UCLouvain

École polytechnique de Louvain

Résistance à l'impact vertical de colonnes en béton armé soumises à un effondrement progressif

Modélisation et élaboration d'un programme expérimental au LEMSC

Auteurs: **Matthieu Dayez, Timothée Mennig**
Promoteur: **João Saraiva Esteves Pacheco De Almeida**
Lecteurs:**Jean-François Rondeaux, Catherine Doneux, Martin Steinmetz**
Année académique 2019-2020
Master [120] : ingénieur civil des constructions

Remerciements

Tout d'abord, nous souhaitons remercier tout particulièrement notre promoteur, le professeur João Saraiva Esteves Pacheco de Almeida. Merci pour votre enthousiasme et votre motivation à toute épreuve qui nous ont aidés à réaliser ce projet ambitieux, et pour la confiance que vous nous avez accordée. Merci aussi pour vos innombrables conseils et pour votre disponibilité, malgré votre charge de travail impressionnante.

Nous remercions chaleureusement Marie-Joy de Crombrugghe et François Beauvois avec qui nous avons collaboré sur ce projet et avec qui nous avons tissé de réels liens d'amitié, rendant plus agréables les longues périodes de tests et de rédaction partagées.

Nous voulons également remercier Catherine Doneux de nous avoir accueillis dans le laboratoire et d'avoir mis à notre disposition tout le matériel et le financement nécessaires à la bonne réalisation de notre dispositif d'essai.

Sincère remerciement à Denis Dayez pour la réalisation des coffrages en un temps record et ce, malgré la période de confinement. En l'absence de réponses favorables des firmes spécialisées dans le domaine, il nous a sorti du pétrin.

Un immense merci aux assistants Martin Steinmetz et José Fernando Baena Urrea pour les innombrables conseils tant au niveau de la conception du dispositif expérimental, que pour l'analyse numérique.

Merci également à Christophe Bayart et Alex Bertholet pour leurs conseils avisés et leur aide lors de la conception du dispositif et des expériences, ainsi que pour les enseignements éclairants sur la multitude de sujets abordés.

Nous tenons ensuite à remercier Antoine Bietlot pour sa présence et son soutien durant les longues périodes d'essais. Merci de nous avoir aidés à paramétrer les logiciels de contrôle des vérins et de la DIC, sans quoi les tests n'auraient pas été réalisables.

Ce travail n'aurait pu être possible sans les nombreux techniciens du LEMSC : Fredéric Gorski, Stéphane Gorski, Vincent Forzée, Quentin Mestrez et Raphaël Ollevier. Merci de nous avoir accueillis, encadrés et épaulés amicalement durant ce projet.

Merci également à Jean-François Rondeaux de nous avoir donné accès à son compte Overleaf, nous permettant de compiler notre TFE, ainsi que pour ses questions et conseils avisés.

Merci à Sophie Labrique de nous avoir prêté du matériel audio et vidéo durant les semaines d'expériences et aux secrétaires Viviane Delmarcelle et Nathalie Sergoigne pour leur gestion impeccable des commandes.

Nous adressons finalement un grand merci à nos familles et amis pour leur soutien.

Abstract

This end-of-study work develops the modeling and elaboration of an experimental program at the "Laboratoire d'Essais Mécaniques, Structures et Génie Civil" (LEMSC) with the aim of characterizing the resistance to vertical impact of reinforced concrete columns subjected to progressive collapse. It was carried out in partnership with the TFE of Marie-Joy de Crombrugghe and François Beauvois, which studies the influence of various parameters on the structural behaviour of small-scale columns.

It is composed of an experimental part which consists of several paraseismic tests. These break down into a quasi-static phase, where we apply a cyclic horizontal loading at the head of the column, and a dynamic phase using an impact loading device designed at UCLouvain (*Fondytest*), on elements of different scales and compositions. In parallel, a modelling part concerns the development of the test protocol and the development of a numerical model on *Seismostruct*, as well as the comparison with the experimental results.

Résumé

Ce travail de fin d'études développe la modélisation et l'élaboration d'un programme expérimental au "Laboratoire d'Essais mécaniques, Structures et Génie Civil" (LEMSC) ayant pour but de caractériser la résistance à l'impact vertical de colonnes en béton armé soumises à un effondrement progressif. Il a été réalisé en partenariat avec le TFE de Marie-Joy de Crombrugghe et François Beauvois qui étudie l'influence de divers paramètres sur le comportement structurel de colonnes à échelle réduite.

