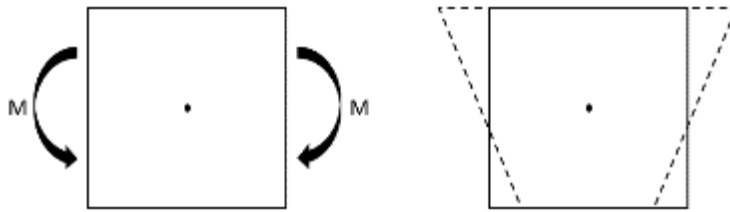


Figure 6.1 Problème de type « hourglass »

6.1.2 Matériaux

Les propriétés des matériaux utilisés dans les modèles sont préalablement vérifiées afin de s'assurer que les bonnes lois de comportement sont associées aux matériaux. Pour cela, les différentes lois sont utilisées sur un cube d'arêtes de 25 mm (25×25×25) pour lequel trois faces sont bloquées en translation par rapport à leur axe normal, puis des déplacements sont appliqués sur les différentes faces libres en fonction du comportement qui doit être vérifié (traction, compression, etc.). Le cube est présenté sur la Figure 6.2.

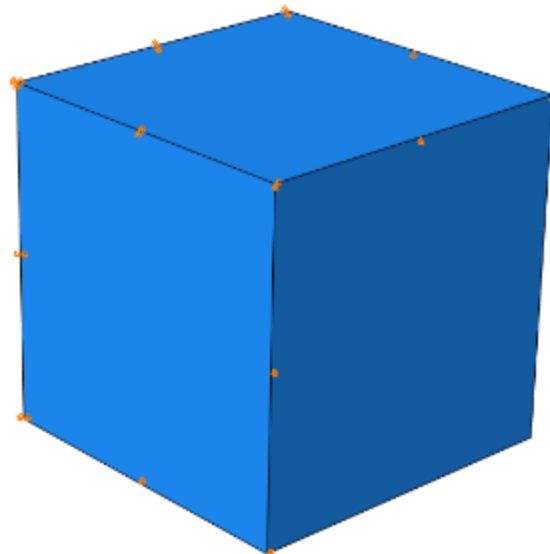


Figure 6.2 Cube de 25 mm utilisé pour valider les lois de matériaux

6.1.2.1 Béton normal

La loi de matériau EPM3D est utilisée pour introduire les propriétés du béton normal dans ABAQUS. Deux types de béton normal sont modélisés : un béton avec raidissement ainsi qu'un béton sans raidissement. Le béton avec raidissement est utilisé pour modéliser le béton en présence d'armatures. L'interaction béton-armatures rend la phase adoucissante de béton en traction moins brutale. Le comportement en compression reste le même pour les bétons avec et sans raidissement. Pour le choix du béton, celui avec raidissement est utilisé pour le béton se situant autour des armatures. Le Code Modél du comité Euro-International du béton (Massicotte et al., 1990) recommande de considérer un béton avec raidissement sur une épaisseur de 7.5 diamètres de barres, c'est cette valeur qui est ici prise en compte dans les modèles. Une fois les données implantées dans ABAQUS, les analyses de vérification sur le cube présentées précédemment permettent d'obtenir les lois de comportement résultantes dans ABAQUS avec les données choisies en entrée et utilisées par la suite pour les modèles. La Figure 6.3 et la Figure 6.4 présentent respectivement la courbe contrainte-déformation en compression et en traction des bétons avec et sans raidissement.

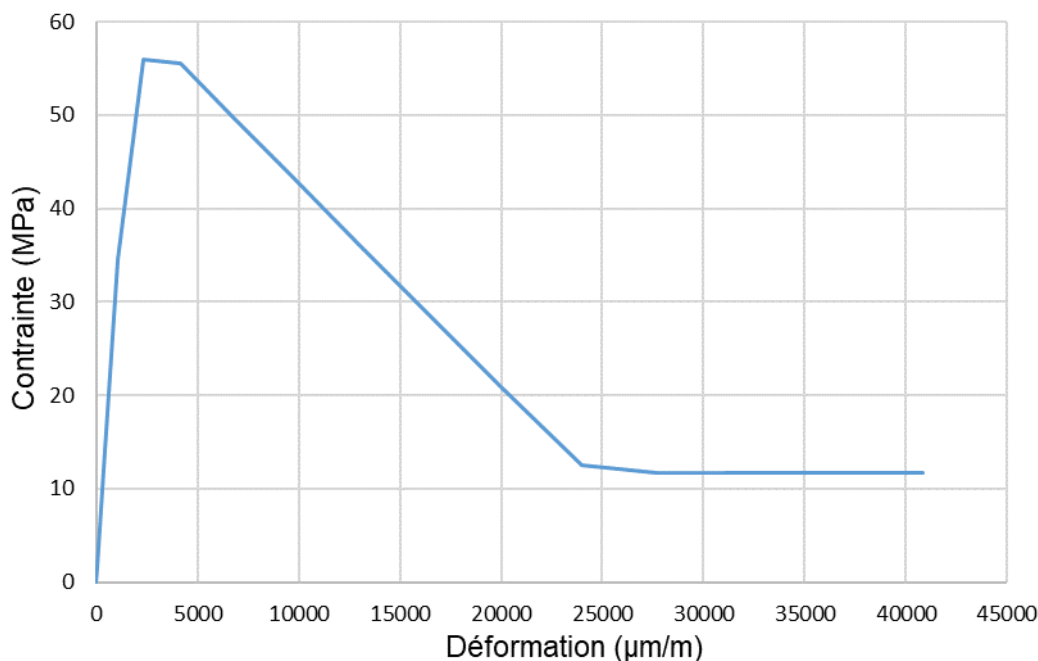


Figure 6.3 Comportement en compression uniaxiale du béton selon la loi de matériau EPM3D pour un cube de 25 mm

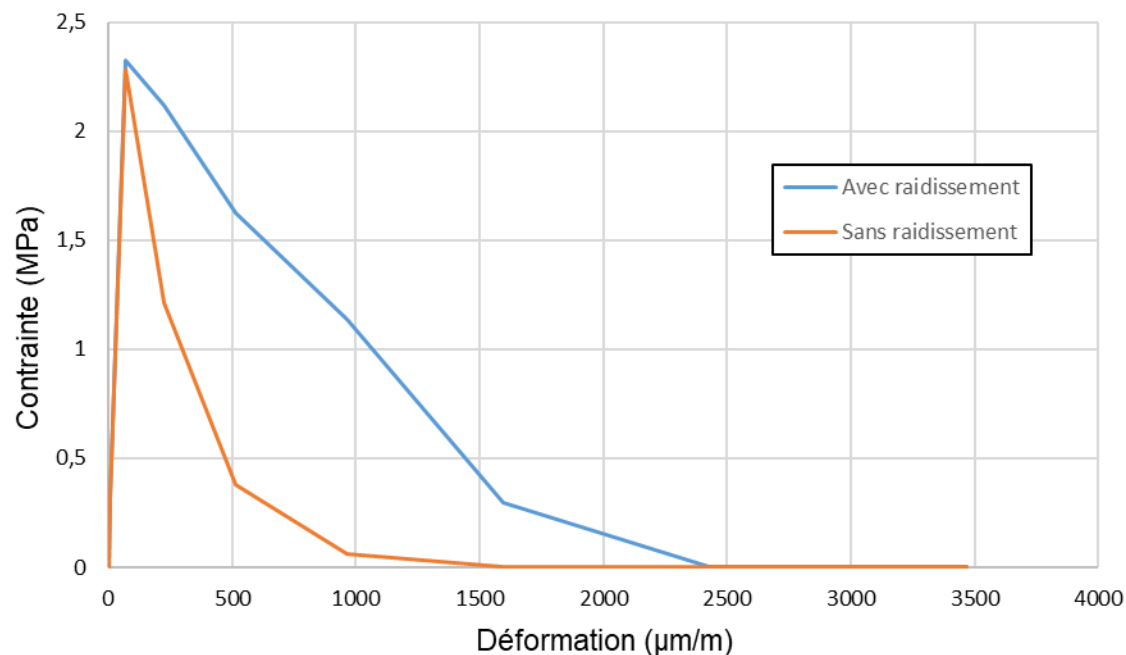


Figure 6.4 Loi de comportement des bétons non fibrés avec et sans raidissement pour un cube de 25 mm

6.1.2.2 BFUP

Le comportement du BFUP est modélisé à l'aide du module EPM3D, avec un comportement propre au BFUP bien différent du comportement utilisé pour le béton normal.

6.1.2.2.1 Loi de comportement en compression du BFUP

La résistance en compression du BFUP est choisie égale à 120 MPa. Cette valeur est un peu plus faible que les valeurs de résistance que peut atteindre le BFUP en réalité et qui ont été obtenues lors de la caractérisation des matériaux : le béton coulé n'est pas soumis aux mêmes conditions idéales d'un essai de compression, et l'orientation des fibres est plus aléatoire dans le spécimen coulé.

La loi de matériau EPM3D permet alors en rentrant différentes variables d'obtenir la loi de comportement du BFUP. La loi générée possède une contrainte maximale d'environ 116 MPa légèrement inférieure à la résistance donnée en entrée. Correspondant à une certaine limitation de la version actuelle de EPM3D. La Figure 6.5 présente alors la loi de comportement en compression

uniaxiale obtenue pour le BFUP. La contrainte maximale de 116 MPa est obtenue pour une déformation d'environ 4500 $\mu\text{m/m}$.

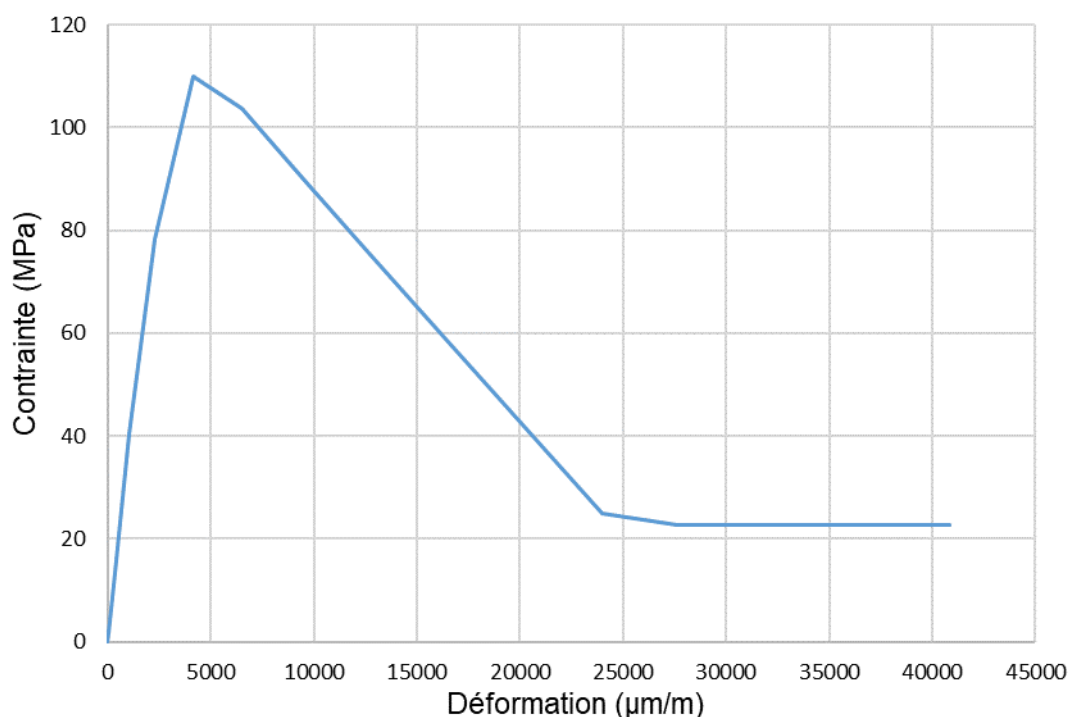


Figure 6.5 Loi de comportement en compression uniaxiale pour le BFUP selon la loi de matériau EPM3D pour un cube de 25 mm

6.1.2.2.2 Loi de comportement en traction du BFUP

Pour le comportement en traction du BFUP, les valeurs de déformations correspondant à la contrainte maximale ainsi que l'ouverture maximale des fissures sont celles obtenues expérimentalement sur les spécimens de caractérisation. Cependant, la valeur de la résistance ultime est réduite de 50% par rapport aux résultats expérimentaux afin de prendre en compte l'orientation des fibres aléatoire en comparaison avec l'alignement des fibres optimisé lors de la coulée des spécimens de caractérisation. Le choix d'une réduction de 50% est issu des recommandations de Lagier et al. (2016). Lors de la coulée des spécimens, l'orientation est grandement influencée par la présence des armatures et les éléments de coffrage. Aussi, les possibilités pour couler sont limitées et ne permettent pas souvent une coulée optimisée pour l'orientation des fibres. Les comportements prépic et postpic sont présentés respectivement sur la Figure 6.6 et la Figure 6.7.

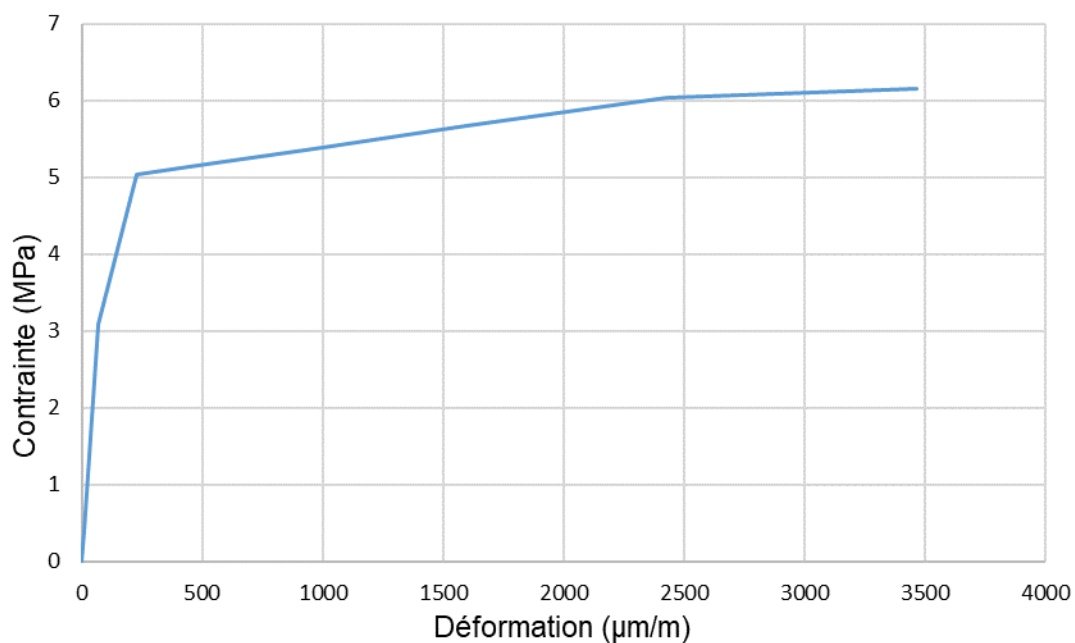


Figure 6.6 Loi de comportement prépic pour le BFUP en traction selon la loi de matériau EPM3D

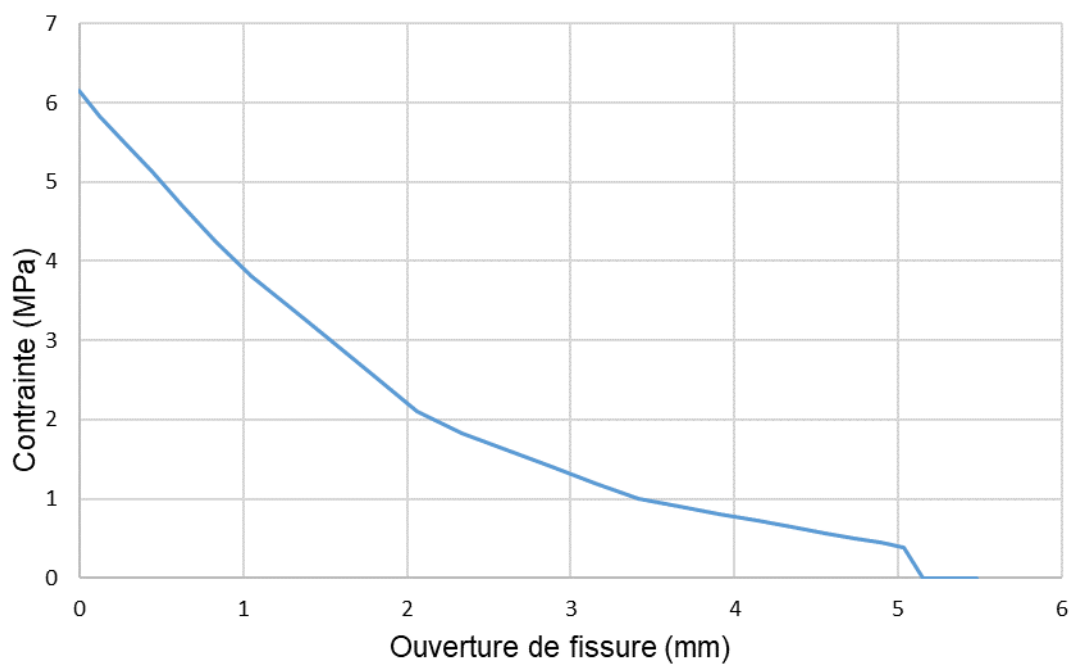


Figure 6.7 Loi de comportement postpic pour le BFUP en traction selon la loi de matériau EPM3D

6.1.2.3 Acier

Les propriétés utilisées pour l'acier, issues des résultats expérimentaux, sont présentées dans le Tableau 6.1. De même, la loi de comportement est choisie de sorte à reproduire le comportement détecté expérimentalement.

Tableau 6.1 Propriétés considérées pour l'acier

Masse volumique	7800 kg/m^3
Module d'Young	200000 MPa
Coefficient de Poisson	0.3

Dans ABAQUS, la loi de comportement (courbe contrainte-déformation) ne peut être implantée avec les valeurs dites nominales, c'est-à-dire les valeurs calculées en prenant en compte l'aire nominale. En effet, lors de l'essai, la section des éléments peut varier, c'est par exemple le cas des barres d'armatures qui, lors d'une traction, voient leur section diminuer. Par conséquent, c'est une valeur dite vraie de la loi de comportement qui est utilisée. Cette relation contrainte-déformation vraie est obtenue à l'aide des relations 6.1 et 6.2 ci-dessous.

$$\sigma_{vraie} = \sigma_{nominale} * (1 + \varepsilon_{nominale}) \quad (6.1)$$

$$\varepsilon_{vraie} = \ln (1 + \varepsilon_{nominale}) \quad (6.2)$$

Les courbes contrainte-déformation, nominale et vraie, sont présentées sur la Figure 6.8. C'est donc comme précisé précédemment la valeur vraie qui est utilisée dans ABAQUS.

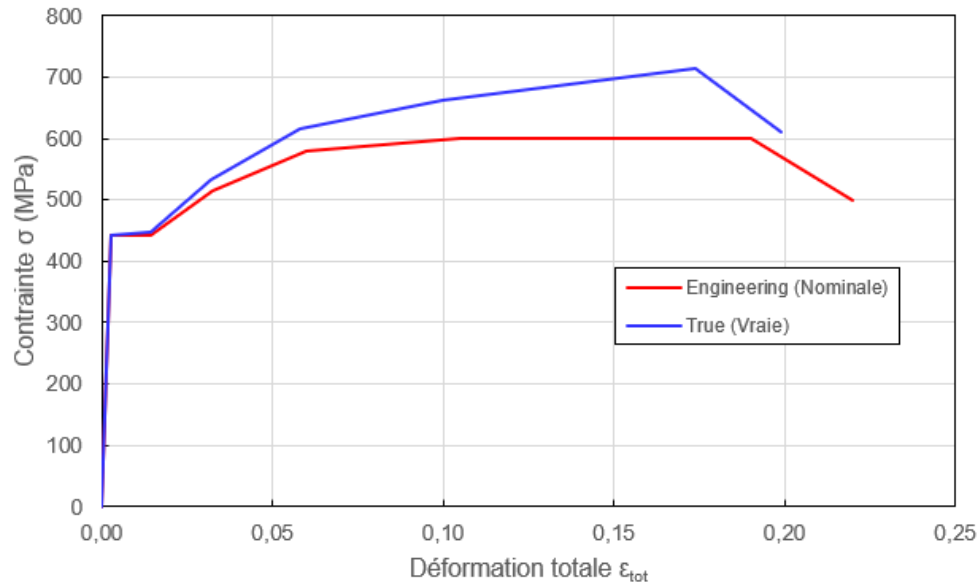


Figure 6.8 Courbes contrainte-déformation nominale et vraie

La loi de comportement obtenue par la modélisation d'une traction sur ABAQUS est alors montrée ci-dessous sur la Figure 6.9, en comparaison avec les valeurs expérimentales qui ont été présentées précédemment.