Il est constitué d'une partie expérimentale qui consiste en plusieurs essais para-sismiques. Ceux-ci se décomposent en une phase quasi-statique, consistant à appliquer un chargement horizontal cyclique en tête de colonne, et en une phase dynamique à l'aide d'un dispositif de chargement à l'impact conçu à l'UCLouvain (*Fondytest*), sur des éléments d'échelles et de compositions différentes. En parallèle, une partie modélisation concerne l'élaboration du protocole d'essai et la mise au point d'un modèle numérique sur *Seismostruct*, ainsi que la comparaison avec les résultats expérimentaux.

Table des matières

1 Introduction **7**
1.1 Contexte . . . 7
1.2 Hypothèses . . . 8
1.3 Objectif . . . 8

2 Étude bibliographique et approche proposée **10**
2.1 Effondrement progressif . . . 10
2.1.1 Définitions . . . 10
2.1.2 Détails bibliométriques . . . 11
2.1.3 Étage souple . . . 12
2.1.4 Application de ce TFE . . . 14
2.2 Chargement statique . . . 14
2.2.1 Effet de l'excentricité de la charge . . . 14
2.2.2 Effet d'un chargement horizontal cyclique préalable . . . 16
2.3 Chargement à l'impact . . . 17
2.3.1 Qu'est ce que l'impact ? Comment le quantifier ? . . . 17
2.3.2 Influence du taux de déformation . . . 18
2.3.3 Comportement du béton à l'impact . . . 18
2.3.4 Comportement de l'acier à l'impact . . . 22
2.3.5 Comportement des colonnes à l'impact transversal . . . 24
2.4 Équivalence impact-chargement statique . . . 26
2.4.1 Approche théorique . . . 26
2.4.2 Exemples dans la littérature . . . 27

3 Dispositif expérimental **29**
3.1 Conception des colonnes . . . 29
3.1.1 Paramètres influençant la forme . . . 29
3.2 Réalisation des colonnes . . . 31
3.2.1 Coffrage . . . 31
3.2.2 Ferraillage (Voir TFE complémentaire) . . . 32
3.2.3 Bétonnage . . . 32
3.2.4 Décoffrage . . . 33
3.3 Conception du dispositif d'essai . . . 35
3.3.1 Phase 1 - Chargement cyclique horizontal . . . 35
3.3.2 Instrumentation des colonnes et du dispositif d'essai . . . 38
3.3.3 Phase 2 - Impact vertical . . . 39
3.3.4 Instrumentation des colonnes et du dispositif d'essai . . . 40
3.3.5 Remarques concernant la réalisation de l'impact . . . 40
3.4 Coût global . . . 41
3.5 Test sur les matériaux . . . 42
3.5.1 Tests sur les aciers . . . 42

3.5.2 Tests sur le béton . . . 43

4 Phase 1 - Chargement cyclique : modélisations et résultats 45
4.1 Le logiciel *Seismostruct* . . . 45
4.2 Modèle pour les colonnes . . . 45
4.2.1 Conditions d'appui . . . 45
4.2.2 Matériaux utilisés . . . 46
4.3 Types d'éléments utilisés . . . 48
4.3.1 Les éléments displacement-based (DB) . . . 48
4.3.2 Les éléments force-based (FB) . . . 50
4.3.3 Les masses concentrées . . . 51
4.3.4 Résumé des éléments utilisés . . . 51
4.4 Protocole d'essai appliqué . . . 52
4.5 Résultats pour le chargement cyclique horizontal . . . 57
4.5.1 Colonnes à échelle 1 :1 . . . 57
4.5.2 Colonnes à échelle 3 :4 . . . 59
4.5.3 Colonnes à échelle 1 :2 . . . 60
4.6 Regard critique sur les simulations numériques . . . 61
4.6.1 Modification des modèles *Seismostruct* . . . 61
4.6.2 Pistes d'amélioration futures . . . 62
4.7 Comparaison avec les résultats expérimentaux . . . 63
4.7.1 Colonnes à échelle 1 :1 . . . 63
4.7.2 Colonnes à échelle 3 :4 . . . 69
4.7.3 Colonnes à échelle 1 :2 . . . 75