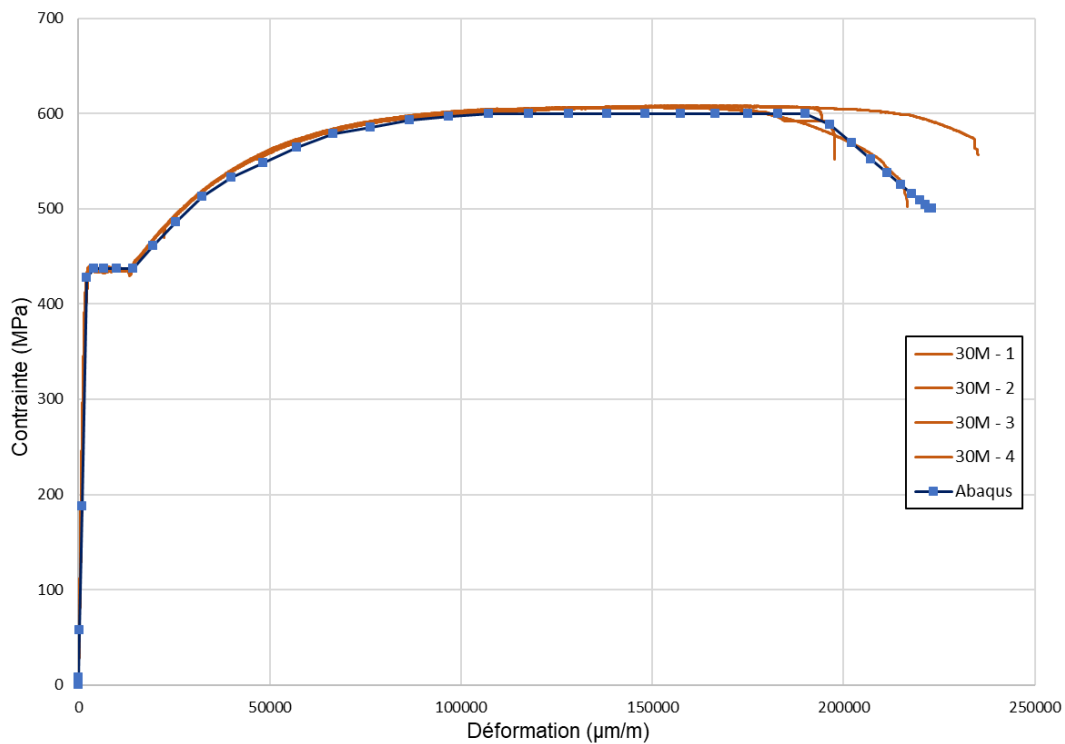


Figure 6.9 Loi de comportement pour l'acier en traction dans Abaqus

6.2 Colonne circulaire

6.2.1 Modélisation de la pile P5

6.2.1.1 Caractérisation

La modélisation de la pile P5 circulaire est grandement inspirée des modèles utilisés par Philippe Darveau et Gabriel Lewis. Deux principaux types d'éléments sont utilisés, à savoir des éléments 3D déformables (Parts 3D, Deformable, Solid) pour les sections en béton tandis que des éléments de câbles (Parts 3D, Deformable, Wire) sont utilisés pour les armatures. Pour les éléments 3D déformables, des sections homogènes sont sélectionnées (Solid, Homogeneous), alors que des sections de type treillis (Beam, Truss) sont utilisées pour les armatures. La Figure 6.10 présente le modèle, avec les sections en béton, ainsi que la cage d'armature. Une plaque de chargement est modélisée afin de reproduire le chargement transmis par les équerres lors de l'essai réel.

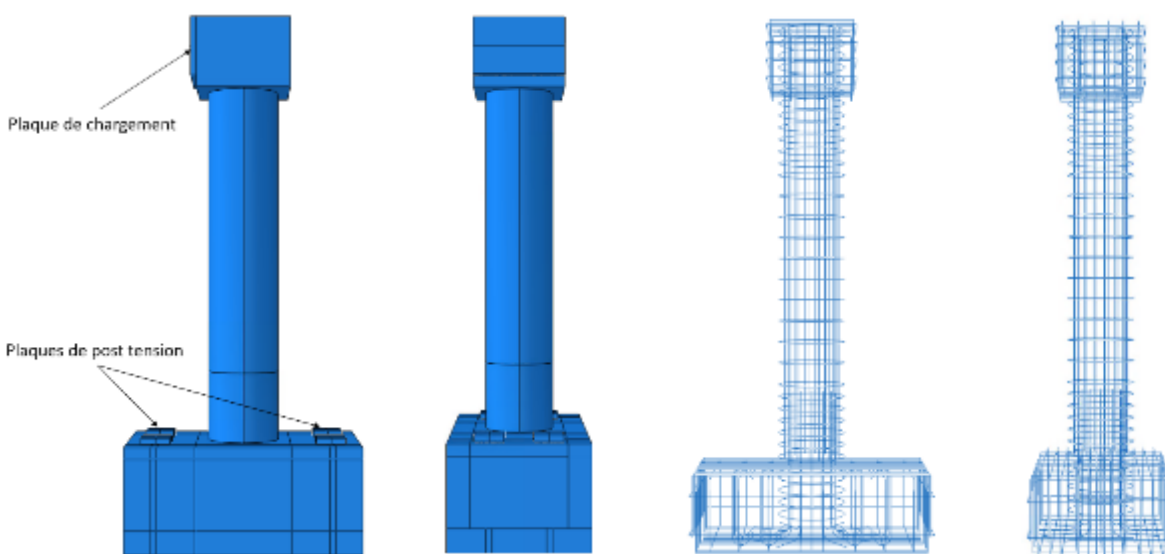


Figure 6.10 Géométrie de la colonne et cage d'armature

Les matériaux associés aux différentes sections sont présentés ci-dessous sur la Figure 6.11. Les matériaux sont ceux présentés précédemment en fonction du type de béton (béton normal ou BFUP) ainsi que de la prise en compte ou non du raidissement pour le béton normal.

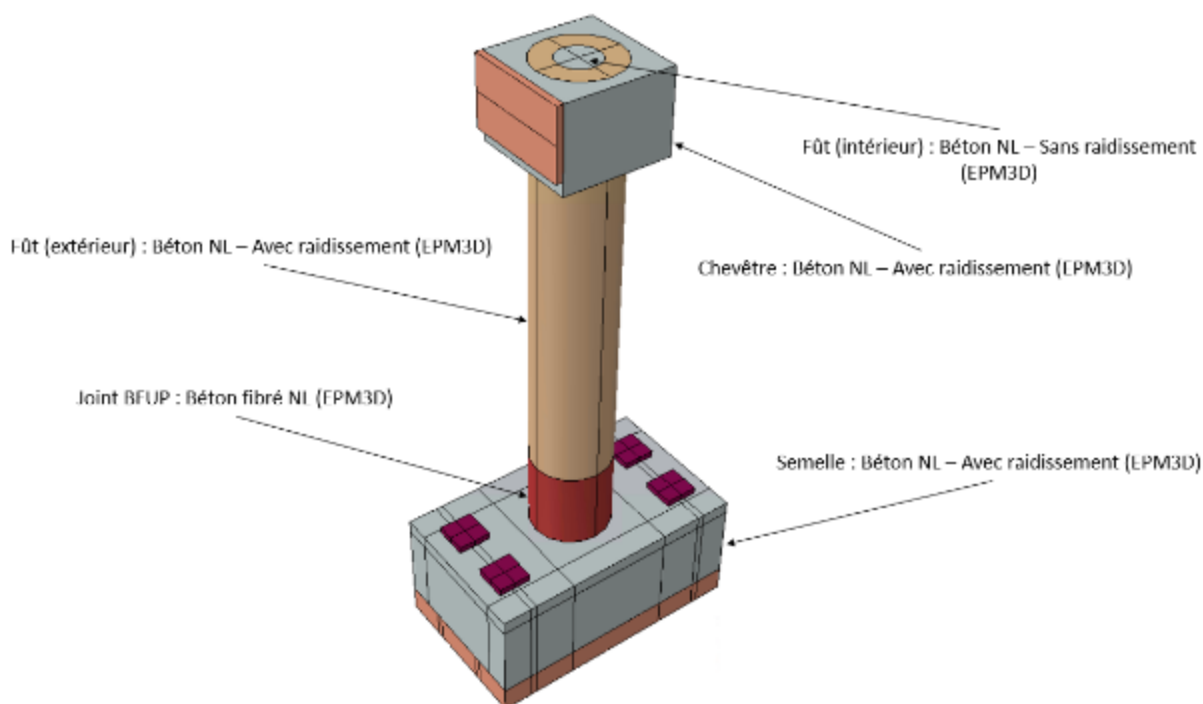


Figure 6.11 Matériaux utilisés dans le modèle numérique (P5)

6.2.1.2 Maillage

Le maillage utilisé est composé d'éléments cubiques de dimension 25 mm. Cette dimension est identique à celle utilisée pour les modèles de Philippe Darveau et Gabriel Lewis. Cette taille de maillage permet de modéliser adéquatement le comportement du spécimen tout en conservant une durée de calcul raisonnable. La dimension du maillage est inférieure à l'épaisseur de l'enrobage, ce qui permet une bonne modélisation des contraintes dans cette zone. De plus, une étude réalisée par Darveau (2018) a permis d'observer qu'un maillage plus grossier de dimension 50 mm cause un flambement prématuré des armatures lorsque les éléments de béton arrivent à la rupture en compression, cela impactant de manière trop importante la résistance de la colonne. La Figure 6.12 présente le maillage global du spécimen.

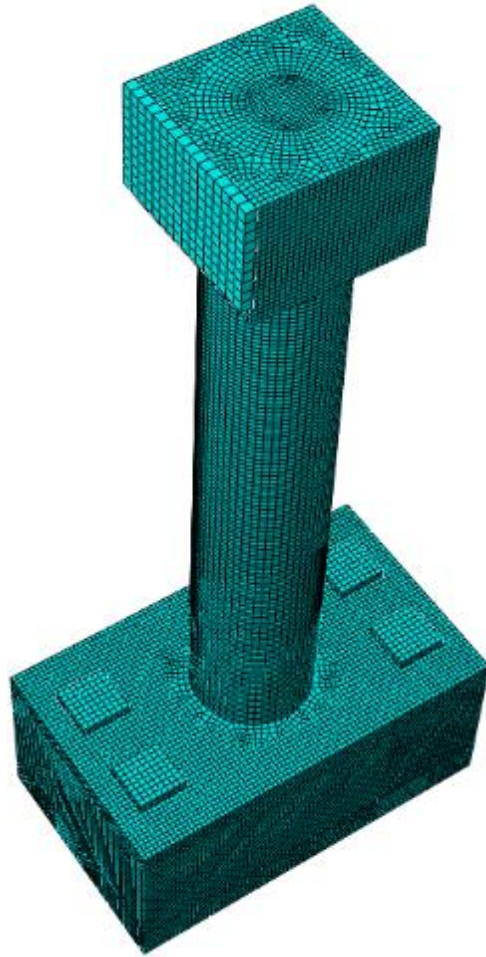


Figure 6.12 Maillage global pour le spécimen P5

La forme circulaire du fût rend plus compliquée la génération d'un maillage idéal par Abaqus. Des partitions sont alors créées afin de se rapprocher au mieux d'un maillage cohérent, le but étant de se rapprocher au maximum d'un maillage où les éléments ont la même taille et dont les côtés sont de dimensions proches pour chaque élément.

Les zones les plus critiques pour le maillage sont alors le chevêtre autour de la partie circulaire correspondant à la colonne ainsi que la liaison du fût et de la semelle. Le maillage au niveau du chevêtre porte une importance moindre puisqu'il ne s'agit pas d'une zone critique lors de l'essai. Le maillage obtenu au niveau de la semelle en partitionnant et en forçant un maillage plus adéquat est présenté sur la Figure 6.13.

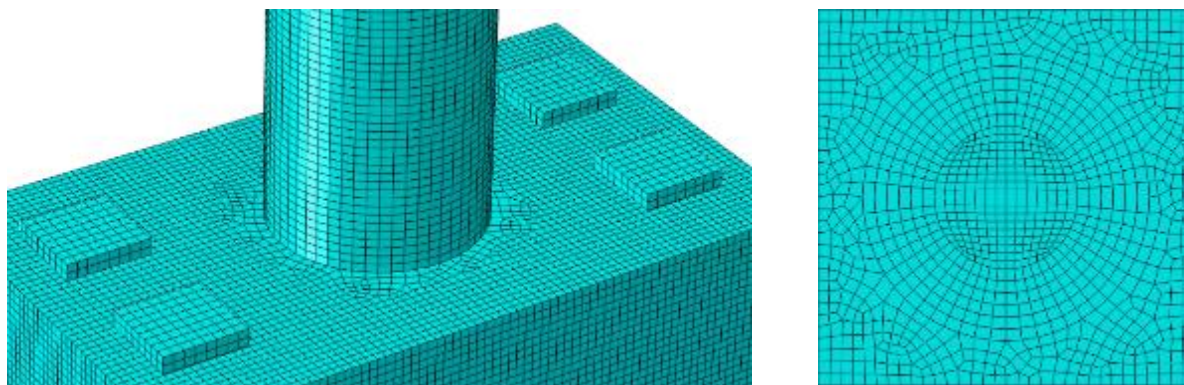


Figure 6.13 Détails dans le maillage pour le spécimen P5

6.2.1.3 Rotule plastique

L'interaction entre les armatures et le béton joue un rôle important dans les longueurs d'ancrages et la pénétration de la rotule plastique dans le béton. Il serait certes idéal d'affiner la modélisation afin de reproduire les crénelures, mais cela est peu réaliste compte tenu de la taille globale du spécimen. Les armatures sont dans le modèle noyées dans le béton avec la condition « embedded » du logiciel ABAQUS. Ce choix fait que le glissement des barres dans le béton n'est pas permis. La pénétration de la rotule plastique dans la semelle peut alors être faussée. Dans la réalité lors d'un essai d'ancrage, les fissures de fendage au niveau des crénelures font en sorte que les armatures se désolidarisent du béton sur une certaine longueur et peuvent laisser place à un glissement (Dagenais, 2014 ; Darveau 2018 ; Murphy et al., 2020). Il est possible de réaliser une modélisation fine des crénelures (Rosini, 2018). Toutefois, pour une modélisation d'une colonne comme il est question ici, cela serait très lourd de faire appel à une telle approche et pourrait poser des problèmes d'échelle entre les éléments et nécessiterait des temps de calcul conséquents. Pour pallier à ce problème, le choix est fait de désolidariser les armatures du béton sur une longueur égale à $0.022f_y d_b$, donnant 300 mm pour les barres 30M utilisées dans la semelle de la pile P5.

6.2.1.4 Modélisation de l'interaction avec le 6DDL

Le but étant de recréer les conditions de l'essai, la plaque inférieure du 6DDL est modélisée et le spécimen est ancré à cette dernière. La plaque est supposée infiniment rigide en comparaison avec le spécimen et tous ses mouvements sont bloqués. Comme le montre la Figure 6.14 ci-dessous, des

plaques d'ancrage à l'extrémité supérieure des barres de précontrainte correspondant à celles utilisées lors de l'essai sont modélisées, tout comme les barres haute résistance. Les barres sont diffusées dans la dalle du 6DDL (Embedded) et sont couplées à leur extrémité supérieure aux plaques (Constraint coupling).

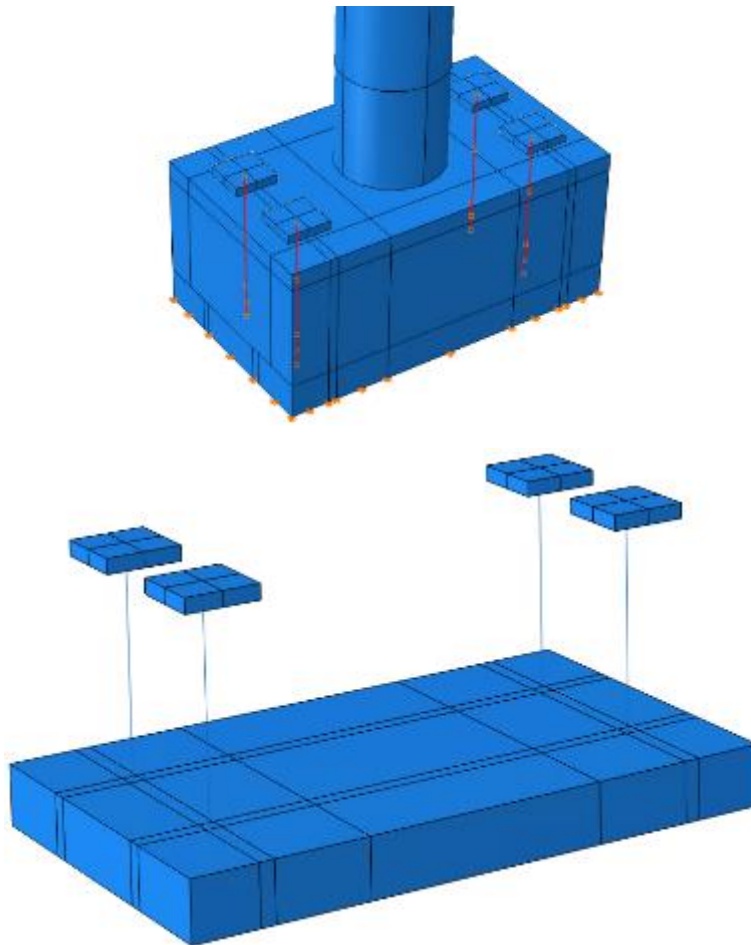


Figure 6.14 Système d'ancrage de la semelle au 6 DDL

La mise en tension des barres est modélisée en appliquant un gradient de température négatif au modèle et en utilisant un coefficient de dilatation thermique que dans l'acier. La tension visée est de 800 kN et correspond à la tension appliquée lors de l'essai réel. Pour cela, différents paramètres sont utilisés, comme le montre l'équation 6.3 ci-dessous :

$$\sigma = E\alpha\Delta T \text{ ou } F = E\alpha\Delta TS \quad (6.3)$$

avec σ la contrainte dans les barres de post-tension ;

F la force de tension souhaitée, ici 800 kN ;

E le module d'Young ;

α le coefficient de dilatation thermique ;

ΔT le gradient de température appliqué ;

S l'aire des barres d'ancrage.

Lors de l'essai réel, les barres de précontrainte sont en réalité environ deux fois plus longues, car ces dernières traversent aussi la dalle supérieure de la dalle d'essai du laboratoire de structures en plus de la plaque du 6DDL et de la semelle du spécimen. Afin de rendre le modèle cohérent avec la réalité, le module d'Young des barres est alors réduit de moitié, ce qui permet d'obtenir une déformation similaire entre le cas réel et le modèle pour une même contrainte appliquée, mais des longueurs de barres différentes. Les paramètres pris en compte sont alors présentés dans le Tableau 6.2 ci-dessous.

Tableau 6.2 Propriétés considérées pour l'acier

Force souhaitée F (kN)	Contrainte résultante σ (MPa)	Module d'Young modifié E (MPa)	Aire des barres S (mm ²)	Coefficient de dilatation thermique α (°C ⁻¹)	Gradient de température ΔT (°C)
800	500	100 000	1600	12.10^{-6}	-417

6.2.1.5 Chargement

Deux chargements sont appliqués, comme pour l'essai : d'abord une charge axiale de 1000 kN sur le dessus de la colonne, puis une charge horizontale. La charge axiale est appliquée sur tout le dessus du chevetre alors que la charge horizontale est appliquée sur une ligne au milieu de la plaque

de chargement mentionnée précédemment, comme montré sur la Figure 6.15. La plaque de chargement est liée au chevêtre (Tie) de sorte que les deux ne peuvent être séparés l'un de l'autre.

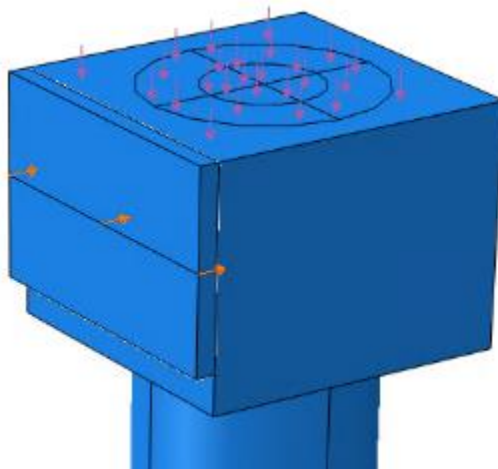


Figure 6.15 Application des charges sur le chevêtre

Tous les chargements ne sont pas appliqués en même temps au début de l'analyse. Dans un premier temps la post-tension est appliquée et conservée jusqu'à la fin de l'analyse, puis la charge axiale s'ensuit et est de même conservée, enfin le chargement horizontal est appliqué progressivement. La charge horizontale est appliquée sous la forme d'une vitesse en entrée, puis la force résultant au cours de l'analyse est déterminée en post-traitement à l'aide des réactions au niveau de la semelle.

6.2.2 Résultats

6.2.2.1 Enveloppe de la courbe hystérétique

Bien que lors de l'essai réel les déplacements atteints sont plus élevés, l'analyse numérique n'est stable que jusqu'à un déplacement avoisinant 180 mm, déplacement après lequel le modèle n'est plus stable avec la dégradation du béton engendrant trop d'énergie artificielle. L'enveloppe obtenue pour le spécimen P5 de ce mémoire est présentée sur la Figure 6.16 en comparaison avec la courbe hystérétique présentée précédemment. Sur cette figure ce sont les résultats bruts qui sont présentés, notamment pour la courbe hystérétique. Pour l'analyse statique non linéaire par poussées

incrémentales, la symétrie est parfaite et les résultats sont donc similaires, que les déplacements soient dans le sens négatif ou positif pour une même direction. Or dans la réalité la symétrie n'est pas parfaite. De plus, au départ de l'essai, le spécimen n'était pas parfaitement centré dans le 6DDL. On peut alors remarquer la présence d'une sorte de décalage pour la courbe hystérétique. La Figure 6.17 présente alors les mêmes résultats, mais en ramenant la courbe hystérétique de manière à supprimer le décalage qui n'est pas dû au spécimen, mais plus à l'acquisition des données lors de l'essai.

L'enveloppe obtenue numériquement représente alors de manière fidèle les résultats expérimentaux, avec tout de même une charge maximale et un déplacement correspond très légèrement supérieurs dans le modèle numérique. Les résultats présentés sont ceux obtenus avec les paramètres présentés précédemment, aucun ajustement pour se rapprocher de la réalité n'est effectué.