5 Phase 2 - Impact vertical : simulations numériques 82
5.1 Introduction . . . 82
5.2 Influence du taux de déformation . . . 82
5.2.1 Béton . . . 83
5.2.2 Acier . . . 83
5.3 Intégration de l'impact dans notre protocole de chargement . . . 84
5.4 Approche énergétique et modélisation par un système masse-ressort . . . 87
5.5 Analyse dynamique . . . 92
5.5.1 Introduction . . . 92
5.5.2 Modélisation dans *Seismostruct* . . . 92
5.5.3 Résultats . . . 94
5.6 Effet sur le pont roulant . . . 97
5.7 Effet sur la dalle du laboratoire . . . 98
5.8 Conclusions sur l'impact . . . 100

6 Conclusion 101

7 Annexes 104

A Diagrammes moment-courbure **104**
A.1 Colonnes 1A et 1B 104
A.2 Colonnes 2A, 2B et 2C 105
A.3 Colonnes 3A, 3B et 3C 106

B Fiches récapitulatives des colonnes **107**
B.1 Colonne 1A 107
B.2 Colonne 1B 112
B.3 Colonne 2A 116
B.4 Colonne 2B 120
B.5 Colonne 2C 124
B.6 Colonne 3A 128
B.7 Colonne 3B 132
B.8 Colonne 3C 136

C Graphes force-déplacement zoomés **140**
C.1 Colonnes à échelle 1 :1 140
C.2 Colonnes à échelle 3 :4 141
C.3 Colonnes à échelle 1 :2 142

D Plans de coffrage et ferraillage **144**

E Plans des éléments fabriqués **157**

F Matériel utilisé **162**

G Dimensionnement de divers éléments **163**
G.1 Dimensionnement des ancrages pour les colonnes 2B et 2C 163
G.2 Dimensionnement du basculement de la colonne 164
G.3 Dimensionnement du glissement de la colonne 165

H Plancher d'essai **166**

1 Introduction

1.1 Contexte

Chaque année, plus de deux mille bâtiments et autres structures s'effondrent [1], tandis que de nombreux autres sont dans un état de quasi-effondrement souvent inconnu, et risquent de s'effondrer dans un avenir proche. Ces défaillances sont généralement causées par des événements de chargement extrêmes tels que des tremblements de terre, des tsunamis, des glissements de terrain, des ouragans (et d'autres catastrophes naturelles), des actions terroristes, des impacts de véhicules, des explosions de gaz, des incendies, etc.
Ils peuvent également être déclenchés ou stimulés par des défauts de construction ou d'exploitation courants, tels que des surcharges, l'utilisation de matériaux de qualité insuffisante, de mauvaises finitions, l'absence de régulation, la fatigue, la corrosion, des erreurs de conception, un entretien défectueux, etc.

Le risque global d'effondrement augmente chaque année avec la combinaison de plusieurs facteurs :
- l'augmentation rapide du nombre de structures nouvelles et souvent non réglementaires,
- le vieillissement des structures existantes et le manque d'entretien,
- les dangers dûs à l'homme et à la nature.

Cette situation est préoccupante en termes de pertes humaines et économiques potentielles. De surcroît, depuis le début du 21ème siècle, notre société est de plus en plus consciente des risques liés aux événements extrêmes, en particulier après les attaques contre le bâtiment fédéral Alfred P. Murrah en Oklahoma en 1995 et le World Trade Center à New York en 2001. L'accent est maintenant mis sur la réalisation de bâtiments résilients qui peuvent rester opérationnels après un tel événement, surtout lorsqu'ils font partie d'infrastructures essentielles, qu'ils sont occupés par un grand nombre de personnes ou qu'ils sont ouverts au public. Or, la conception de tels édifices étant fort complexe, il reste encore beaucoup d'inconnues dans ce domaine.

Malgré le large éventail de scénarios de chargement susmentionnés, la défaillance de l'ensemble commence généralement par celle d'un élément structurel, susceptible d'induire un effondrement. Dans le meilleur des cas, celui-ci s'arrête après une phase initiale, engendrant des dégâts limités.
Il peut également se propager localement, généralement dans la direction verticale, combinant des échecs sur quelques étages. Enfin, dans la situation la plus grave, un **effondrement progressif** conduit à l'effondrement complet du bâtiment.

[1] Donnée tirée du *National Crime Records Bureau* pour la période allant de 2001 à 2015.

1.2 Hypothèses

Il est intéressant de concentrer nos recherches sur des éléments en béton armé, ce dernier étant le matériau de construction le plus largement utilisé de nos jours, surtout pour les bâtiments de plusieurs étages. Les études existantes sur la résistance aux chocs des éléments en béton armé ont mis en évidence l'importante difficulté à quantifier précisément l'effet de ces chargements dynamiques. Ces études ont également mis en exergue les nombreuses différences entre le comportement des structures face à des impacts et celui observé pour des chargements statiques. Cependant, ces recherches se sont concentrées uniquement sur la résistance d'éléments soumis à des impacts transversaux (par exemple : collision d'une voiture sur une pile de pont ou sur une colonne de parking ; impact appliqué à mi-portée d'une poutre par une masse en chute libre, etc) et pas sur des éléments soumis à des charges dans la direction axiale. D'où l'intérêt d'effectuer des tests axiaux à l'impact sur des éléments verticaux en béton armé, à savoir des colonnes.

Ce projet repose sur les principales hypothèses de travail suivantes :

1. Dans le cas où la défaillance d'un élément d'une structure cause l'effondrement d'un étage, la résistance à l'impact vertical des colonnes de l'étage inférieur est le facteur décisif pour arrêter ou déclencher un effondrement progressif menant à l'effondrement total du bâtiment.

2. La résistance de la colonne à l'impact vertical :
(i) diminue de manière significative avec les dommages antérieurs induits par une charge horizontale monotone ou cyclique ;
(ii) est incertaine mais significativement inférieure à la (très grande) résistance axiale statique des colonnes ;
(iii) diminue davantage si les cycles antérieurs ont induit dans la colonne une excentricité résiduelle uni- ou bidirectionnelle.

1.3 Objectif

L'objectif de ce projet est donc de comprendre et de caractériser, à la fois par un programme expérimental, par des simulations numériques et par l'élaboration d'un cadre d'évaluation, la résistance aux chocs verticaux d'éléments structurels en béton armé soumis à un effondrement progressif.

Afin de modéliser concrètement l'effondrement progressif sur les colonnes, il a été décidé de le diviser en deux phases distinctes : une phase de chargement cyclique horizontal en tête de colonne correspondant aux déformations sismiques et une phase d'impact vertical correspondant à la chute des étages supérieurs.

Malheureusement, nous n'avons finalement pas pu réaliser l'impact lors des tests expérimentaux. En effet, deux points ont joué en notre défaveur, à savoir le manque de temps (confinement

forcé par le *Covid-19*) et la grande incertitude concernant la dissipation réelle de l'énergie lors de l'impact.

Le plan initial, si l'impact avait pu avoir lieu, était d'appliquer le chargement cyclique aux colonnes jusqu'à un déplacement en tête fixé, représentant une déformation sismique, sans toutefois atteindre leur rupture. L'objectif était ensuite de les tester à l'impact afin de quantifier leur capacité à dissiper de l'énergie et de déterminer les forces qu'elles seraient encore capables d'opposer en réaction.

L'obtention de ces résultats constituerait un maillon essentiel dans l'étude globale de la problématique. En effet, il serait nécessaire d'avoir une première comparaison concrète entre des analyses numériques d'impact et des essais expérimentaux les validant.

Finalement, seule la phase de chargement cyclique horizontal a été réalisée, jusqu'à la rupture des armatures. Nonobstant ce revirement, il est important d'obtenir un bonne corrélation entre les résultats de ces tests et les simulations numérique afin d'avoir pleinement confiance dans les modèles développés spécifiquement pour la phase d'impact dynamique.

Il se fera en partenariat avec le TFE de Marie-Joy de Crombrugghe et François Beauvois [1] qui étudie et caractérise l'influence de divers paramètres *(taille des armatures, dimension des granulats et facteur d'échelle)* sur le comportement structurel de colonnes à échelle réduite.

2 Étude bibliographique et approche proposée

2.1 Effondrement progressif

L'article d'Adam et al (2018) [2] présente une revue ambitieuse qui décrit toutes les principales avancées qui ont eu lieu depuis le début du 21ème siècle dans le domaine de l'effondrement progressif et de la robustesse des bâtiments. Ce travail est d'une grande utilité pour tout chercheur s'intéressant au domaine de l'effondrement progressif des structures de construction.