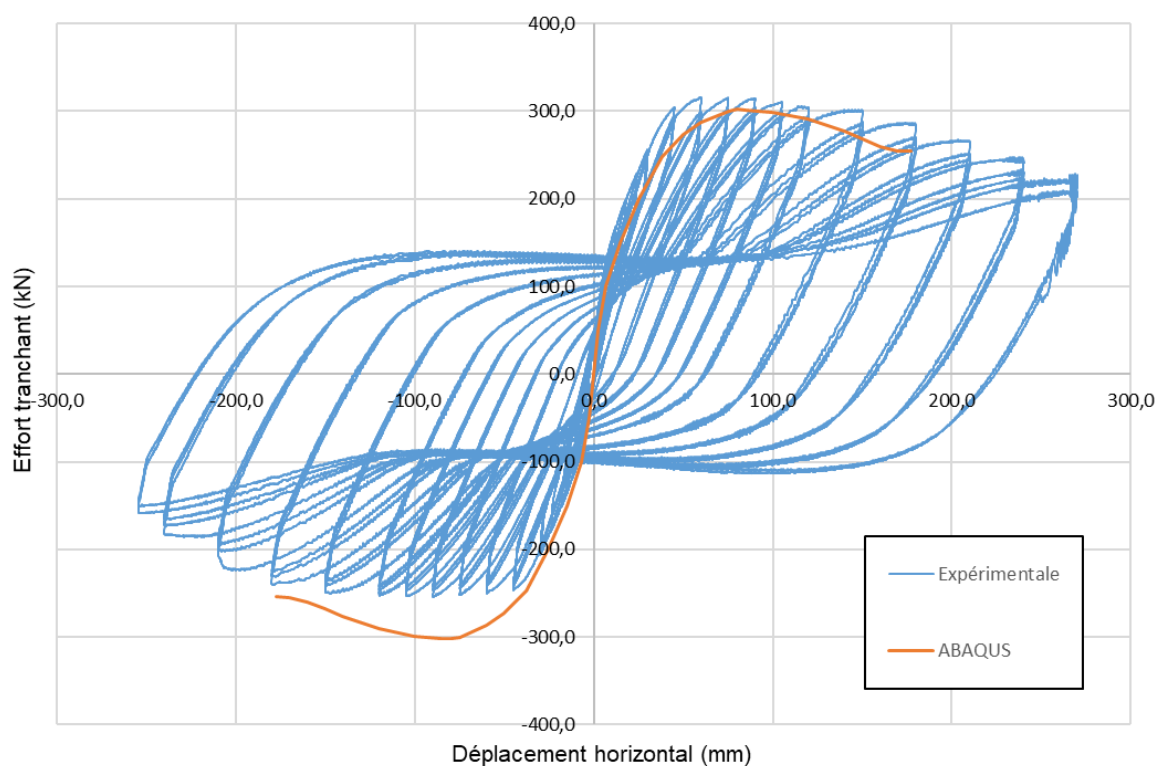


Figure 6.16 Enveloppe de la courbe hystérétique brute

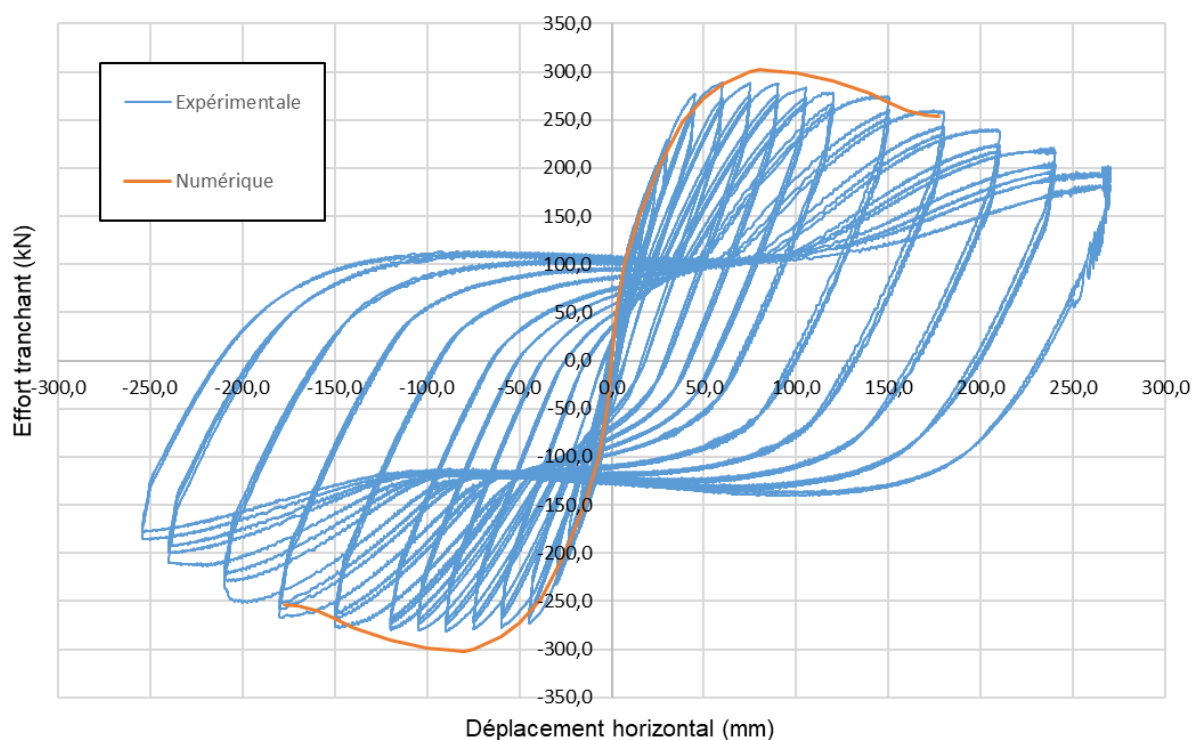


Figure 6.17 Enveloppe de la courbe hystérétique - centrée

La Figure 6.18 ci-dessous présente les résultats des différentes analyses numériques qui ont été réalisées. Les résultats pour la pile de référence ainsi que la pile P1 ont été obtenus par Philippe Darveau tandis que les résultats des piles P2, P3 et P4 sont ceux de Gabriel Lewis. Il est alors possible de tirer la même conclusion que lors des résultats expérimentaux, avec une performance accrue du spécimen P5 : augmentation de l'effort maximal pour un déplacement plus important.

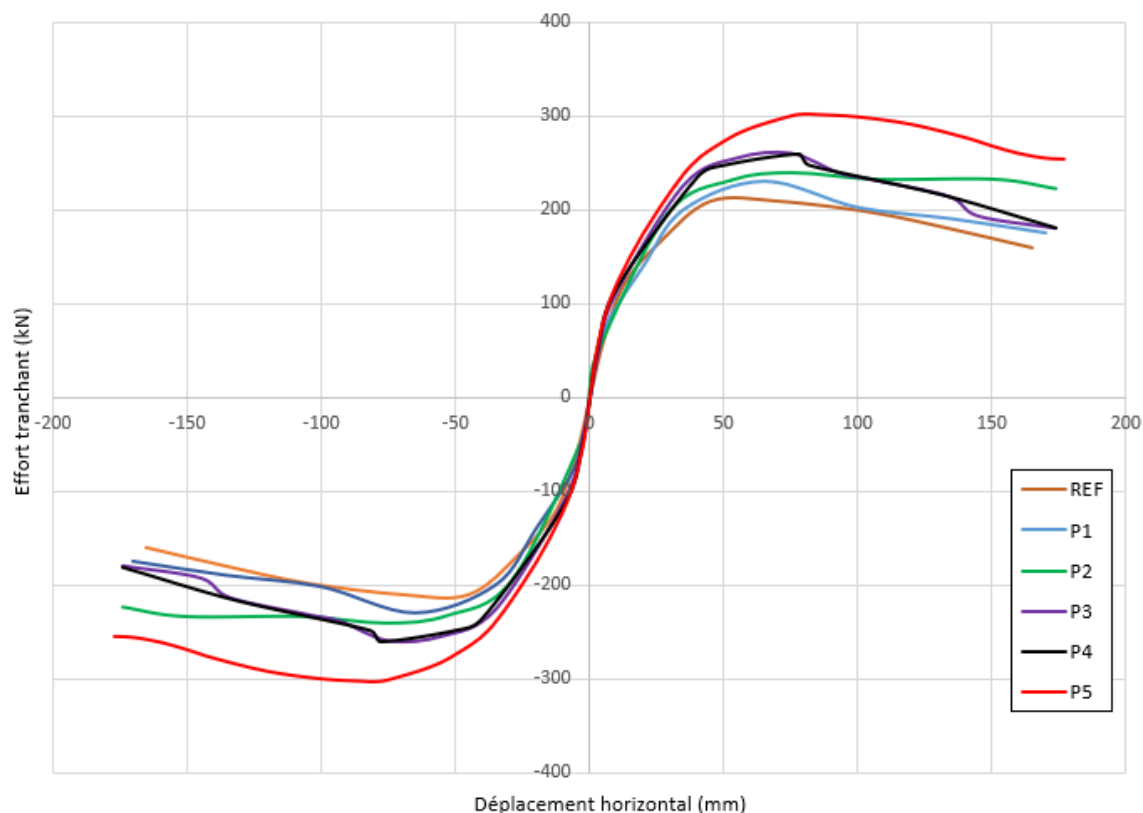


Figure 6.18 Enveloppe de la courbe hystérétique des différentes piles testées

6.2.2.2 Déformée globale

La Figure 6.19 ci-dessous présente le spécimen pour un déplacement respectivement de 60, 120 et 180 mm, correspondant respectivement des ratios de déplacement de 1.9, 3.8 et 5.7%. Lorsqu'un déplacement de 60 mm est atteint, une légère rotation est observée au niveau du haut du joint. Cependant, lorsque le déplacement devient plus grand, la rotation au niveau du haut du joint n'évolue plus et c'est à l'endroit désiré, à savoir au niveau de l'intersection entre le bas du fût et le dessus de la semelle que la rotation s'effectue. Cela est en adéquation avec les résultats observés expérimentalement puisque, tel qu'il a été présenté précédemment, la plastification des armatures en haut du joint a lieu tôt durant l'essai et n'évolue plus avant de très grands déplacements.

Malheureusement, tout comme lors de l'essai réel, l'analyse ne peut pas se rendre assez loin pour qu'il soit possible de voir quelle rotule plastique est critique à la rupture du spécimen. En effet, il

aurait été idéal de pouvoir analyser jusqu'à de grands déplacements afin de voir si la rotule plastique en haut du joint évolue à partir d'un certain déplacement.

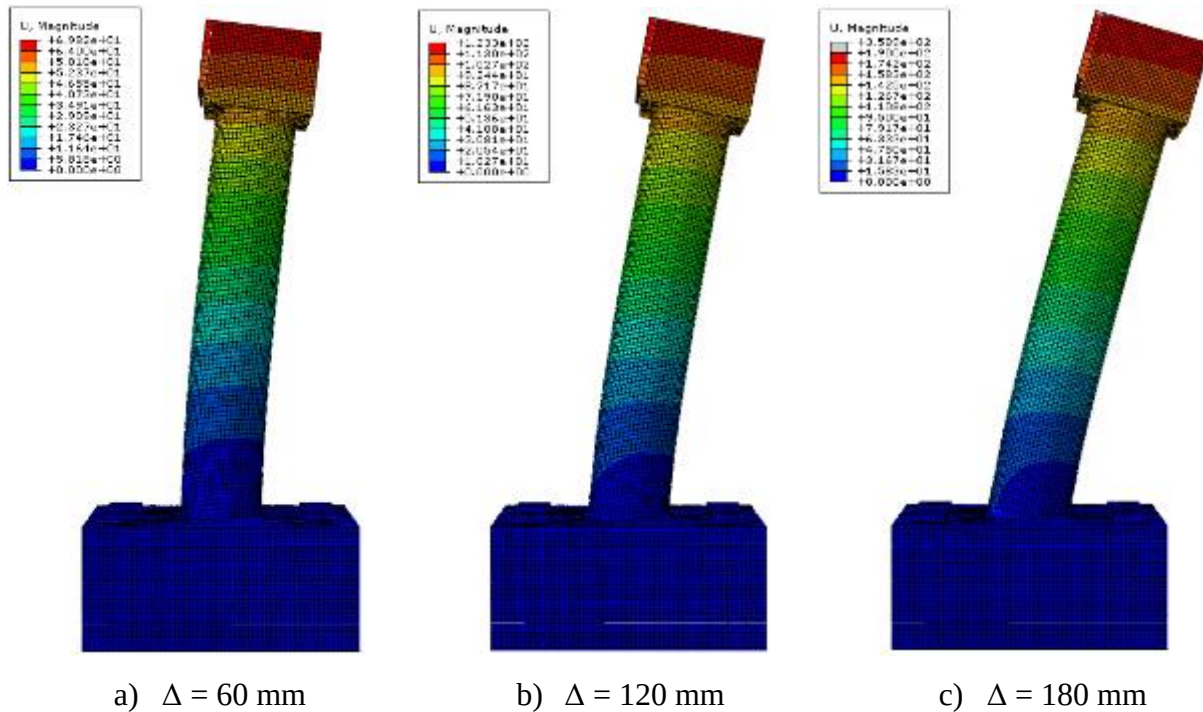


Figure 6.19 Déplacements horizontaux

6.2.2.3 Fissuration

La variable SDV13 de la loi EPM3D, dont les résultats sont présentés sur la Figure 6.20 pour des déplacements de 60, 120 et 180 mm, représente la contrainte résiduelle en traction dans les éléments. La couleur bleue correspond aux fissures pleinement ouvertes avec une contrainte en traction de 0 MPa. Quand la couleur est rouge, l'élément est soit en compression soit neutre (ni compression ni traction). Entre le bleu et le rouge alors l'élément subit une traction dans sa phase post-fissuration, mais avec une contrainte résiduelle inférieure à la contrainte de fissuration maximale dans la phase adoucissante en traction. La figure présente une vue en coupe au centre du spécimen. Les résultats observés sont alors cohérents avec les observations qui ont pu être faites lors de l'essai au laboratoire. Aucune fissuration n'est présente dans la partie en BFUP, un patron de fissuration évolue dans le béton normal au-dessus du joint en BFUP, et un cône d'arrachement

se forme au niveau de la semelle en dessous du joint. Lors de grands déplacements, une perte de résistance est observée aussi du côté en compression, cela étant dû à l'endommagement important du béton. En effet, lorsque le béton est grandement endommagé en compression (en phase adoucissante), la loi de matériau EPM3D considère alors une résistance en traction nulle pour ces éléments.

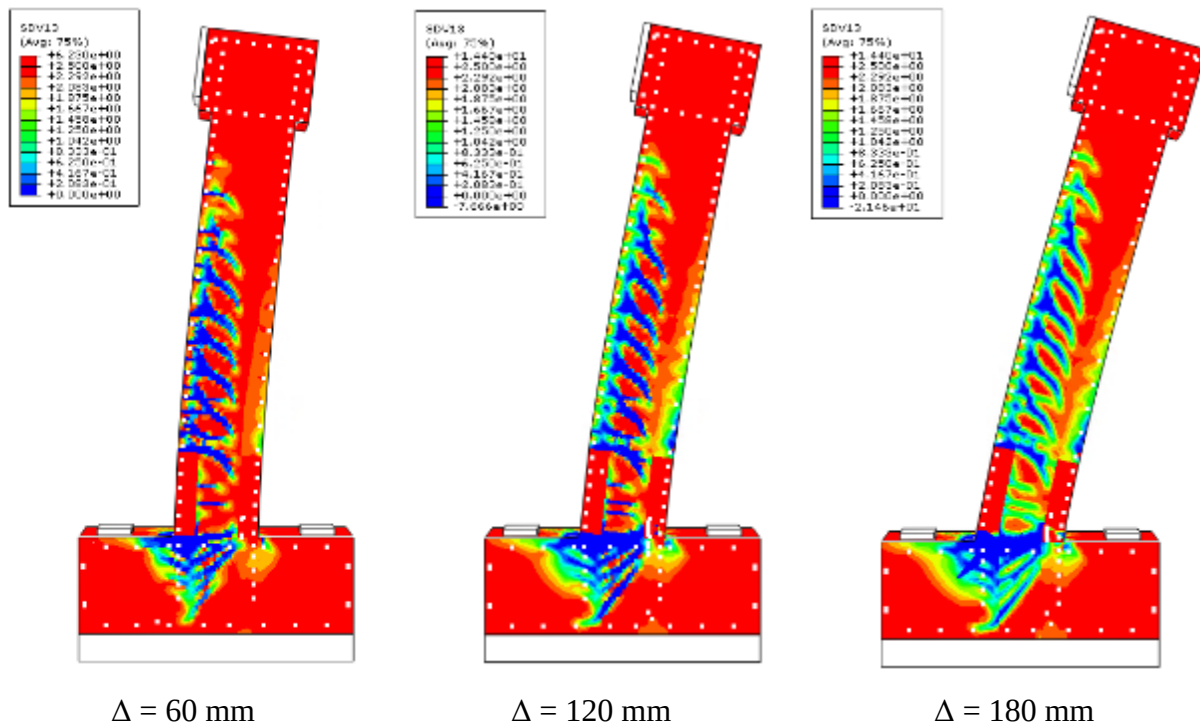


Figure 6.20 Contrainte en traction du béton

La loi de matériau EPM3D fournit par l'entremise du paramètre SDV28 l'ouverture de fissure. Les résultats obtenus avec cette variable sont présentés sur la Figure 6.21, encore une fois pour des déplacements de 60, 120 et 180 mm. Lorsque les éléments sont de couleur bleue, il n'y a pas de fissuration. Plus la couleur tend vers le rouge, plus l'ouverture de fissure est importante. Lorsque la couleur est rouge sur la Figure 6.21, l'ouverture de fissure est égale ou supérieure à 1 mm. Les résultats observés viennent confirmer les résultats donnés par la variable précédente SDV13. Le soulèvement de la colonne au niveau de la semelle est ici nettement visible.

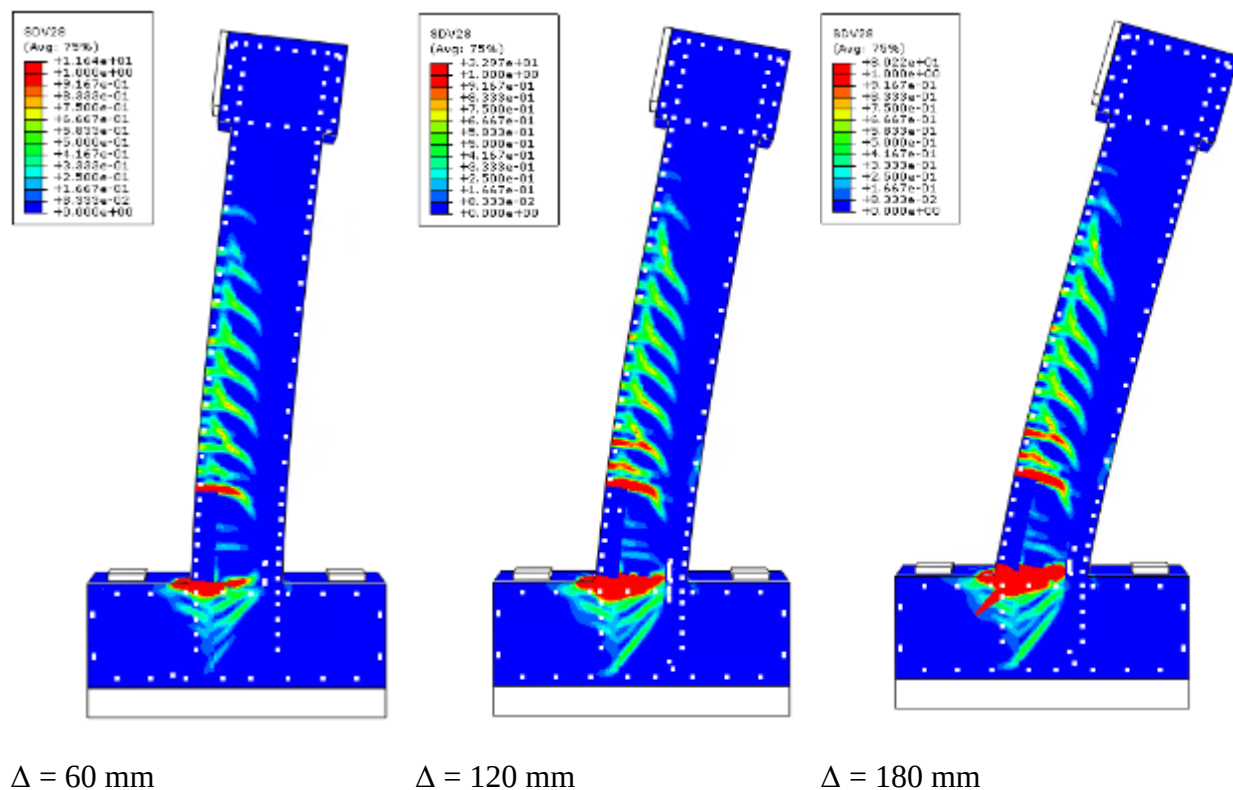


Figure 6.21 Ouverture des fissures

6.2.2.4 Écrasement du béton en compression

La Figure 6.22 présente les résultats obtenus avec la variable SDV3 pour des déplacements de 60, 120 et 180 mm. Cette variable correspond à l'endommagement du béton en compression dans la direction verticale. Sur cette figure, sont en rouge les éléments de béton pour lesquels la déformation est égale ou supérieure à 0.004, la limite visée pour la conception.

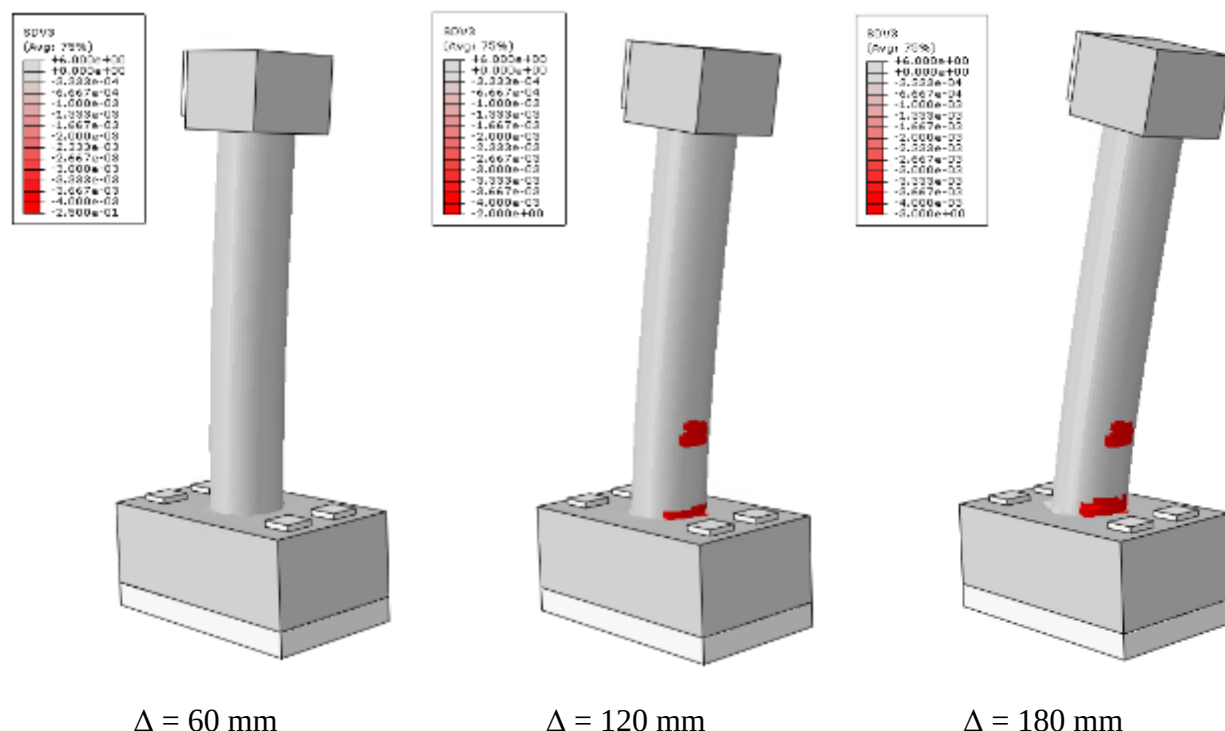


Figure 6.22 Écrasement du béton en compression

Ce qui a été observé expérimentalement est retrouvé ici, avec un écrasement du béton en haut du joint pour de grands déplacements, ainsi qu'un écrasement du béton au niveau de la semelle avec le BFUP sur le béton normal. L'écrasement du béton pour la partie en BFUP ne représente pas tout à fait la réalité puisque l'indice d'écrasement a été développé pour le béton normal sans fibres. En réalité les bétons fibrés présentent une résistance accrue en postpic en comparaison avec les bétons non fibrés.