2.1.1 Définitions

Après de nombreuses années de recherches et d'applications sur l'évaluation et l'atténuation des conséquences des charges anormales sur les structures, plusieurs définitions de l'effondrement progressif ont été proposées dans les documents de recherche, les livres, les codes du bâtiment... Néanmoins, il fait toujours défaut d'un consensus général sur la terminologie et les procédures. C'est pourquoi, on retrouve dans cet article une série de définitions de l'effondrement progressif dont quelques-unes sont reprises dans la table 2.1 :

Source	Définition
Allen et Schriever [3]	L'effondrement progressif [...] peut être défini comme le phénomène dans lequel l'échec local est suivi par l'effondrement des membres adjacents qui à son tour est suivi d'un nouvel effondrement et ainsi de suite, de sorte que l'effondrement généralisé se produit à la suite d'une défaillance locale.
Gross et McGuire [4]	Un effondrement progressif se caractérise par la perte de capacité de charge d'une partie relativement petite d'une structure en raison d'une charge anormale qui, à son tour, déclenche une cascade de défaillances affectant une grande partie de la structure.
Ellingwood [5]	Un effondrement progressif s'engage à la suite de dommages structurels locaux et se développe, dans un mécanisme de réaction en chaîne, en une défaillance qui est disproportionnée par rapport aux dommages locaux initiaux.
Kokot et Solomos [6]	L'effondrement progressif d'un bâtiment peut être considéré comme la situation où l'échec local d'une composante structurelle primaire conduit à l'effondrement de membres adjacents et à un dommage global qui est disproportionné par rapport à la cause initiale.

Table 2.1 – Définitions de l'effondrement progressif.

Comme il est difficile de prédire la probabilité de se produire des événements extrêmes ainsi que leur ampleur, il n'est ni pratique ni possible de concevoir une structure capable de leur résister à travers les méthodes traditionnelles.
Les normes de conception actuelles tentent plutôt de minimiser le risque et de fournir un niveau minimum de contrôle sur l'effondrement progressif en incorporant dans les codes le concept de **robustesse** qui désigne l'insensibilité d'une structure aux dommages locaux. En revanche, l'insensibilité d'une structure à des événements anormaux est appelée **résistance à l'effondre-**

ment. Selon ce concept, aucune mesure n'est prise contre l'événement extrême lui-même, car ce risque ne peut être éliminé, mais l'objectif est plutôt de contrôler ses conséquences.

2.1.2 Détails bibliométriques

Cette section fournit les résultats d'une étude bibliométrique de l'état actuel de l'art dans la robustesse et l'effondrement progressif des structures de construction au moyen d'une recherche dans la base de données Scopus.

La figure 2.1, qui montre l'évolution du nombre d'articles publiés chaque année sur l'effondrement progressif des structures, est le reflet de l'intérêt croissant de la communauté scientifique à étudier ce sujet. Ce chiffre montre clairement comment l'effondrement des bâtiments du World Trade Center en 2001 a entraîné un changement dans la perception du public de la sécurité et a conduit au financement d'un nombre important d'études sur les événements extrêmes, l'effondrement progressif et la robustesse structurelle. L'intérêt accru pour ce sujet est également dû aux attentes plus élevées des utilisateurs en ce qui concerne la sécurité des « structures d'ingénierie » aux événements extrêmes compte tenu des progrès réalisés dans la recherche des matériaux et les approches de conception/analyse disponibles.

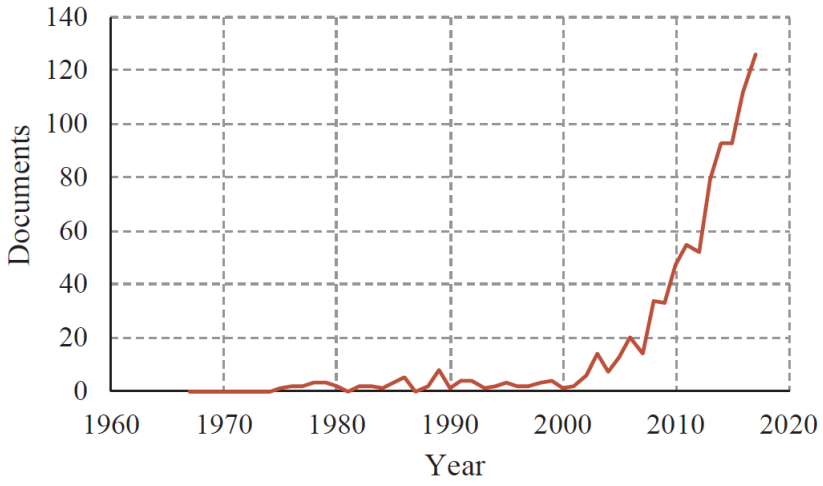


Figure 2.1 – Evolution du nombre d'articles publiés annuellement sur Scopus en relation avec l'effondrement progressif des structures (1968-2017). [2]