6.2.2.5 Plastification des armatures

L'analyse de la plastification des armatures permet de mettre en évidence la formation d'une rotule plastique tel que souhaité. Pour cela, la variable PEEQ est utilisée, illustrant les déformations plastiques dans les armatures. La variable vaut zéro tant que le matériau n'a pas atteint la plastification. Le début de la plastification est déterminé : pour cela la barre la plus sollicitée lors de l'analyse provenant de la semelle est étudiée, cette barre est présentée en rouge sur la Figure

6.23. Prenant en compte cette armature seulement, la valeur de la déformation plastique est tracée en fonction du déplacement global du spécimen, ce graphique est présenté sur la Figure 6.24. Le début de la plastification est alors observé pour un déplacement de 33.06 mm, c'est donc pourquoi une valeur avoisinant les 30 mm pour Δ_y fût utilisée lors de l'essai. Cette valeur est très proche des différentes valeurs obtenues pour les autres piles précédemment étudiées par Philippe Darveau et Gabriel Lewis.

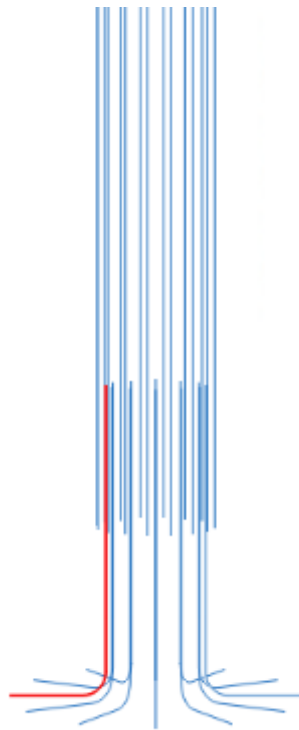


Figure 6.23 Armature étudiée (la plus sollicitée)

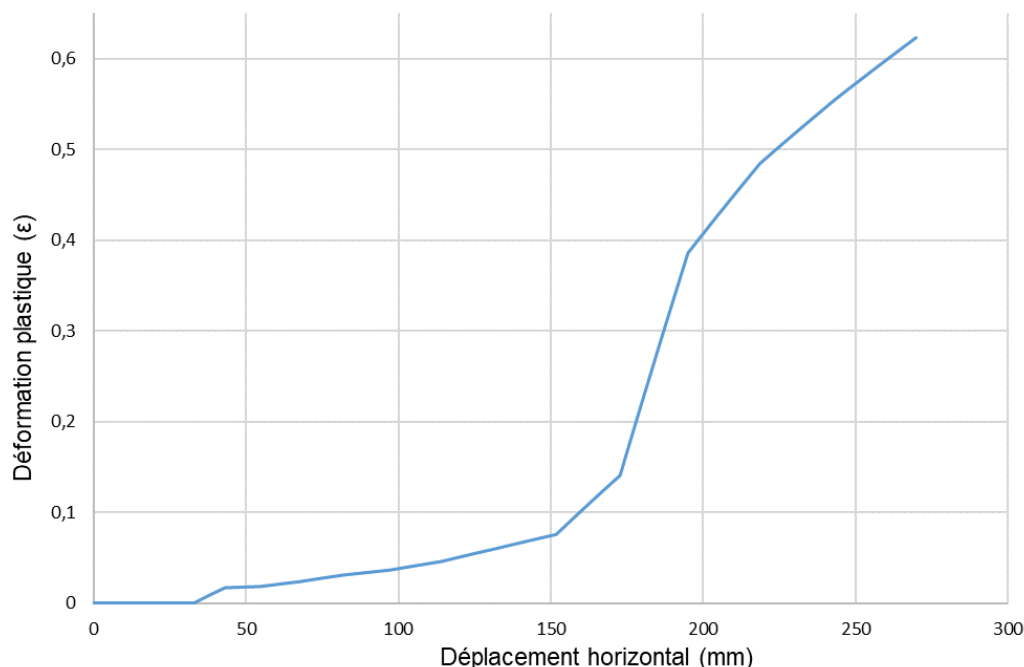


Figure 6.24 Déformation de l'armature étudiée en fonction du déplacement

La Figure 6.25 présente le patron de plastification des armatures. Seule la partie critique est illustrée, à savoir celle au niveau du joint. L'évolution de la plastification est montrée pour des déplacements de 60 à 180 mm. Les observations réalisées sont les mêmes que ce qui a pu être constaté lors de l'essai en laboratoire. Les armatures plastifient en bas du joint rapidement, mais aussi légèrement en haut du joint. Cependant, lorsque le déplacement croît, la plastification en haut du joint semble très peu évoluer par rapport à la plastification en bas du joint qui devient de plus en plus importante. Cela correspond bien aux résultats de l'essai avec la création d'une rotule plastique au niveau de la semelle, puis une seconde en haut du joint qui ne commence à évoluer que pour de très grands déplacements.

Pour un déplacement de 180 mm, la pénétration de la rotule plastique dans la semelle est de l'ordre de 300 mm, correspondant bien aux attentes présentées précédemment (300 mm pour des barres 30M). Dans la colonne, avec la présence du gainage désolidarisant les armatures provenant de la semelle du béton, une pénétration de l'ordre de 190 mm est observée, soit jusqu'au premier étrier en haut de la gaine.

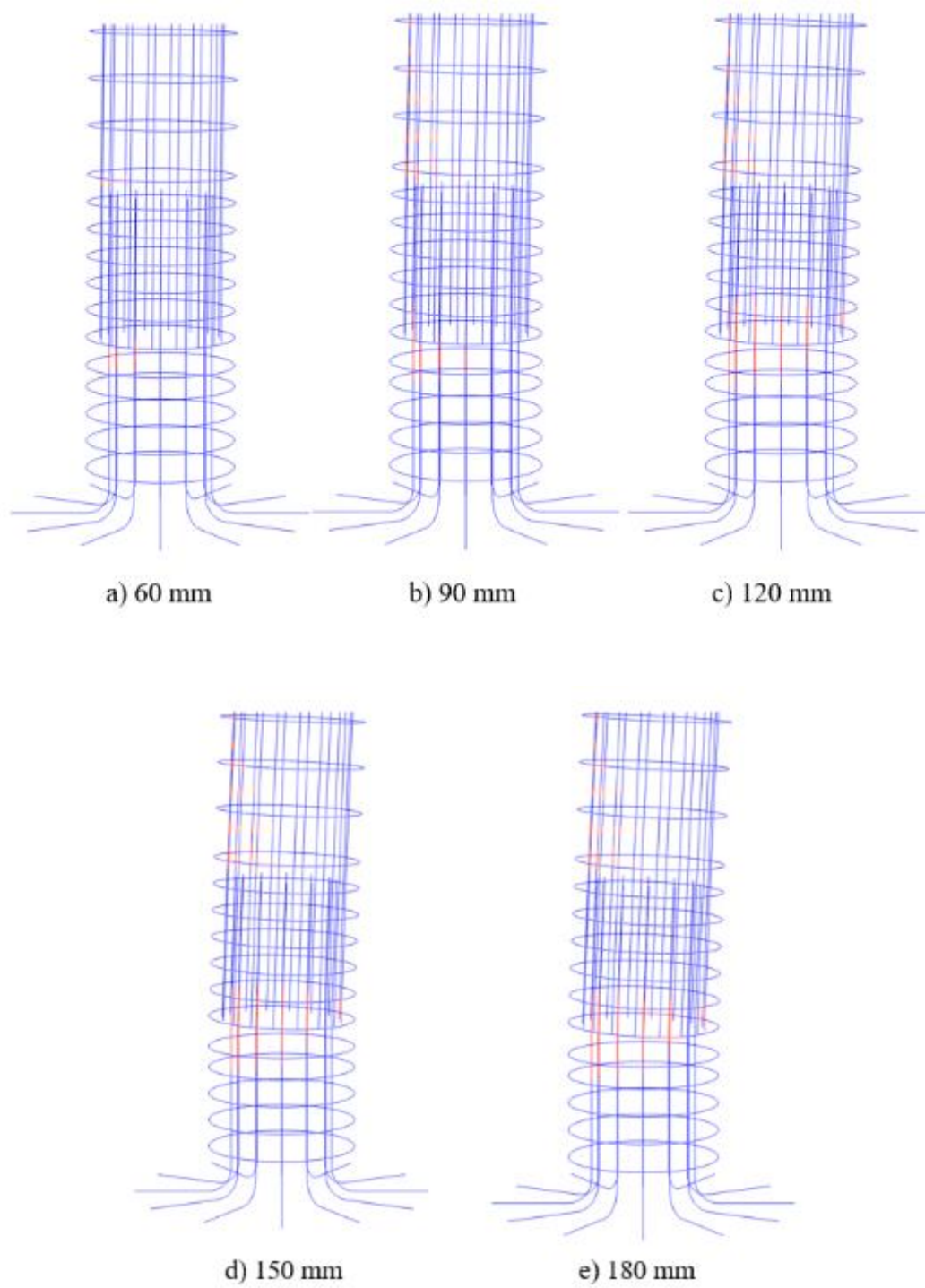


Figure 6.25 Patrons de plastification des armatures

6.2.3 Sommaire des résultats – colonne circulaire

Le modèle numérique réalisé se rapproche alors tout à fait de la réalité, les résultats obtenus et le comportement global du spécimen étant très proches entre le modèle numérique et le spécimen réel. Les éléments suivants ont pu être remarqués.

- Tel que pour l'essai réel, le spécimen P5 présente les résultats les plus satisfaisants parmi les piles étudiées au cours ce projet.
- L'enveloppe, à savoir la courbe force en fonction du déplacement obtenue numériquement, concorde convenablement avec la courbe hystérétique obtenue en laboratoire.
- Le comportement global visible d'apparence (déformée globale, fissuration, écrasement du béton, etc.) coïncide entre le numérique et le réel.
- Le patron de plastification correspond lui aussi avec l'essai en laboratoire. La création d'une rotule restant critique jusqu'à de grands déplacements, ainsi qu'une seconde rotule plastique en haut du joint se créant au début puis n'évoluant plus.
- La partie en BFUP n'est pas endommagée lors de l'analyse vu le type de modèle réalisé.

6.3 Colonne rectangulaire

Les matériaux utilisés pour les deux piles conçues pour ce mémoire étant identiques et les résultats sur la caractérisation des matériaux ayant donné sensiblement les mêmes résultats, les matériaux utilisés dans les modèles sont les mêmes. Ainsi les propriétés ne sont pas représentées ici.

6.3.1 Modélisation de la pile

6.3.1.1 Caractérisation

Les éléments utilisés sont les mêmes que pour la pile circulaire présentée précédemment : des éléments 3D déformables (Parts 3D, Deformable, Solid) pour les sections en béton et des éléments de câbles (Parts 3D, Deformable, Wire) pour les armatures. Les sections sont aussi les mêmes. La Figure 6.26 présente le modèle, avec des caractéristiques se rapprochant des modèles pour les piles circulaires, mais adaptées à la géométrie de cette nouvelle pile. Des plaques de chargement

simulent le transfert des efforts par les équerres, et les plaques pour le serrage des ancrages à la dalle d'essai sont modélisées.

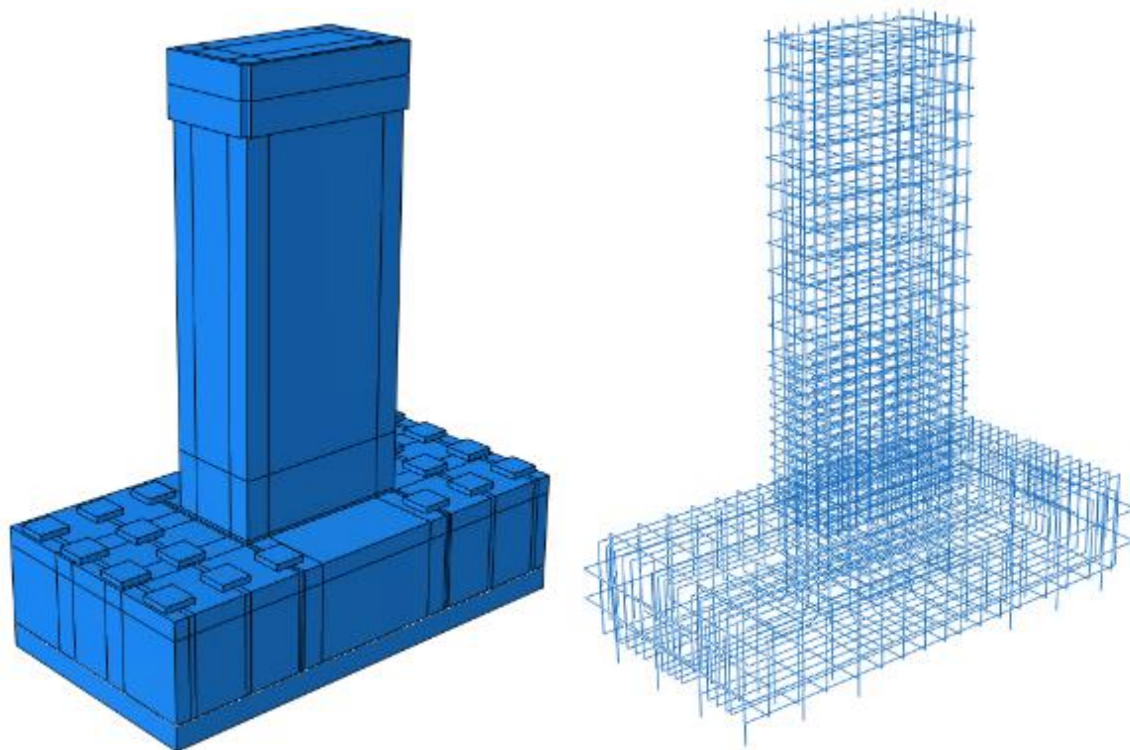


Figure 6.26 Modèle pour la pile rectangulaire

La Figure 6.27 ci-dessous présente les différents matériaux utilisés pour le béton en fonction des sections : béton ordinaire ou BFUP, avec ou sans raidissement.

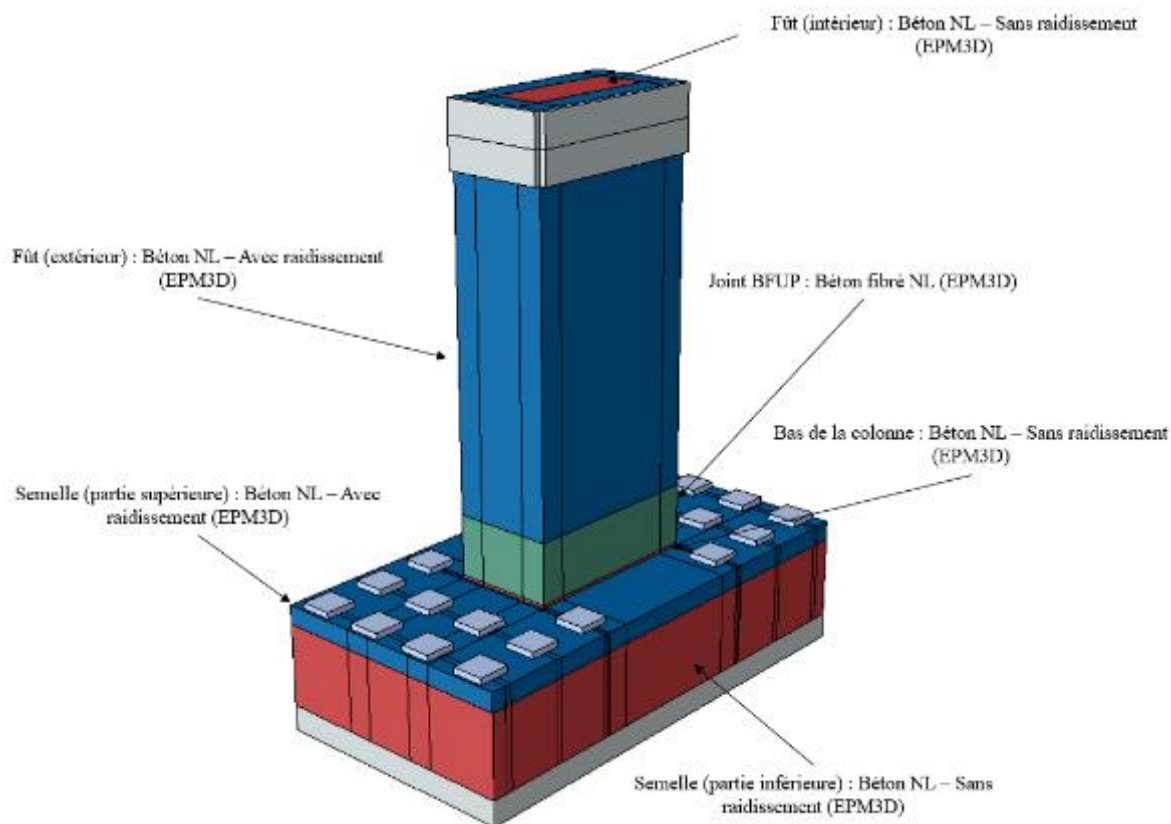


Figure 6.27 Différents matériaux utilisés pour modéliser le béton

Le rang d'éléments tout en bas de la colonne, donc le rang au bas du joint en BFUP, n'est pas considéré comme du BFUP, mais avec du béton normal afin de simuler le joint froid. Des paramètres de contact plus complexes pourraient être utilisés, mais un choix plus simple a été fait, impactant peu les résultats des analyses.

6.3.1.2 Maillage

Le maillage est, comme pour la pile circulaire présentée précédemment, composé d'éléments cubiques de dimension 25 mm. Bien que cette nouvelle pile soit plus imposante que la pile précédente, cette taille de maillage permet tout de même de modéliser adéquatement le comportement du spécimen tout en conservant une durée de calcul raisonnable. La Figure 6.28 présente le maillage global de la pile. La colonne étant cette fois-ci rectangulaire, la génération du maillage est plus simple par rapport au cas des colonnes circulaires.



Figure 6.28 Maillage global du spécimen

6.3.1.3 Rotule plastique

Le principe pour la modélisation de la rotule plastique est le même que celui présenté précédemment pour la pile circulaire. Les armatures provenant de la semelle sont alors désolidarisées du béton sur une longueur égale à 10 diamètres de barre, soit 250 mm, cette longueur correspondant à la longueur de la pénétration de la rotule plastique selon l'équation $l = 0.022f_yd_b$.

6.3.1.4 Interaction avec le 6DDL

Le principe pour la modélisation de l'interaction entre la pile et le système du laboratoire est globalement le même que pour la pile circulaire. Bien que dans la réalité la semelle de la pile dépasse de la dalle inférieure du 6DDL, la modélisation ne tient pas compte de cela et considère une surface de contact continue. Cela n'impacte pas les résultats, car lors de l'essai les barres de post-tension viennent plaquer la pile contre le système et les efforts dans ces barres sont tels qu'il n'y a pas de glissement ni de décollement de la semelle. De plus, la perte de section dans le contact est très faible par rapport à la surface globale de contact. La pile est alors modélisée sur une plaque infiniment rigide dans laquelle viennent s'ancrer les barres de post-tension. Les 20 ancrages présents dans la réalité sont tous modélisés, comme le montre la Figure 6.29.

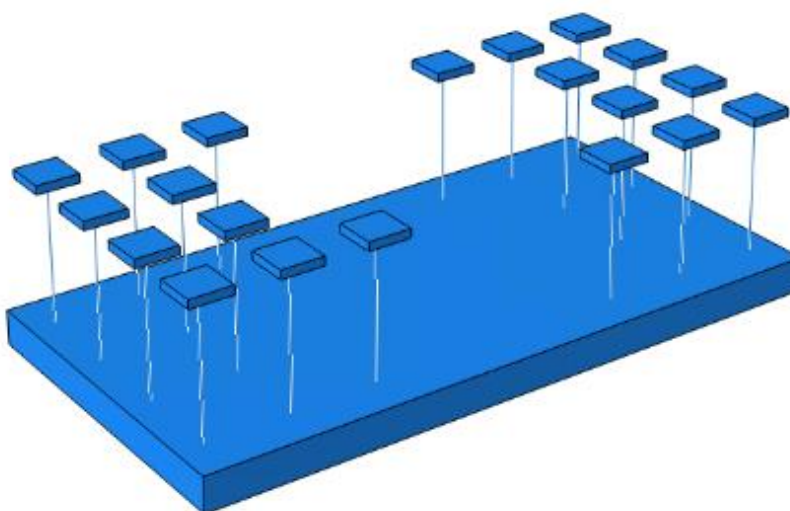


Figure 6.29 Modélisation des barres de post-tension

La tension dans les barres est modélisée de la même manière que pour la pile circulaire en utilisant un différentiel de température en fonction d'un coefficient de dilatation thermique associé au matériau des barres d'ancrage.

6.3.1.5 Chargement

La charge axiale de 3000 kN est appliquée sous la forme d'une pression équivalente appliquée sur le dessus du spécimen. Les charges horizontales sont appliquées par le biais des plaques de chargement, une sur chaque axe. Tel que montré sur la Figure 6.30, la charge sur chaque plaque

est appliquée sur une ligne au centre des plaques de chargement. Les plaques de chargement sont liées au spécimen de sorte qu'elles ne peuvent pas être séparées de ce dernier.

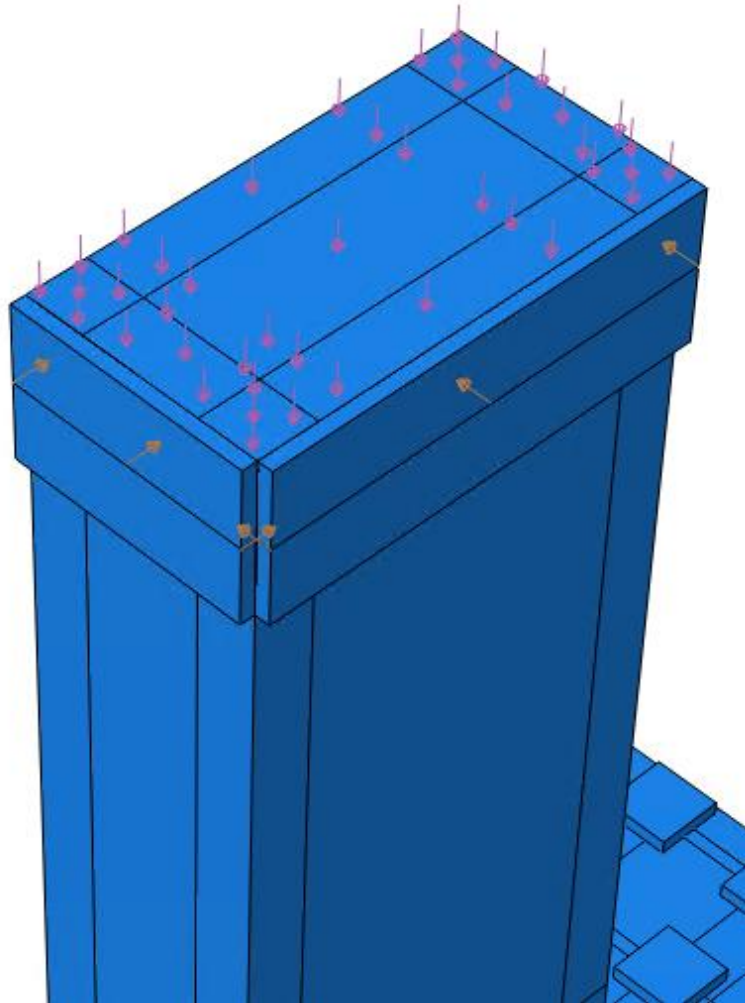


Figure 6.30 Application des chargements en partie supérieure de la pile

Les analyses commencent par l'application de la tension dans les ancrages au niveau de la semelle, puis la charge axiale est appliquée. Ces efforts sont alors maintenus tout au long des analyses. Ensuite, en fonction de l'analyse effectuée, les efforts horizontaux sont appliqués progressivement.

La modélisation avec EPM3D et Abaqus n'est pas adaptée à des analyses cycliques. Ainsi, comme pour la pile circulaire, les analyses effectuées sont de type poussé statique non linéaire. Aussi, les analyses effectuées se limitent à une phase de poussée qu'elle soit unidirectionnelle (chargement

seulement sur l'axe X ou Y) ou bidirectionnelle (chargement simultané sur les axes X et Y). En d'autres termes, le chargement en forme de papillon correspondant à un cycle du protocole de chargement pour l'essai réel n'est pas reproduit vu les limites du modèle numérique adopté. Concrètement, seule la portion de déplacement en diagonale est prise en compte pour les analyses numériques.

6.3.2 Résultats

6.3.2.1 Vérification des ancrages

Lors de la conception du montage de l'essai, une vérification préliminaire a été réalisée afin de vérifier que les ancrages prévus étaient suffisants. Pour cela une analyse a été réalisée en appliquant des efforts bidirectionnels au spécimen ce qui a permis de déterminer l'agencement des barres de post-tension pour la condition la plus critique. La contrainte dans les barres n'excède pas 800 MPa, pour des barres qui dans la réalité possèdent une résistance ultime supérieure à 1000 MPa. Aussi, il a été vérifié que la semelle reste en contact avec la plaque du 6 DDL et ne se décolle pas pendant l'essai.

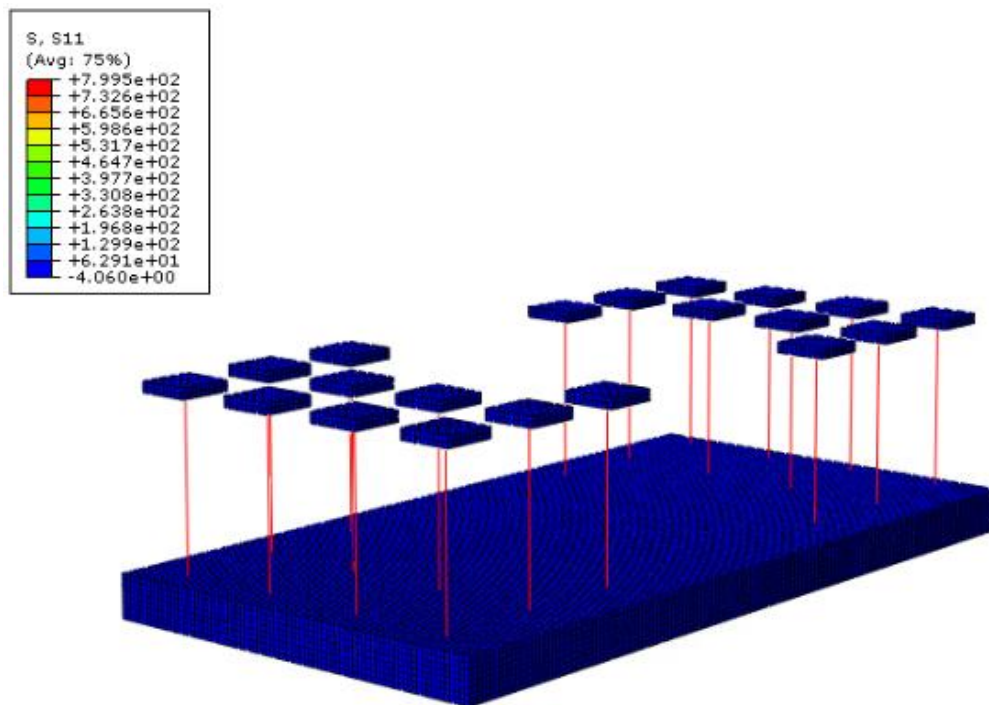


Figure 6.31 Contrainte dans les ancrages dans le cas le plus critique

6.3.2.2 Analyses unidirectionnelles

Les premières analyses ayant été réalisées sont d'abord unidirectionnelles. Observer le comportement unidirectionnel de la pile en premier permet de connaître les déplacements correspondant à l'apparition de la plastification, ainsi que les déplacements correspondant au pic de résistance de la pile, et ce dans chaque direction. À partir de cela, le ratio de déplacements entre l'axe fort et l'axe faible lors d'une poussée bidirectionnelle peut être déterminé. Aussi, cela permet de valider le modèle avant de passer aux analyses bidirectionnelles.

La Figure 6.32 et la Figure 6.33 présentent les courbes force-déplacement des analyses unidirectionnelles, respectivement sur l'axe fort (X) et l'axe faible (Y). En postpic, les analyses perdent très rapidement leur stabilité, mais les analyses sont très stables en prépic et permettent une bonne lecture des résultats jusqu'au pic de résistance. Au-delà de ce point, l'endommagement devient conséquent dans les armatures notamment et l'analyse n'est plus stable. Les résultats présentés correspondent aux courbes lissées jusqu'à ce que le modèle devienne trop instable.

En considérant les analyses unidirectionnelles, un ratio environ égal à 1.75 est obtenu entre les déplacements ultimes sur l'axe Y (faible) par rapport à l'axe X (fort). Ce même ratio est observé pour le déplacement correspondant à l'apparition de la plastification.

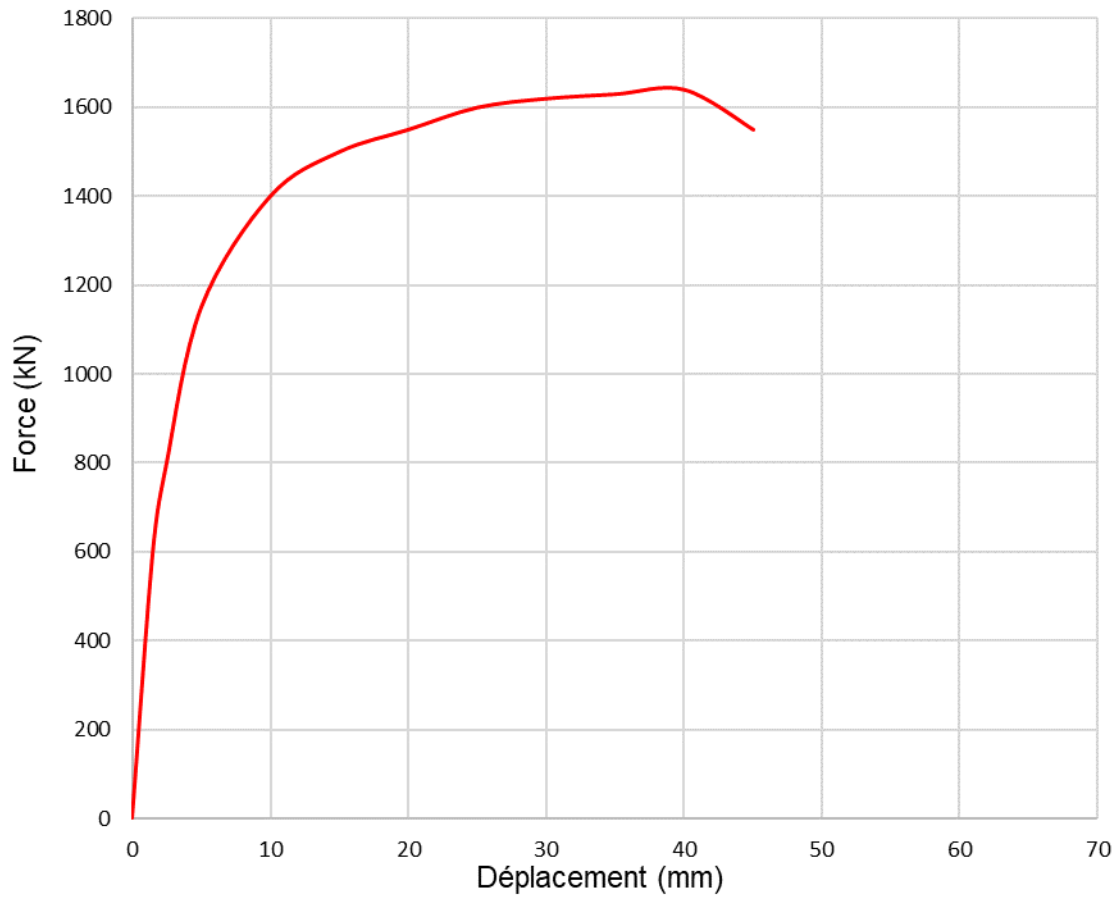


Figure 6.32 Courbe force-déplacement sur l'axe fort (X) – analyse unidirectionnelle

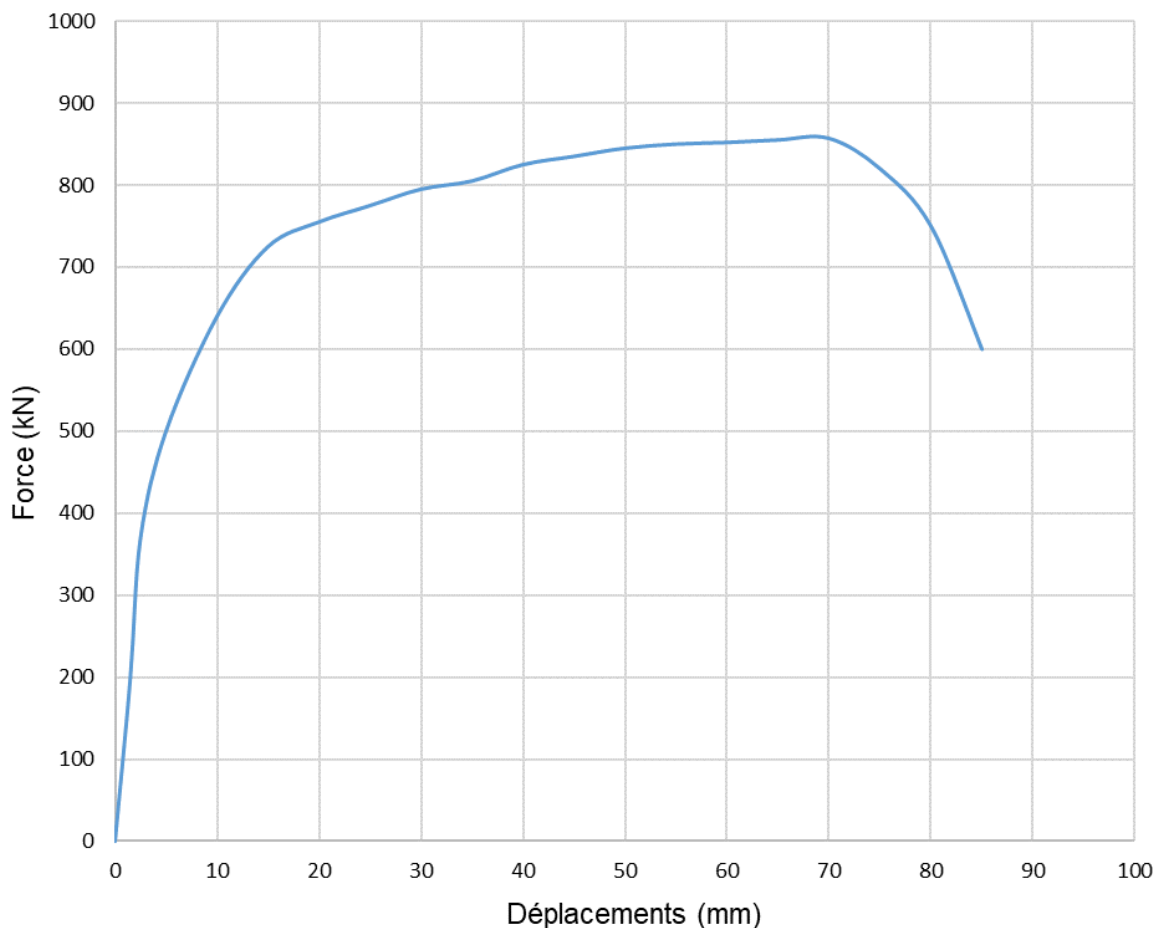


Figure 6.33 Courbe force-déplacement sur l'axe faible (Y) – analyse unidirectionnelle

Les résultats de ces analyses permettent d'ajouter deux points au graphique de déplacement sur l'axe fort par rapport à l'axe faible déjà présenté précédemment. Ce graphique est présenté sur la Figure 6.34 ci-dessous. Dans ce graphique, seul le point correspondant à $5\Delta_y$ lors de l'essai réel en laboratoire est présenté, puisque cela correspond au pic de force observé sur les courbes hystérétiques de l'essai. Les résultats obtenus jusqu'ici sont cohérents : le pic de résistance pour l'essai réel bidirectionnel se situe bien à des déplacements plus faibles que ceux obtenus avec les analyses unidirectionnelles. Aussi, le point en déplacements bidirectionnels se situe au-dessus de la droite reliant les points en déplacements unidirectionnels : cela correspond bien aux résultats qui pourraient être attendus, à savoir l'apparition d'une courbe de forme parabolique si un grand nombre de points étaient obtenus à l'aide d'essais ou d'analyses numériques avec des ratios de déplacements différents.

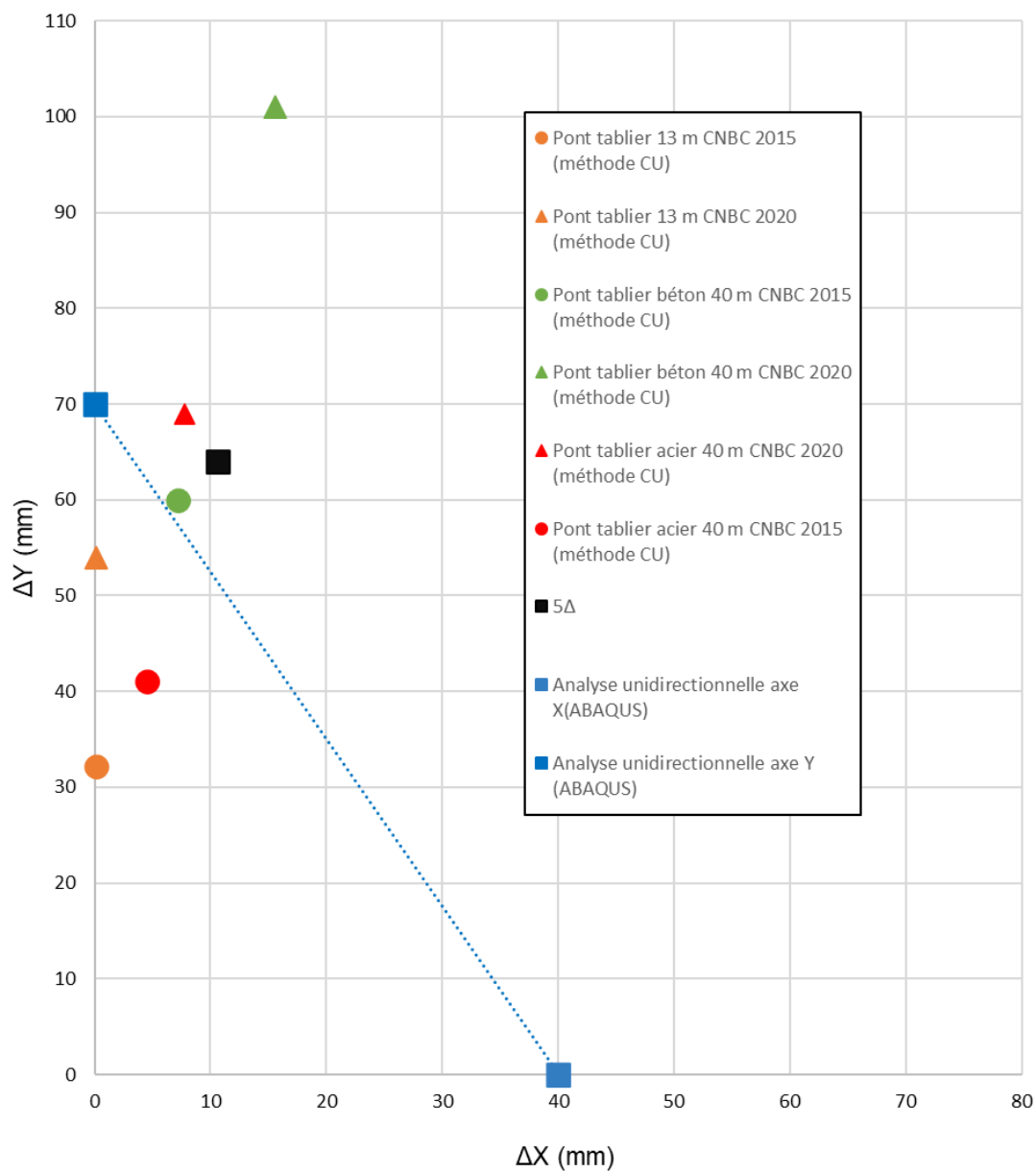


Figure 6.34 Points $\Delta_Y - \Delta_X$ pour différents cas considérés

6.3.2.3 Première analyse bidirectionnelle

Avant de choisir un protocole de chargement proche de la réalité, et donc avec un ratio entre les déplacements sur les axes plus élevé, une analyse a été réalisée en considérant le ratio le plus critique pour lequel le pic de résistance survient en même temps sur l'axe fort et sur l'axe faible. Ceci est réalisé en utilisant les résultats des analyses unidirectionnelles présentées précédemment.

La Figure 6.35 présente l'évolution de l'effort sur les deux axes, en fonction du temps fictif d'analyse. La valeur du temps est arbitraire : cela permet de s'assurer que les pics de résistance sont atteints en même temps sur les deux axes et donc qu'il s'agit du ratio de chargement le plus critique.

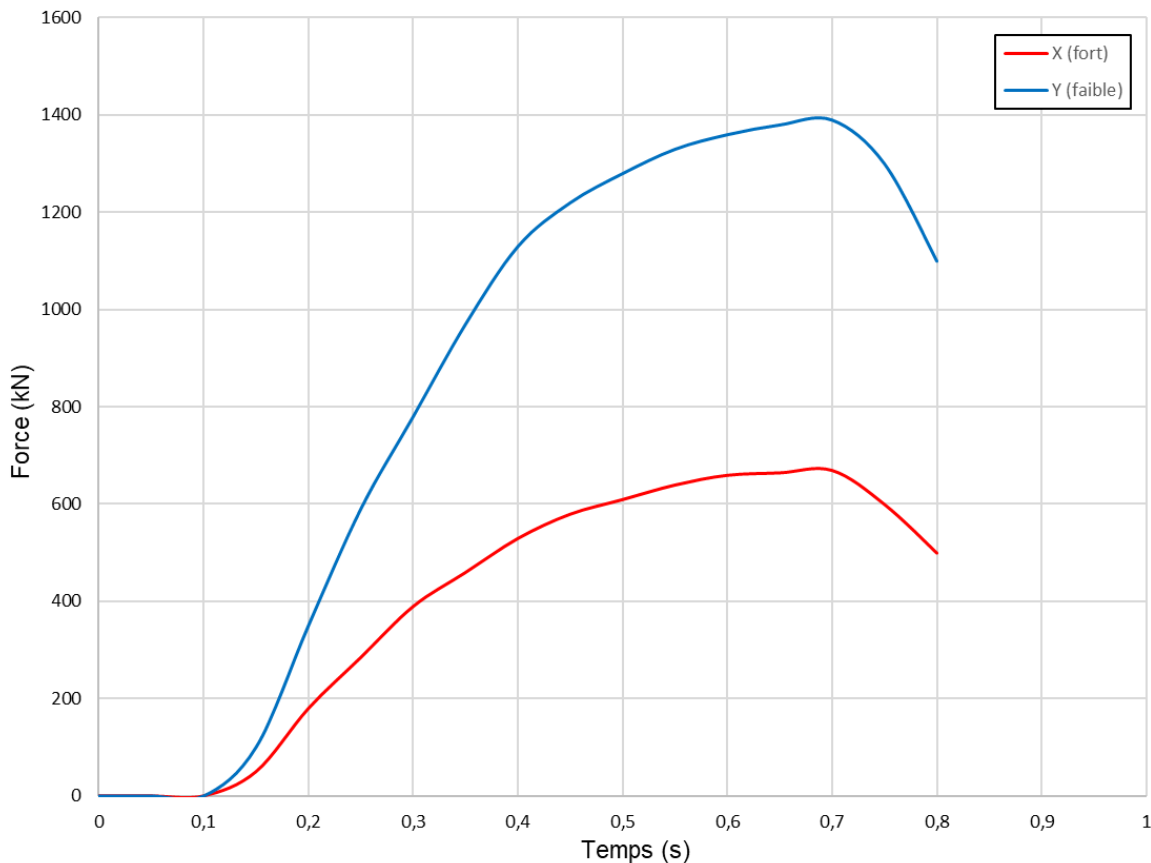


Figure 6.35 Courbes force-temps pour la première analyse bidirectionnelle

La Figure 6.36 et la Figure 6.37 présentent les courbes force-déplacement obtenues avec cette analyse bidirectionnelle, respectivement sur l'axe X (fort) et l'axe Y (faible).