La figure 2.2 montre le nombre d'articles sur l'effondrement progressif des structures publiés par le pays d'origine de l'auteur entre 1968 et 2017. Seuls les 10 pays ayant publié la plupart des articles sont inclus.

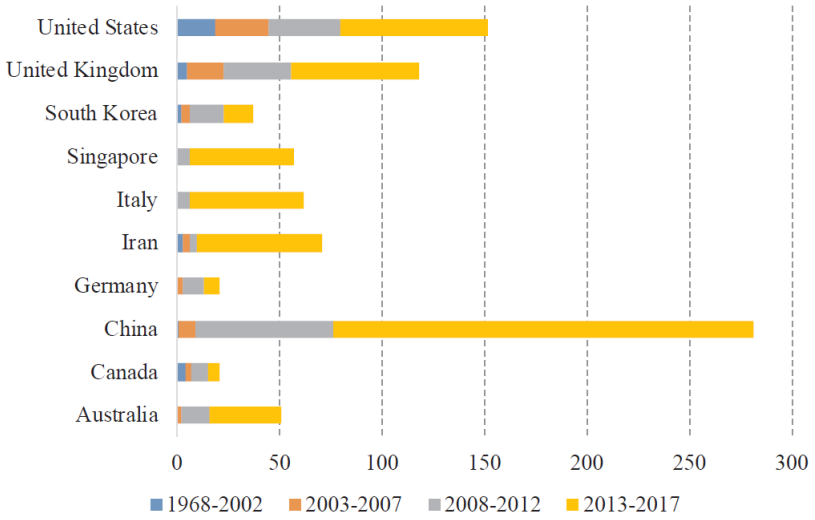


Figure 2.2 – Nombre d'articles par pays d'origine de l'auteur pour les périodes : 1968-2002, 2003-2007, 2008-2012 et 2013-2017. [2]

On remarque que, jusqu'en 2002, la plupart des recherches sur l'effondrement progressif ont été menées aux États-Unis et au Royaume-Uni, mais qu'au cours des 10 dernières années (2009-2017), c'est l'Asie qui a pris la majeure partie de l'initiative. Bien que les États-Unis et le Royaume-Uni soient toujours parmi les plus actifs dans ce domaine, la Chine est aujourd'hui le leader et le pays qui investit le plus de ressources dans ce type de recherche, tandis que d'autres pays asiatiques comme la Corée du Sud, Singapour et l'Iran jouent un rôle de premier plan dans le panorama international.

2.1.3 Étage souple

La notion d'étage 'souple' ou 'transparent' *(soft-storey en anglais)* est fortement liée à l'effondrement progressif de bâtiments multi-étagés.

Définition : Selon IS 1893 : 2002 *«Un étage souple est un étage dans lequel la rigidité latérale est inférieure à septante pour cent de celle de l'étage supérieur ou inférieure à quatre-vingt pour cent de la rigidité latérale moyenne des trois étages supérieurs.»*



Figure 2.3 – Cisaillement des poteaux d'une construction à Bordj el bahri. Séisme de 2003, Algérie.

Les niveaux transparents sont très courants dans les bâtiments parce qu'on laisse le rez-de-chaussée ouvert en raison de l'usage : commerces, bureaux, réception dans les hôtels, parkings. Cette situation est particulièrement observée dans les ossatures en béton armé, où les colonnes sollicitées en compression n'offrent pas de ductilité vis-à-vis des sollicitations de cisaillement et flexion alternés et celles sollicitées en traction offrent peu de résistance en flexion [7].