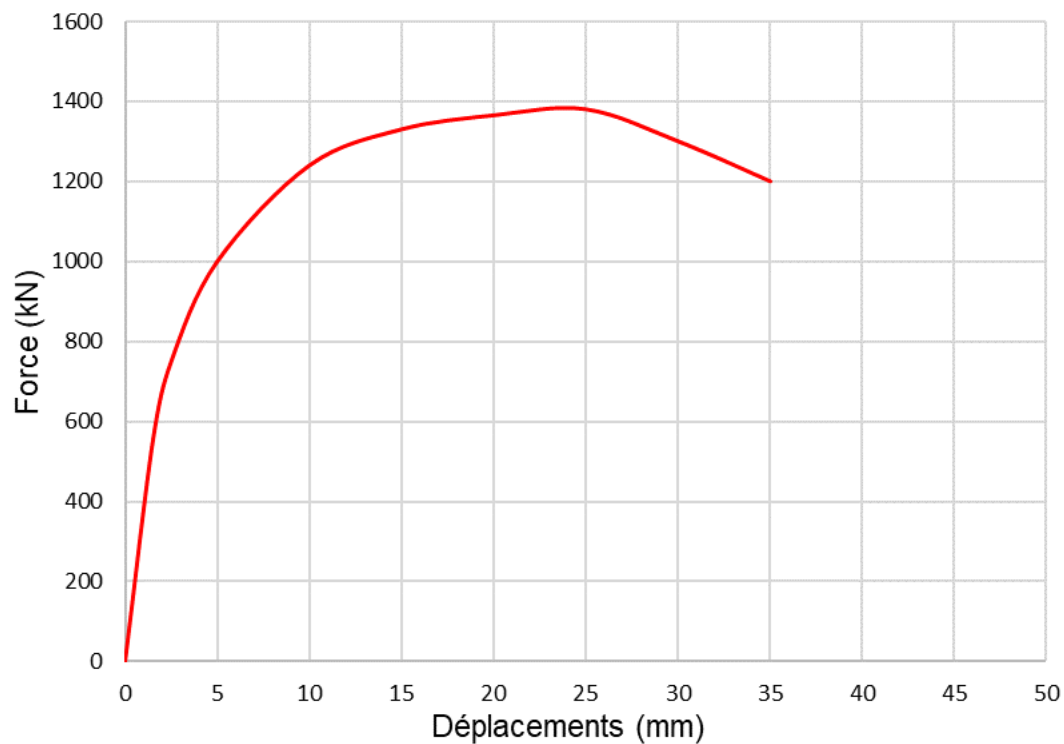


Figure 6.36 Courbe force-déplacement pour l'axe fort (X) – première analyse bidirectionnelle

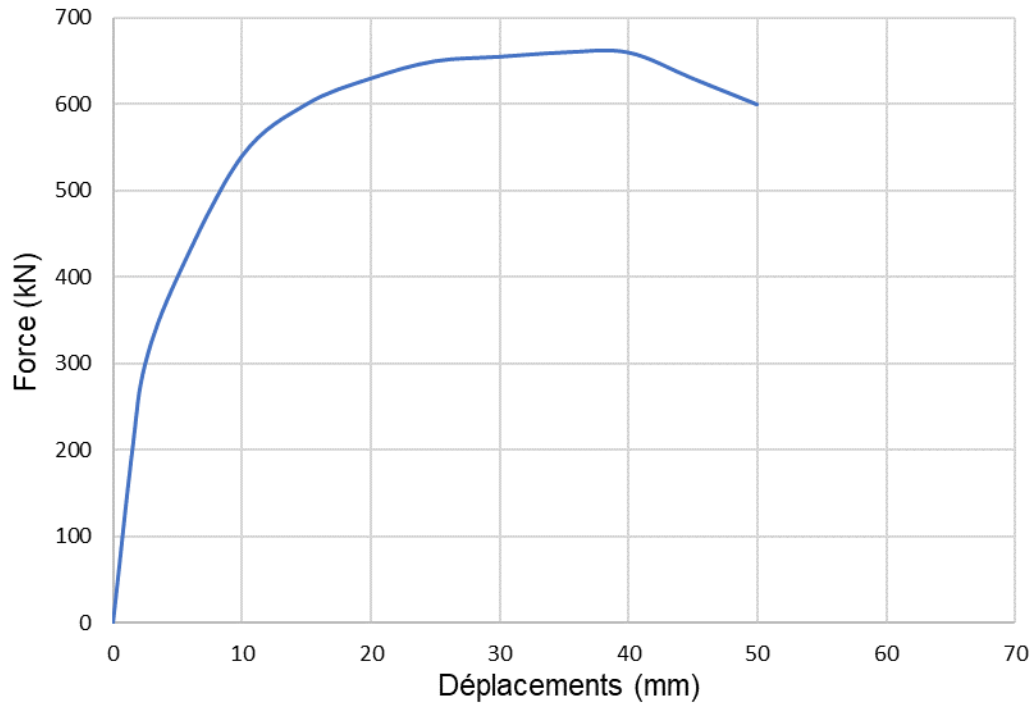


Figure 6.37 Courbe force-déplacement pour l'axe faible (Y) – première analyse bidirectionnelle

Le ratio d'environ 1.75 entre les déplacements atteints pour les différents axes au pic de résistance est donc bien obtenu. Le comportement global de la pile est satisfaisant avec un patron de fissuration tel que présenté sur la Figure 6.38. Une légère fissure apparaît au niveau de la semelle, mais cela est loin d'être critique. Un soulèvement important, tel qu'attendu, est observé en bas du joint en BFUP. De multiples fines fissures de flexion prennent place le long de la colonne au-dessus du joint en BFUP.

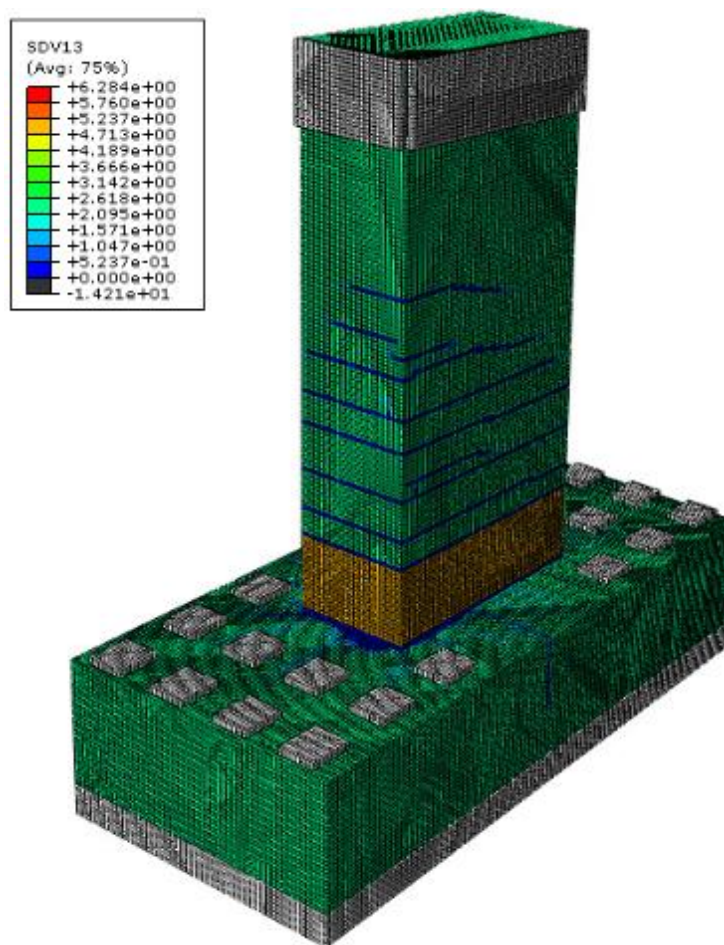


Figure 6.38 Patron de fissuration – première analyse bidirectionnelle

Une ligne juste au-dessus du joint en BFUP montre une légère fissuration juste à l'interface avec le béton normal. Cependant, la Figure 6.39 ci-dessous montrant les déformations plastiques permet de s'assurer qu'il n'y a pas la création d'une seconde rotule plastique en haut du joint, les déformations plastiques à cet endroit restant nulles tout au long de l'analyse.

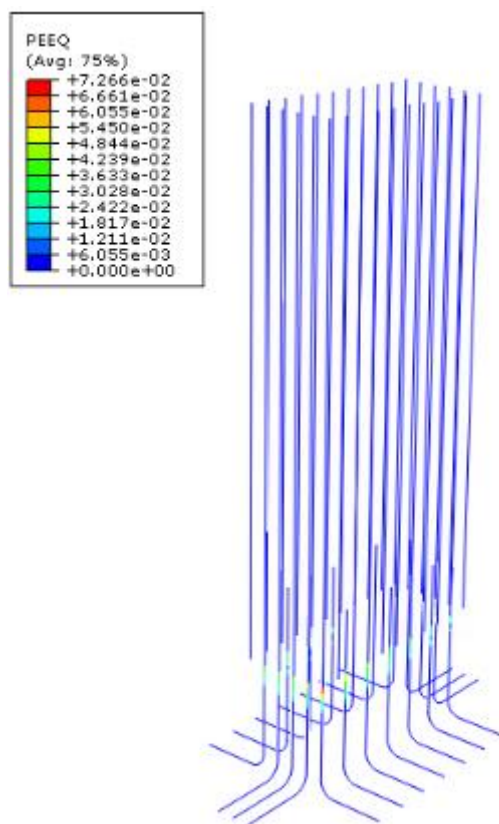


Figure 6.39 Patron de plastification – première analyse bidirectionnelle

Sans rentrer dans des détails très précis, le comportement de la colonne semble donc même dans le cas le plus critique être celui souhaité. Cette nouvelle analyse permet une nouvelle fois d'ajouter un point sur le graphique des déplacements sur l'axe fort par rapport à l'axe faible à l'atteinte du pic de résistance. Ce graphique est présenté sur la Figure 6.40. Ce nouveau point est bien cohérent avec le reste du graphique : l'analyse bidirectionnelle donne un point, tel qu'attendu, au-dessus de la droite joignant les analyses unidirectionnelles.

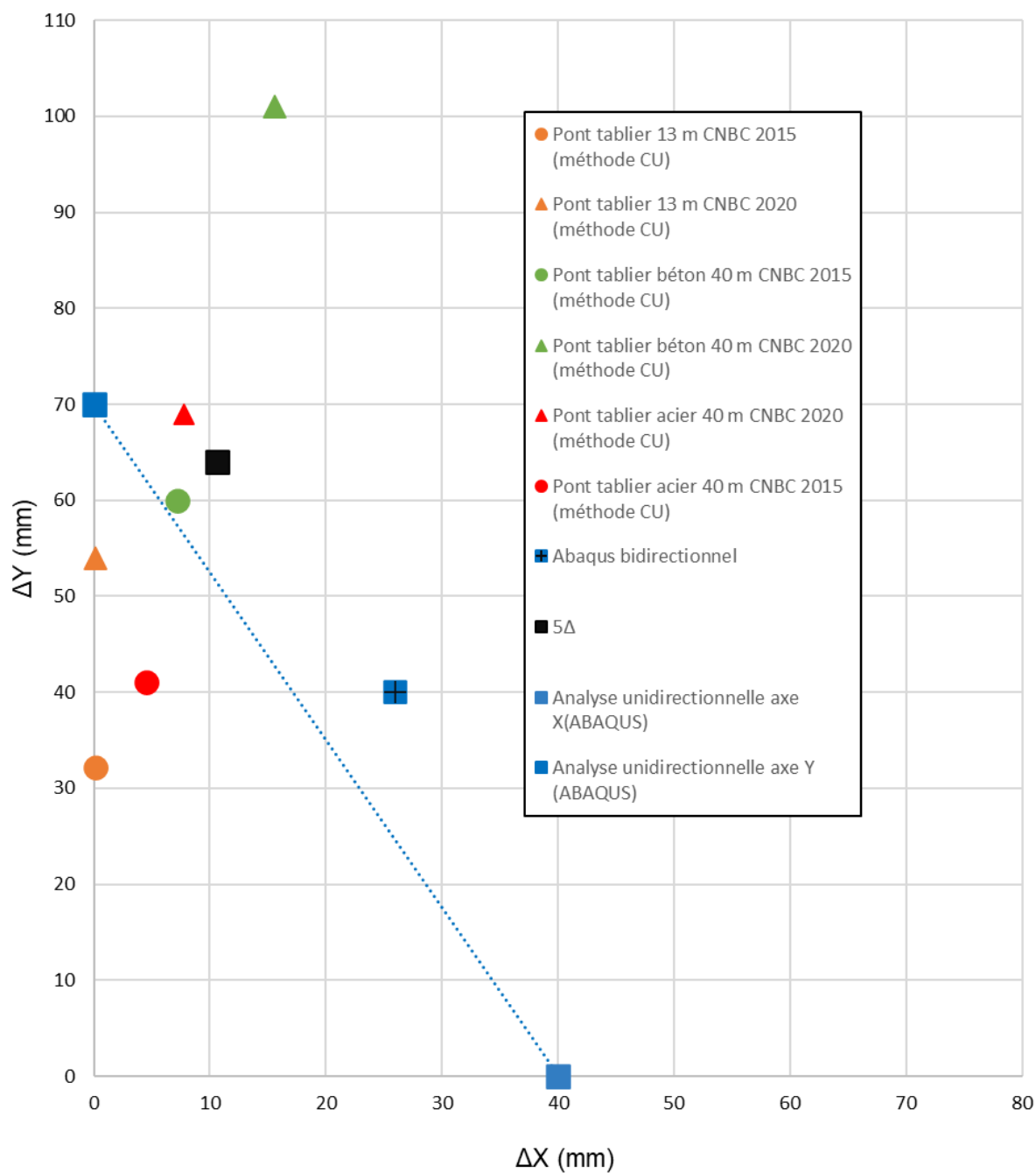


Figure 6.40 Points $\Delta_Y - \Delta_X$ pour différents cas considérés

6.3.2.4 Analyse reproduisant l'essai réel

La dernière analyse réalisée reproduit le ratio de déplacement appliqué lors de l'essai réel : les résultats de cette analyse sont donc ceux comparables à l'essai.

6.3.2.4.1 Enveloppe des courbes hystérétiques

Le modèle ne se rend pas à des déplacements aussi grands que lors de l'essai : après que le pic de résistance maximale est atteint, l'analyse perd en stabilité et les résultats ne sont pas exploitables. Pour l'étude menée dans ce mémoire, les déplacements atteints sont suffisants pour comparer le comportement de la pile réelle avec les résultats de la modélisation. Les enveloppes des courbes hystérétiques sont présentées ci-dessous, obtenues à l'aide d'une analyse de poussée statique non linéaire comme mentionné précédemment.

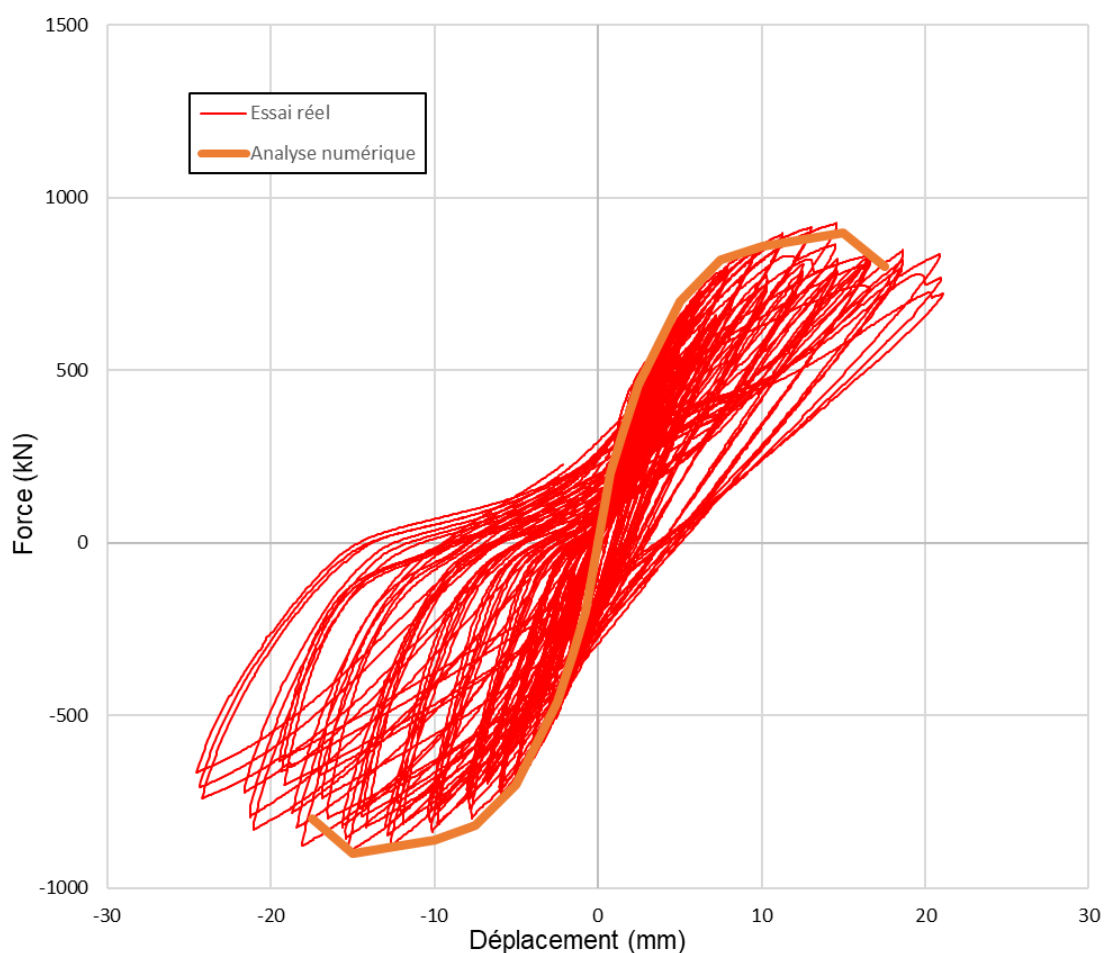


Figure 6.41 Enveloppe de la courbe hystérétique – axe fort (X)

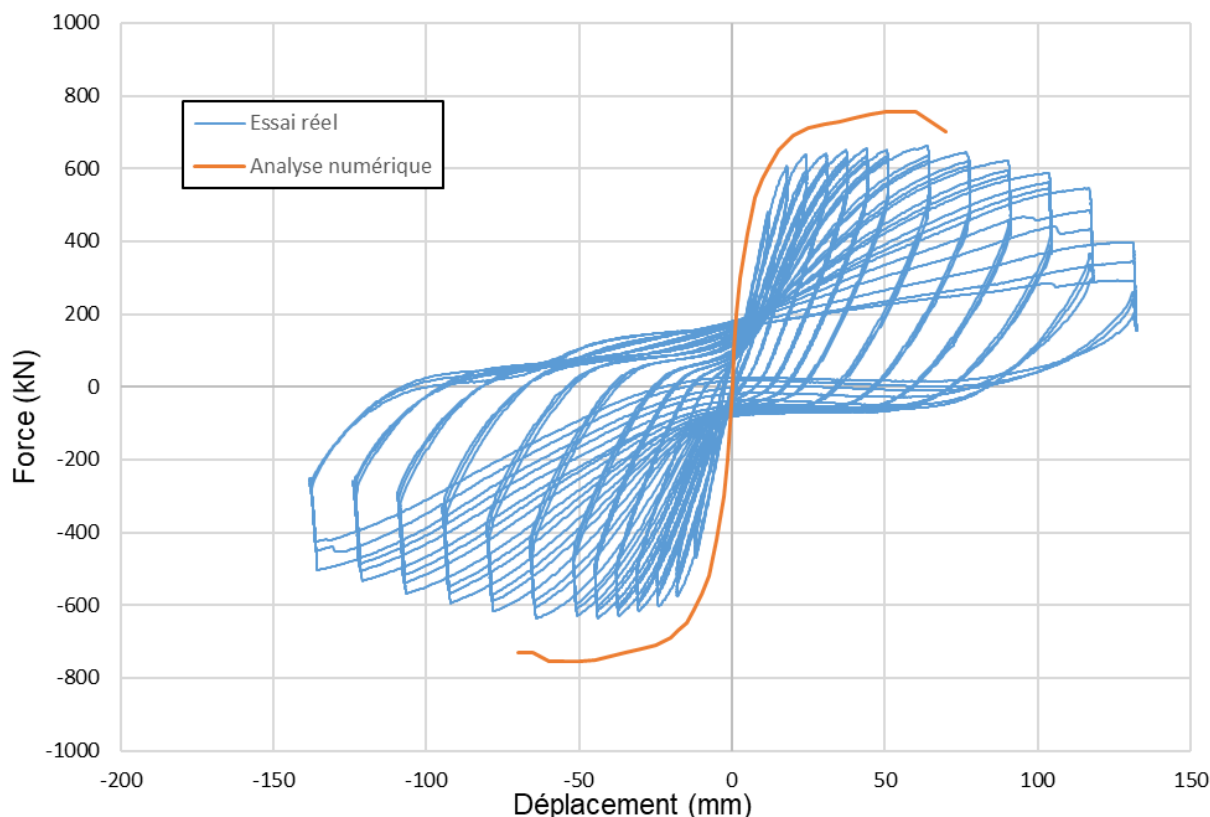


Figure 6.42 Enveloppe de la courbe hystérétique – axe faible (Y)

L'enveloppe obtenue est bien moins proche de la courbe hystérétique que ce qui a pu être obtenu pour la pile circulaire. Cela est tout à fait compréhensible puisque pour la pile circulaire l'analyse numérique réalisée est plus proche de l'essai réel que pour la pile rectangulaire. En effet, ici une seule portion d'un cycle de chargement est modélisée, à savoir la première diagonale de déplacements bidirectionnels (identifiée portion 1 sur la Figure 5.55). Ainsi, sur l'axe X la courbe n'est pas symétrique pour les déplacements positifs et négatifs alors que la symétrie est parfaite pour la modélisation numérique.

Pour l'axe fort, l'effort maximal atteint numériquement est proche de la valeur expérimentale. Cependant, la pile semble légèrement plus rigide pour le modèle numérique. Sur l'axe faible, la rigidité est plus importante pour le modèle numérique que dans l'essai. Aussi, les efforts sont plus grands pour le modèle numérique : cela est cohérent avec la rigidité plus importante.

La principale cause de ces différences est le fait que l'analyse ne correspond pas au protocole de chargement effectué lors de l'essai. Aussi, la résistance moindre pour l'axe faible lors de l'essai pourrait être en partie associée à l'endommagement léger du béton tout en bas de la colonne sur l'axe faible.

6.3.2.4.2 Déformée globale

La Figure 6.43 présente les déplacements du spécimen sur les axes X et Y lors de l'atteinte de la résistance maximale. Le facteur de déformations est amplifié 20 fois pour permettre une meilleure visualisation.

Cela montre le bon comportement global de la colonne avec une rotation concentrée dans le bas de la colonne au niveau du bas du joint : même avec les déformations amplifiées aucune courbure n'est visible en dehors du soulèvement, aussi bien sur l'axe fort que sur l'axe faible. Ces résultats coïncident avec ceux observés expérimentalement.

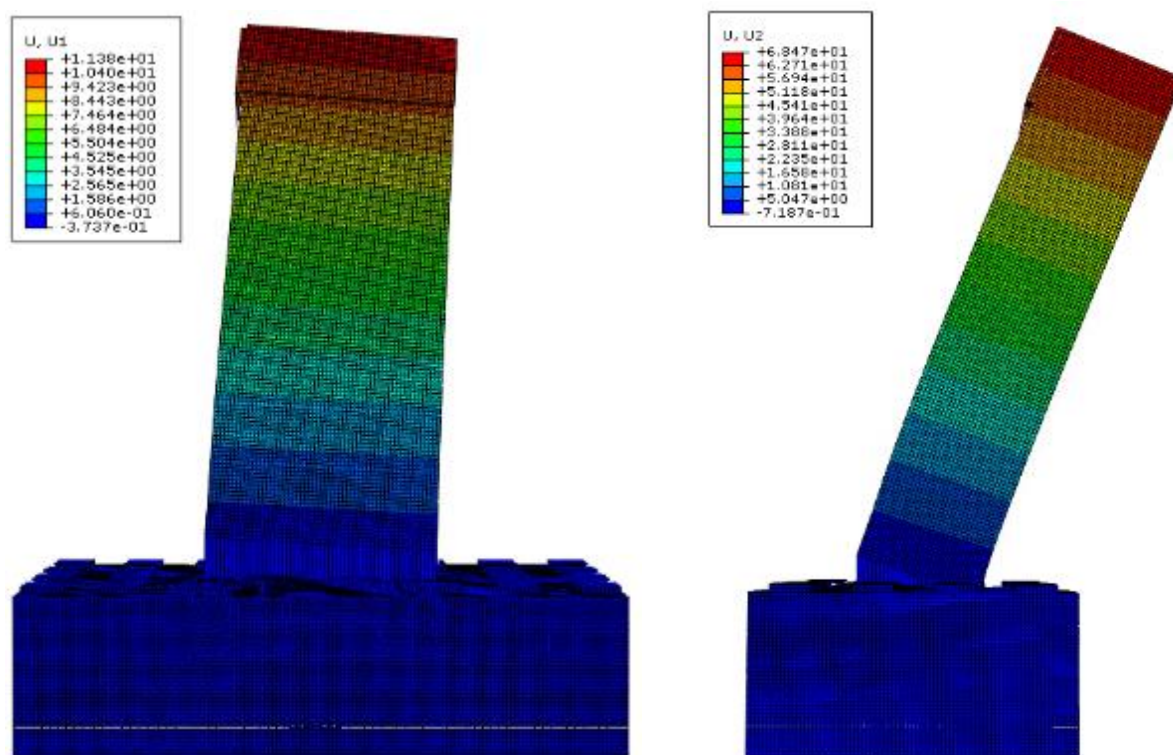


Figure 6.43 Déformée globale

6.3.2.4.3 Fissuration

La Figure 6.44 présente les résultats obtenus pour la variable SDV13 du module EPM3D, variable représentant les contraintes résiduelles en traction. Les résultats sont présentés avec une vue sur chaque axe, au déplacement correspondant à la résistance maximale du spécimen, donc proche de la fin de l'analyse. Quand cette variable vaut 0 (zones en bleu) la contrainte est nulle pour le béton normal en traction. Quand la couleur est rouge, l'élément est soit en compression soit neutre (ni compression ni traction). Entre le bleu et le rouge alors l'élément est fissuré et subit une traction, mais avec une contrainte inférieure à la contrainte maximale de traction, en phase d'adoucissement.

Tout d'abord, l'endommagement est, comme pour l'essai, concentré au bas de la colonne, avec le soulèvement important qui apparaît, ainsi qu'une fissuration assez importante au centre de la semelle. Aucune fissuration n'est observée dans le BFUP, mais une légère fissuration apparaît dans le béton normal au centre du joint.

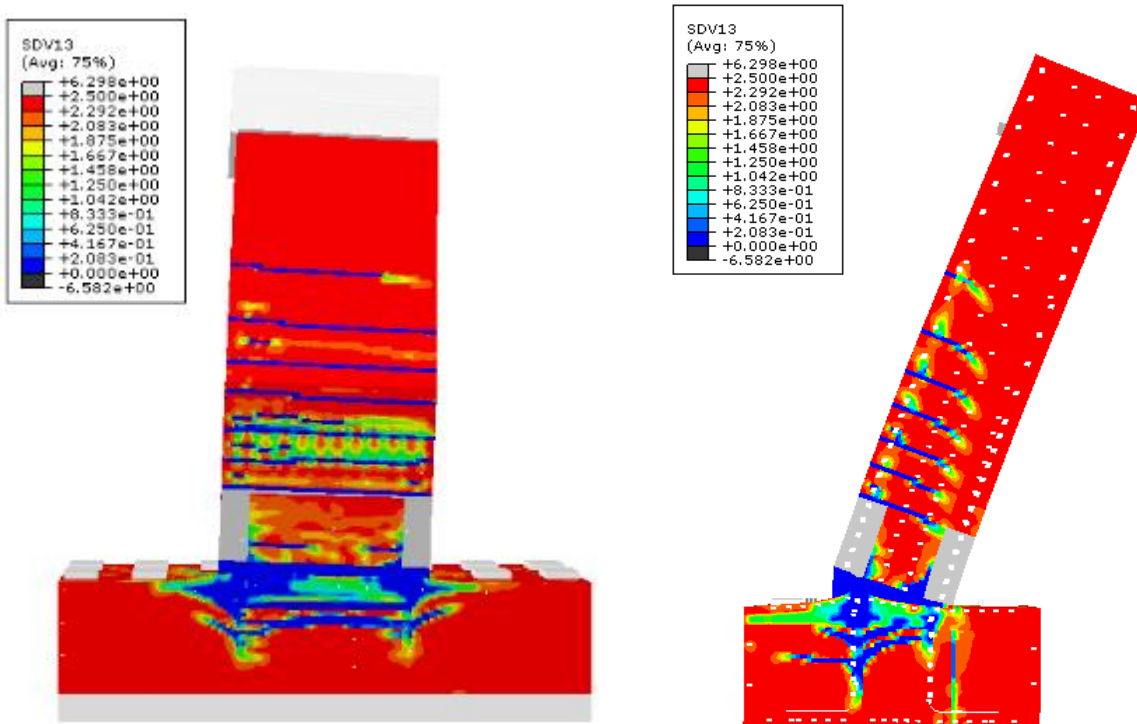


Figure 6.44 Fissuration – SDV13

Le patron de fissuration possède un plus grand nombre de fissures que lors de l'essai où seulement trois fissures étaient clairement visibles (une au niveau de la réparation et deux fissures plus haut dans la colonne). La variable SDV28 présentée ci-dessous donne l'ouverture de fissure et permet une meilleure comparaison avec ce qui a pu être observé lors de l'essai. La Figure 6.45 ci-dessous présente les fissures dont l'ouverture est supérieure à 1 mm et qui pourraient donc être observables lors de l'essai. Globalement la fissuration est proche de l'essai réel, mais les fissures sont en un plus grand nombre avec de plus petites ouvertures.

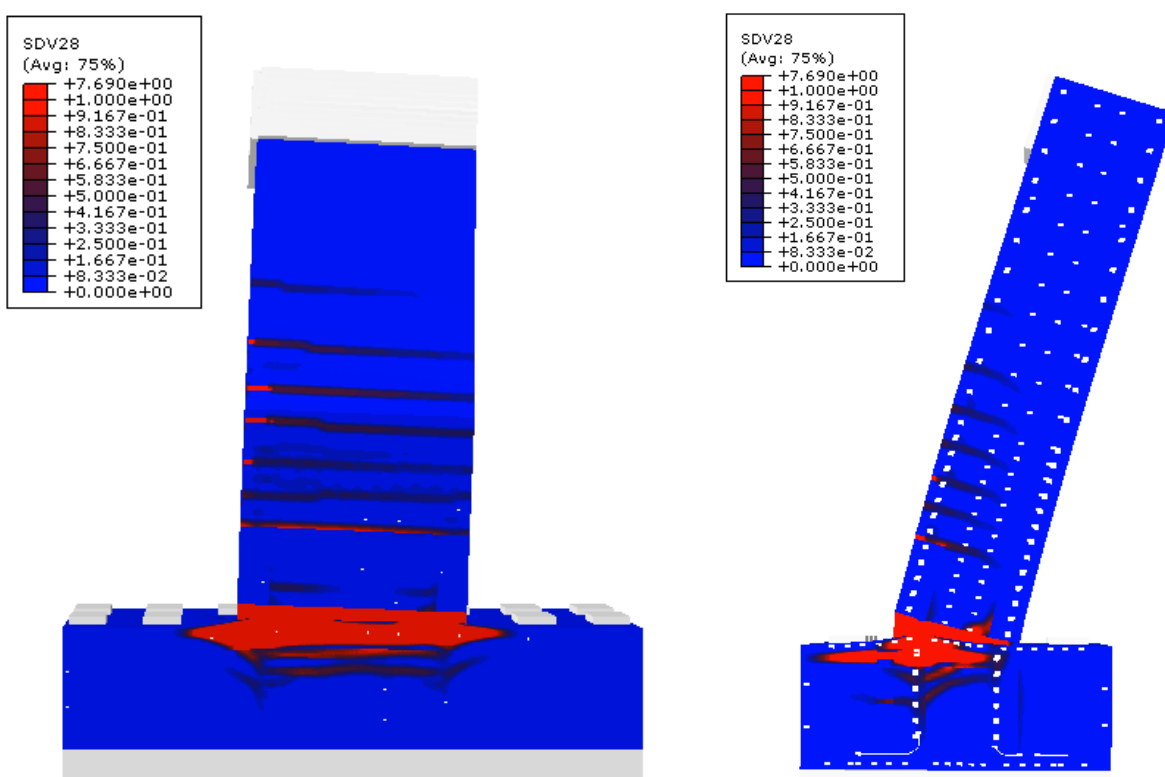


Figure 6.45 Fissuration – SDV28

6.3.2.4.4 Écrasement du béton en compression

La Figure 6.46 présente l'endommagement du béton en compression obtenu à l'aide de la variable SDV3. Apparaissent en bleu les déformations supérieures à 0.004, et ce au déplacement correspondant à la résistance maximale de la pile.

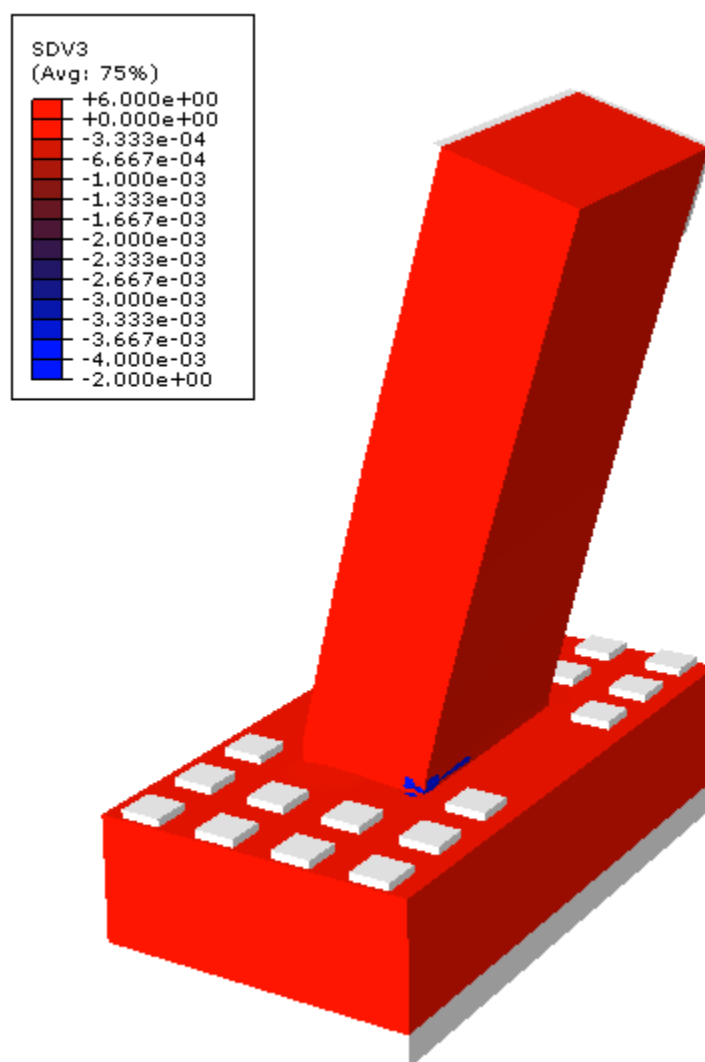


Figure 6.46 Écrasement en compression – SDV3

Tout comme lors de l'essai en laboratoire, aucun endommagement en compression n'est observé le long de la colonne. La seule zone endommagée se situe tout en bas du joint, correspondant à l'écrasement du béton du dessus de la semelle par le joint en BFUP.

6.3.2.4.5 Plastification des armatures

Afin de déterminer le début de la plastification, la barre d'armature la plus sollicitée est étudiée, à savoir la barre située dans le coin opposé du sens de déplacement, comme illustré sur la Figure 6.47. Le graphique de la Figure 6.48 présente l'évolution de la variable PEEQ correspondant aux

déformations plastiques, en fonction du déplacement sur chacun des axes. Lorsque la variable est nulle, aucune déformation plastique n'est observée : le début de la plastification correspond au moment où la variable devient non nulle. La plastification se produit à des déplacements d'environ 1.8 mm pour l'axe fort (X) et 11 mm pour l'axe faible (Y). La plastification survient alors légèrement plus tôt que ce qui a été observé expérimentalement, à savoir environ 2.1 mm et 12.75 mm. Ceci peut être dû au modèle qui est plus rigide que le spécimen.

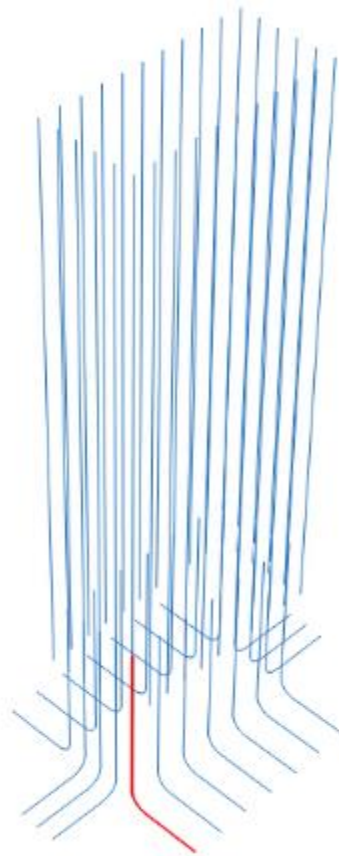


Figure 6.47 Armature considérée (la plus critique)

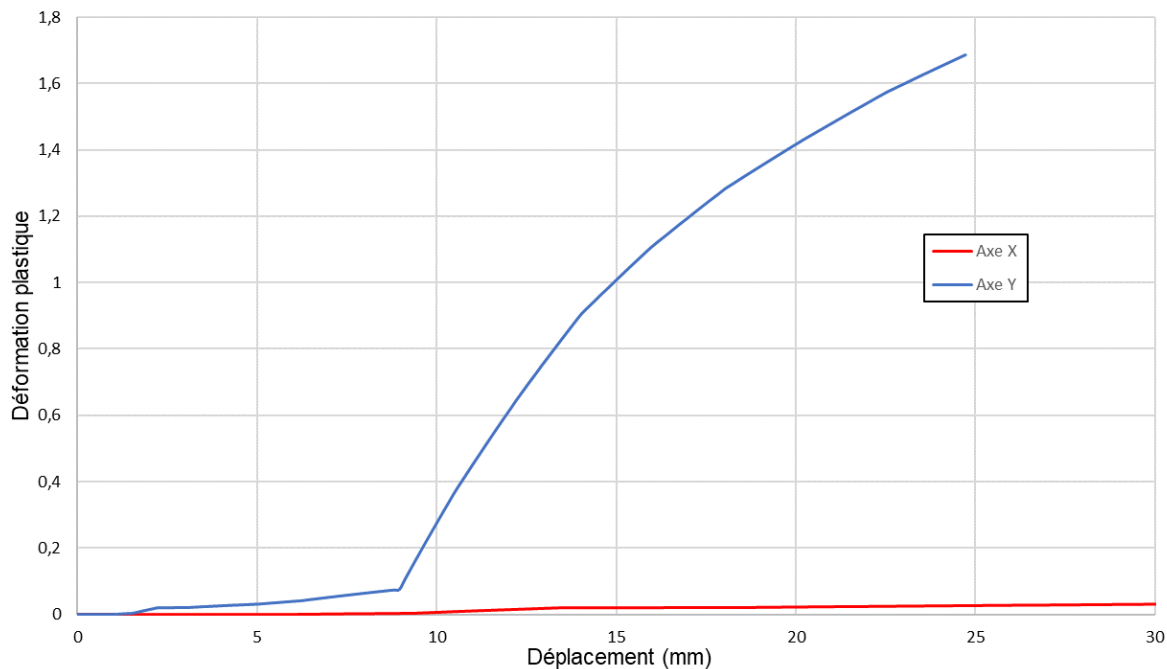


Figure 6.48 Apparition de la plastification – variable PEEQ

La Figure 6.49 présente le patron de plastification des armatures au pic de résistance de la pile. La plastification survient alors uniquement en bas du joint, et nullement en haut du joint : la rotule plastique reste donc localisée tel que souhaité, et les résultats coïncident avec les observations qui ont pu être faites lors de l'essai en laboratoire.

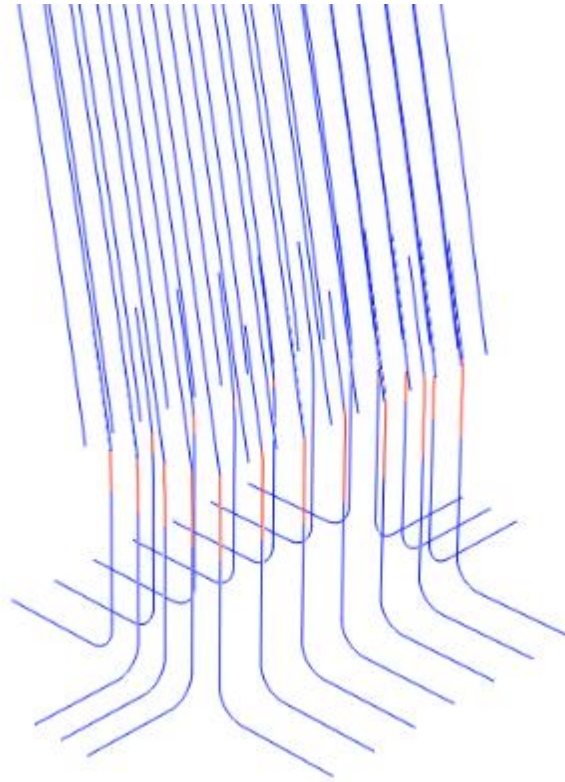


Figure 6.49 Patron de plastification

6.3.3 Sommaire des résultats

Bien qu'il y ait une différence entre le protocole de chargement utilisé en laboratoire et l'analyse de poussée statique non linéaire, le comportement de la pile est globalement adéquatement reproduit par le modèle numérique.

- Les enveloppes des courbes hystérétiques n'épousent pas parfaitement les courbes, mais l'allure générale est satisfaisante compte tenu de la différence de protocole de chargement entre réel et numérique.
- Le comportement global visible d'apparence (déformée globale, fissuration, écrasement du béton, etc.) coïncide entre le numérique et le réel.
- Le patron de plastification correspond lui aussi avec l'essai en laboratoire. La rotule plastique reste localisée en bas du joint : aucune plastification n'est observée en haut du joint.
- La partie en BFUP n'est pas endommagée lors de l'analyse.

Un dernier point peut alors être ajouté au graphique déjà présenté précédemment, montrant différents points correspondants aux déplacements sur les axes X et Y pour différents cas. Ce graphique est présenté sur la Figure 6.50 ci-dessous. Le point issu de l'analyse numérique se situe alors très proche du point correspondant à l'essai en laboratoire.

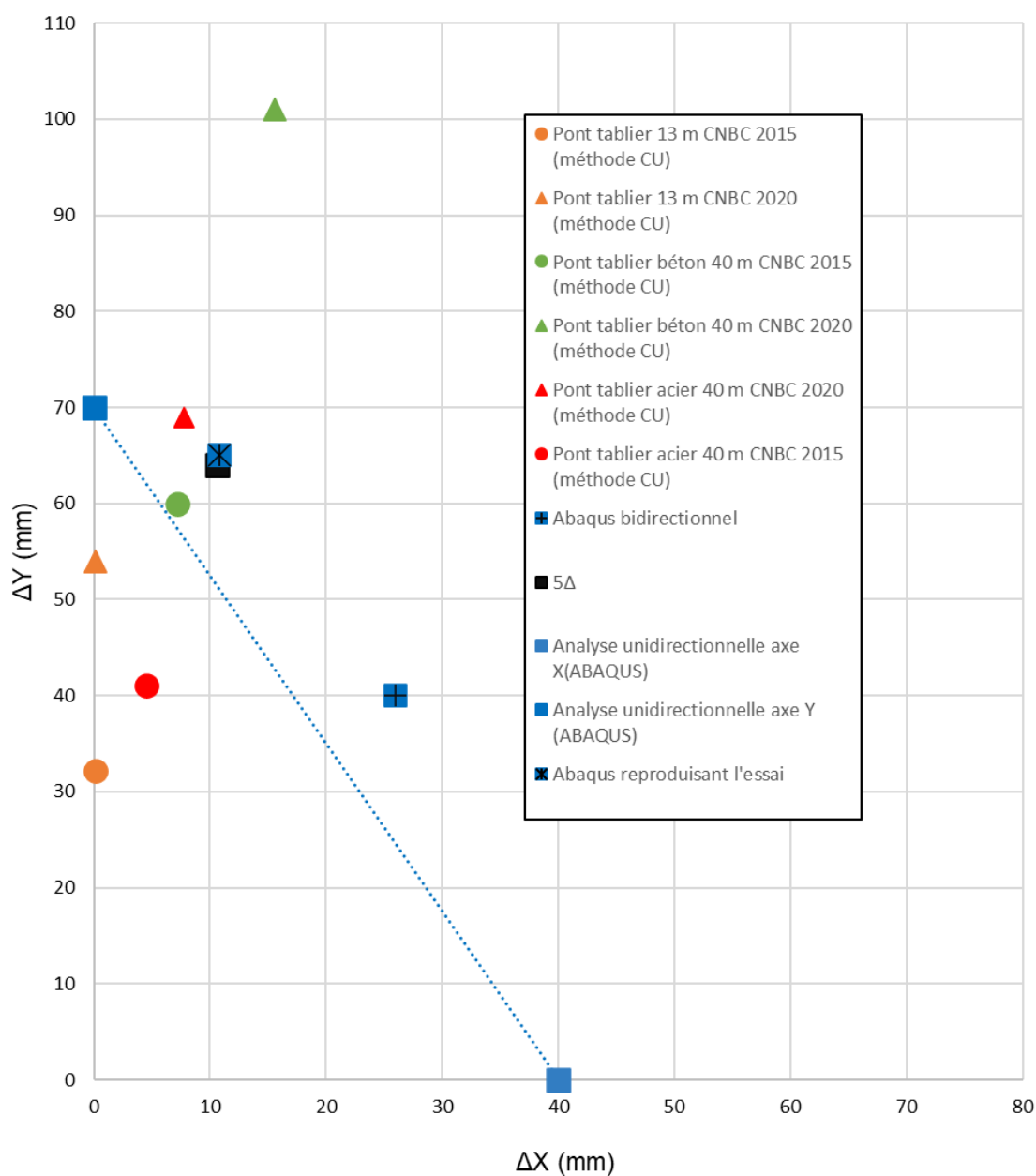


Figure 6.50 Points $\Delta_Y - \Delta_X$ pour différents cas considérés

CHAPITRE 7 CONCLUSION

7.1 Rappel des objectifs

Ce projet s'inscrit dans la continuité d'un programme de recherche visant à développer des piles et culées de ponts préfabriquées, ainsi que l'ajout de spécifications dans la norme CSA-S6 quant à la conception parasismique. Les objectifs de ce mémoire étaient :

1. Valider expérimentalement le comportement d'une nouvelle pile préfabriquée à colonne circulaire similaire à celles réalisées par Philippe Darveau et Gabriel Lewis ;
2. Valider expérimentalement le comportement d'une pile préfabriquée à colonne rectangulaire, en reprenant le concept mis en place pour les piles à colonne circulaire ;
3. Valider, à l'aide de tous les essais réalisés, le niveau de performance d'un joint d'assemblage en BFUP pour la construction d'une pile préfabriquée ;
4. Proposer/Valider une méthodologie de conception pour les colonnes préfabriquées avec connexion à partir d'un joint de chevauchement utilisant du BFUP ;
5. Développer et valider une méthodologie de modélisation numérique par éléments finis des piles.

7.2 Conclusions du projet de recherche

7.2.1 Volet expérimental – pile à colonne circulaire

La conception de la pile à colonne circulaire testée dans ce mémoire est issue des résultats obtenus lors des essais précédemment réalisés sur des piles similaires. Cette cinquième pile circulaire préfabriquée testée a permis de conclure sur les éléments critiques à être considérés, et de montrer les performances accrues d'une telle conception. Les conclusions suivantes peuvent être tirées.

- De manière générale les piles préfabriquées présentent une meilleure performance que la pile coulée en place pour des déplacements atteignant 120 mm. Cependant la pile P5 démontre une performance accrue jusqu'à des déplacements de 180 mm.

- En considérant le moment résistant en bas de la colonne, la pile P5 maintient sa charge jusqu'à des déplacements d'au moins 180 mm, ce qui correspond à une ductilité de $\Delta=6$.
- La longueur de la pénétration de la rotule plastique dans la semelle correspond au terme $0.022f_{ye}d_b$. Le gainage des armatures dans le BFUP permet d'augmenter la pénétration de la rotule plastique dans le BFUP, pénétration qui sans le gainage est faible (s'arrête au premier étrier).
- La pile P5 présente un important soulèvement, signe d'une concentration de la rotule plastique en bas du joint jusqu'à de grands déplacements.
- Les piles préfabriquées dissipent mieux l'énergie que la pile coulée en place, ce surtout avant l'apparition d'une seconde rotule plastique en haut du joint.
- La pile P5 présente une courbure raisonnable même en haut du joint, jusqu'à de grands déplacements et l'endommagement du béton normal juste au-dessus du joint : cependant cela survient à des déplacements très grands, même non atteints à l'ultime par les autres piles.

En conclusion la pile P5 a présenté un comportement et une performance très accrus : l'endommagement de la pile est concentré au niveau du bas du joint jusqu'à l'atteinte de très grands déplacements (180 mm). Il y a très peu de chance qu'il soit requis pour une pile d'atteindre de tels déplacements, mais si cela est le cas, alors une attention particulière devrait être portée au moment résistant en haut du joint, qui doit être supérieur au moment escompté en bas du joint, afin d'éviter l'endommagement et la création d'une seconde rotule plastique en haut du joint.

7.2.2 Volet expérimental – pile à colonne rectangulaire

La pile à colonne rectangulaire testée dans ce mémoire permet de démontrer expérimentalement que la conception pour la reconstruction d'un pont réel rencontre les niveaux de performance exigés. Les conclusions suivantes peuvent être tirées.

- La type de conception mis en place pour les piles à colonne rectangulaires peut être étendu aux piles à colonnes rectangulaires, en conservant les mêmes principes de conception.

- La coulée du joint en BFUP peut s'avérer compliquée et nécessite une réparation telle que celle réalisée dans ce mémoire : la pile testée permet de démontrer que la réparation réalisée est adéquate et pourrait être utilisée dans un contexte réel.
- La longueur de la pénétration de la rotule plastique dans la semelle correspond au terme $0.022f_{ye}d_b$. Le gainage des armatures dans le BFUP permet d'augmenter la pénétration de la rotule plastique dans le BFUP, pénétration qui sans le gainage est faible (s'arrête au premier étrier).
- La pile présente un important soulèvement, signe d'une concentration de la rotule plastique en bas du joint jusqu'à de grands déplacements. De plus, aucun endommagement du béton ainsi qu'aucune plastification des armatures n'est observée au-dessus du joint. La courbure très faible, voire nulle, le long de la colonne vient confirmer cela. La partie de la colonne au-dessus du joint est donc bien protégée ne subissant pas d'endommagement, tel que requis.
- Malgré sa grande rigidité, la pile présente une bonne ductilité et se rend à des déplacements relativement grands : environ 65 mm sur l'axe faible et 10.5 mm sur l'axe fort à l'atteinte de la résistance maximale, soit $\Delta=5$.
- Un glissement du bas de la colonne sur la semelle est observé et pourrait être diminué ou annulé avec de légère modification sur la géométrie du joint. Il est toutefois important de noter qu'une quantité minimale d'étriers est utilisée dans le joint : cette quantité réduite est suffisante, puisqu'aucun endommagement ne fut enregistré dans le joint en BFUP.

Les performances attendues pour la pile sont donc largement rencontrées : pour le pont réel initialement étudié pour sa reconstruction, la pile est amplement suffisante et même surdimensionnée. En effet cette pile, selon les résultats obtenus expérimentalement, pourrait être utilisée pour un pont similaire, mais avec des travées trois fois plus longues.

7.2.3 Analyses numériques

Les essais expérimentaux permettent de valider les modèles réalisés numériquement.

- Pour la pile circulaire, l'enveloppe de la courbe force-déplacement correspond très bien à ce qui a été obtenu expérimentalement, c'est d'ailleurs le cas pour toutes les piles circulaires testées et modélisées dans ce programme de recherche. Pour la pile à colonne rectangulaire,

les courbes correspondent légèrement moins, cela étant tout à fait compréhensible de par la différence entre l'analyse réalisée et le protocole de chargement effectué dans la réalité.

- Les zones de plastification correspondent avec ce qui est obtenu expérimentalement pour toutes les piles, circulaire comme rectangulaire.
- Les zones d'endommagement du béton sont fidèles à ce qui est observé expérimentalement.
- Le patron de fissuration est globalement bien reproduit par les modèles numériques. La fissuration tend à être divisée en un nombre de fissures légèrement plus grand dans les modèles numériques.

De manière générale, les modèles numériques représentent de manière adéquate ce qui est observé expérimentalement. Cela est particulièrement intéressant en considérant le fait que les modèles ne sont pas modifiés afin de se rapprocher des résultats expérimentaux. Les modèles numériques validés permettent alors d'étendre la conception à d'autres colonnes dont les dimensions varient : cela pourrait alors permettre de valider le comportement d'une pile sans avoir à la tester en laboratoire.

7.3 Recommandations

Les différents résultats obtenus expérimentalement et par les analyses numériques démontrent que de telles conceptions permettent amplement de répondre aux exigences de performance de la norme CSA-S6. Ce mémoire permet alors de donner les recommandations suivantes :

1. Une attention toute particulière doit être portée au moment résistant en haut du joint par rapport au moment escompté en bas du joint : le moment résistant en haut du joint doit être suffisamment important pour que la plastification ne survienne pas à cet endroit. Par conséquent, le moment résistant en bas du joint ne doit pas être trop important afin d'éviter une quantité d'armatures trop grande dans la colonne.
2. La coulée du joint en BFUP doit faire l'objet d'une étude propre à la réalisation considérée. L'écoulement du BFUP doit être contrôlé afin de s'assurer que le joint soit rempli entièrement. Aussi, le choix du BFUP doit être fait avec précaution, afin de s'assurer d'avoir un matériau répondant aux exigences de maniabilité.

3. Pour la pile rectangulaire, le joint peut être amélioré avec de légères modifications afin d'éviter le glissement de la colonne sur la semelle : des solutions sont proposées comme armer le noyau en béton normal ou bien substituer ce béton normal avec du BFUP.
4. La quantité d'étriers requise dans le joint est moindre grâce aux performances accrues du BFUP, et ce quelle que soit la forme du joint.

7.4 Poursuite des travaux de recherche

Les différents essais expérimentaux réalisés au cours du programme de recherche sur la conception de piles préfabriquées permettent de démontrer la viabilité de ce type de conception. De plus, il est observé que la performance de ces piles préfabriquées est supérieure à celle d'une pile conçue traditionnellement. Mais aussi, les essais expérimentaux ont permis de valider la méthodologie proposée pour la réalisation des modèles numériques. La partie numérique permettant de reproduire le comportement obtenu expérimentalement, cela permet un grand panel de développement à réaliser à partir du numérique. Il semblerait donc que la poursuite de ces travaux de recherche pourrait être basée sur le développement de la modélisation numérique à partir des différents modèles validés expérimentalement.

RÉFÉRENCE

- Abaqus, I. (2005). Abaqus/explicit: *advanced topics-abaqus/explicit vs. abaqus/standard*.
- Ameli, M., Parks, J. E., Brown, D. N., & Pantelides, C. P. (2015). *Seismic evaluation of grouted splice sleeve connections for reinforced precast concrete column-to-cap beam joints in accelerated bridge construction*. PCI Journal, 60(2), 80-103
- Anderson, D., Mitchell, D., & Tinawi, R. (1996). *Performance of concrete bridges during the Hyogo-ken Nanbu (Kobe) earthquake*. Canadian Journal of Civil Engineering, 23, 714-726.
- Aubrée, N. (2014). *Caractérisation du comportement post-pic en compression du béton armé et non armé, et extension au béton renforcé de fibres*. (École Polytechnique de Montréal).
- Belleri, A., & Riva, P. (2012). *Seismic performance and retrofit of precast concrete grouted sleeve connections*. PCI journal, 57, 97-109.
- Belytschko, T. Liu, W. Moran, B. Elkhodary, K. (2014). *Non-linear finite elements for continua and structures (2ème édition)*, Wiley series
- Ben Ftima, M. (2018). Notes de cours CIV6513 - Analyse Non-Linéaire des Structures.
- Ben Ftima M., & Massicotte, B. (2014). *Utilization of nonlinear finite elements for the design and assessment of large concrete structures. II: Applications*. Journal of Structural Engineering, 141(9), 04014218.
- 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*. (École Polytechnique de Montréal).
- Bentz, E., & Collins, M. P. (2001). User Manual - Response-2000.
- Boucher-Proulx, G. (2008). *Réhabilitation sismique des piliers de ponts rectangulaire à l'aide de chemise en BRF et BFUP*. Mémoire de maîtrise, Polytechnique Montréal.
- Bourget S (2023), *Rendement parasismique de colonnes préfabriquées avec chemisage en béton*. Thèse de doctorat, Polytechnique Montréal.
- Bouzaiene, A. H. (1997). *Caractérisation et modélisation du comportement non linéaire d'éléments en béton armé et non armé sous sollicitations multiaxiales*.
- Chai, Y. H., Priestley, M. N., & Seible, F. (1991). *Seismic retrofit of circular bridge columns for enhanced flexural performance*. Structural Journal, 88(5), 572-584.

Charron, J.-P., & Desmettre, C. (2015). *Intérêt de l'utilisation des bétons renforcés de fibres pour la construction d'ouvrages d'art durables*. Rapport de recherche SR13-01.

Dagenais, M. A. (2014). *Réhabilitation sismique des joints de chevauchement de piles de ponts par chemisage en béton fibré à ultra-haute performance*. Thèse de doctorat, Polytechnique Montréal.

Dagenais, M.-A., Massicotte, B., & Boucher-Proulx, G. (2018). *Seismic Retrofitting of Rectangular Bridge Piers with Deficient Lap Splices Using Ultrahigh-Performance Fiber-Reinforced Concrete*. *Journal of Bridge Engineering*, 23(2).

Dagenais, M.-A., & Massicotte, B. (2015). *Tension Lap Splices Strengthened with Ultrahigh-Performance Fiber-Reinforced Concrete*. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 27(7).

Darveau, P. (2018). *Développement de piles de ponts préfabriquées résistant aux séismes*. Mémoire de maîtrise, Polytechnique Montréal.

Delsol, S., & Charron, J. P. (2013). *Numerical modeling of UHPFRC mechanical behavior based on fiber orientation*. *Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete*, Marseille, France.

Garneau, J. F. (2015). *Réhabilitation sismique des piles-murs de ponts rectangulaires par chemisage en béton fibré à ultra-haute performance*. Mémoire de maîtrise, Polytechnique Montréal.

Hamad, B. S., & Mansour, M. Y. (1996). *Bond strength of noncontact tension lap splices*. *ACI Structural Journal*, 93, 316-326.

Haraldsson, O. S., Janes, T. M., Eberhard, M. O., & Stanton, J. F. (2013). *Seismic resistance of socket connection between footing and precast column*. *Journal of Bridge Engineering*, 18(9), 910-919.

Habel, K., Charron, J.-P., Braike, S., Hooton, R. D., Gauvreau, P., & Massicotte, B. (2008). *Ultra-high performance fibre reinforced concrete mix design in central Canada*. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 35(2), 217-224. <https://doi.org/10.1139/107-114>

Haber, Z. B. (2013). *Precast column-footing connections for accelerated bridge construction in seismic zones*. University of Nevada, Reno.

Hibbitt, D., Karlsson, B., & Sorensen, P. (2014). *ABAQUS user-manual release 6.14*. Dassault Systèmes Simulia Corp., Providence, RI.

Jolicoeur, O. (2016). *Efficacité de réhabilitation sismique de piles de pont rectangulaires par chemisage en BFUP considérant la résistance à l'effort tranchant*. Mémoire de maîtrise, Polytechnique Montréal.

Khaled, A. (2010). *Comportement des piles de pont sous l'effet multidirectionnel des mouvements sismiques*. Thèse de doctorat, Polytechnique Montréal.

Kennedy, D., Habel, K., & Fraser, G. (2015). *Ultra high-performance concrete column jacket retrofit for the Mission Bridge*. 11th Canadian Conference on Earthquake Engineering.

Lagier, F. E. (2015). *Étude du comportement de chevauchements d'armatures en traction directe dans du béton fibré ultra performant*. (École Polytechnique de Montréal).

Lagier, F., Massicotte, B., & Charron, J.-P. (2016). *3D nonlinear finite-element modeling of lap splices in UHPFRC*. Journal of Structural Engineering, 142(11), 04016087.

Lagier, F., Massicotte, B., & Charron, J. P. (2015). *Bond strength of tension lap splice specimens in UHPFRC*. Construction and Building Materials, 93, 84-94.

Létourneau, F. (2019). *Validation du renforcement sismique d'une pile de pont trapue par chemisage en béton fibré à ultra-hautes performances*. Rapport de maîtrise, Polytechnique Montréal.

Lewis G. (2021). *Conception de piles de pont préfabriquées répondant aux exigences de performances parasismiques*. Mémoire de maîtrise, Polytechnique Montréal.

Lutz, L. A., & Gergely, P. (1967). *Mechanics of bond and slip of deformed bars in concrete*. Journal Proceedings (vol. 64, p. 711-721).

Marsh, M. L. (2011). *Application of accelerated bridge construction connections in moderate-to high seismic regions (vol. 698)*. Transportation Research Board.

Massicotte, B. (2021). *Analyse et conception des ponts - Concepts de base*. Éditions da Vinci

Massicotte, B. (2017). *Calcul des structures en béton armé: concepts de base*. Éditions da Vinci.

Massicotte, B., & Ben Ftima, M. (2017). *EPM3D-v3 – A user-supplied constitutive model for the nonlinear finite element analysis of concrete structures - Users Manual*. Polytechnique Montréal.

Massicotte, B., Elwi, A. E., & MacGregor, J. G. (1990). *Tension-stiffening model for planar reinforced concrete members*. Journal of Structural Engineering, 116(11), 3039-3058.

Matsumoto, E (2009). *Emulative precast bent cap connections for seismic regions: component test report, report No. ECS-CSUS-2009-03*. California State University, Sacramento

Maya Duque, L. F., & Graybeal, B. (2016). *Fiber orientation distribution and tensile mechanical response in UHPFRC*. Materials and Structures, 50(1).

Mitchell, D., Bruneau, M., Williams, M., Anderson, D., Saatcioglu, M., & Sexsmith, R. (1995). *Performance of bridges in the 1994 Northridge earthquake*. Canadian Journal of Civil Engineering, 22(2), 415-427.

Mitchell, D., Tinawi, R., & Sexsmith, R. (1991). *Performance of bridges in the 1989 Loma Prieta earthquake - lessons for Canadian designers*. Canadian Journal of Civil Engineering, 18, 711-734.

- Mohiuddin A. K. (2015). *Accelerated Bridge Construction – Best Practices and Techniques*.
- Murphy, T. P., Marsh, L., Bennion, S., Buckle, I. G., Luco, N., Anderson, D., Restrepo, J. (2020). *Proposed AASHTO Guidelines for Performance-based Seismic Bridge Design*.
- Nguyen, W., Trono, W., Panagiotou, M., & Ostertag, C. P. (2017). *Seismic response of a rocking bridge column using a precast hybrid fiber-reinforced concrete (HyFRC) tube*. Composite Structures, 174, 252-262. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2017.04.058>
- Pang, J. B. K., Eberhard, M. O., and Santon, J. F. (2010). *Large-Bar Connection for precast bridge bents in seismic regions*. Journal of Bridge engineering, 15(3), pp. 231-239
- Phares, Brent [1]; Lee, Yoon-Si[2]; (2021). *Investigation of grouted coupler connection details for accelerated bridge construction*, Transportation Research Record, Volume 2675, Issue 8, Pages 562-569
- Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., & Kowalsky, M. J. (2007). *Displacement-based seismic design of structures*. IUSS PRESS, Pavia, Italy.
- Priestley, M. N., Seible, F., & Calvi, G. M. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*. John Wiley & Sons.
- Québec, Ministère des Transports et de la Mobilité Durable (2023). *Inventaire et inspection des structures*.
- Rosini, A. (2018). *Conception des connexions en BFUP à la base de piles préfabriquées répondant aux critères de performance sismique*. Mémoire de maîtrise, Polytechnique Montréal.
- Sagan, V. E., Gergely, P., & White, R. N. (1991). *Behavior and design of noncontact lap splices subjected to repeated inelastic tensile loading*. Structural Journal, 88(4), 420-431.
- SAP, C. (2007). *Integrated software for structural analysis & design*. Computer and Structures. Inc. Berkeley.
- Tazarv, M., & Saiidi, M. S. (2015). *UHPC-filled duct connections for accelerated bridge construction of RC columns in high seismic zones*. Engineering Structures, 99, 413-422.
- Tazarv, M., Shrestha, G., & Saiidi, M. S. (2021). *State-of-the-art review and design of grouted duct connections for precast bridge columns*. Structures, 30, 895-909.
- Vachon, D. (2004). *Renforcement sismique de piles de ponts rectangulaires avec béton renforcé de fibres*. Mémoire de maîtrise, Polytechnique Montréal.
- Wight J. K., MacGregor J. G. (2011). *Reinforced concrete Mechanics and Design 6th edition*. Edition Pearson

Xu, Y., Zeng, Z., Wang, Z., & Ge, J. (2021). *Experimental studies of embedment length of precast bridge pier with socket connection to pile cap*. Engineering Structures, 233.

Zuluaga, L. F., Ambroise, S., & Paultre, P. (2015). *Détermination des états limites des piliers de pont en béton dans une approche basée sur la performance sismique*. Rapport de recherche. Université de Sherbrooke.

Zhang, G., Han, Q., Xu, K., Du, X., & He, W. (2021). *Experimental investigation of seismic behavior of UHPC-filled socket precast bridge column-foundation connection with shear keys*. Engineering Structures, 228.