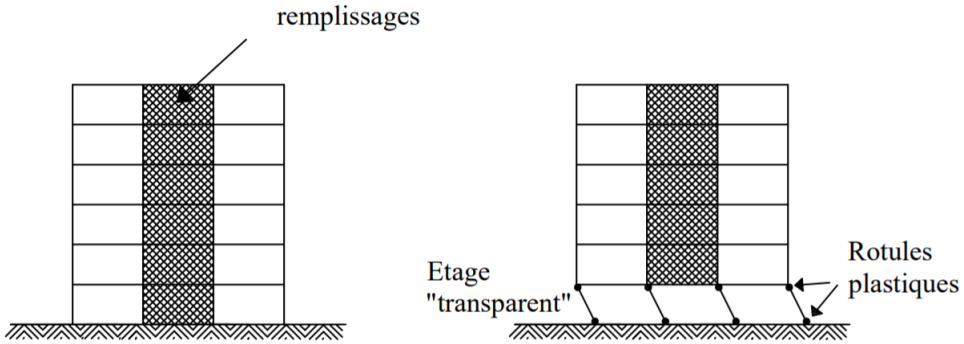


Figure 2.4 – Rez flexible (AFPS, 2002)

Les niveaux transparents sont fortement déconseillés dans les zones sismiques car ils peuvent constituer des niveaux flexibles, dans lesquels se concentrent toutes les déformations de la structure [8]. C'est ce qui apparaît dans la figure 2.4 : à gauche, un bâtiment présentant une régularité en élévation et à droite, une structure avec un étage transparent au niveau du rez-de-chaussée.

Sur la figure 2.5 on remarque que la présence de murs dans les étages supérieurs les rend beaucoup plus rigides que les étages ouverts. Ainsi, pendant un tremblement de terre, les étages supérieurs se déplacent presque ensemble comme un seul bloc, et la majeure partie du déplacement horizontal du bâtiment se produit dans l'étage souple, jusqu'à sa rupture.

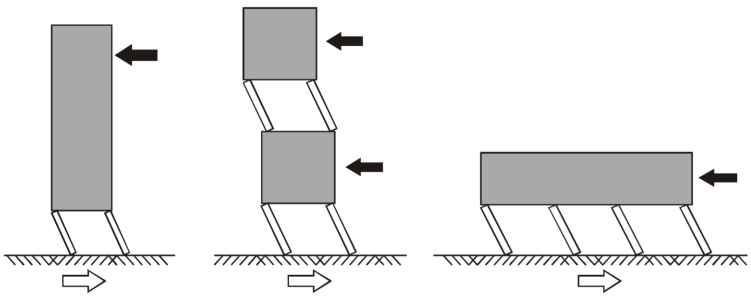


Figure 2.5 – Bâtiments avec niveaux transparents. (AFPS, 2002)

L'ensemble des étages supérieurs subissent alors une chute verticale importante qui implique un impact sur les colonnes du niveau inférieur. Pour peu que ces dernières aient déjà subi de grandes déformations suite aux oscillations du bâtiment, on en vient à se demander si ces colonnes ont été dimensionnées pour pouvoir résister à ces fortes sollicitations et éviter l'effondrement global du bâtiment.

2.1.4 Application de ce TFE

Dans une structure de bâtiment, les dommages locaux les plus graves se produisent lorsqu'un ou plusieurs composants de charge verticale (p. ex. colonnes ou murs) atteignent la ruine, ce qui entraîne une chaîne de défaillances qui se termine par l'effondrement total de l'ensemble du bâtiment ou d'une grande partie de celui-ci. Pour éviter les effondrements progressifs, d'autres trajectoires de charge doivent être disponibles pour que la charge supportée par la colonne endommagée soit transférée aux éléments voisins.

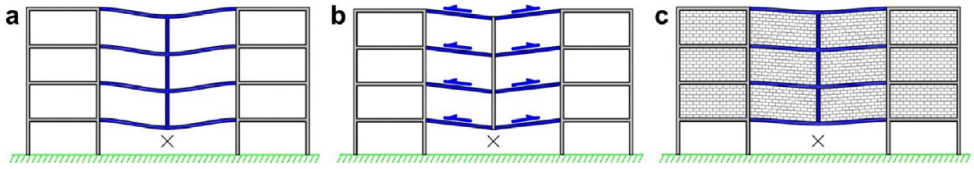


Figure 2.6 – Chemins de charge alternatifs : (a) Action Vierendeel ; b) action caténaire ; et c) contribution des éléments non structurels. [2]

Si d'autres voies efficaces ne sont pas disponibles, l'effondrement progressif est inévitable à moins que d'autres mesures de conception ne soient introduites (p. ex. conception d'éléments clés, segmentation) [2].

C'est donc pour élaborer d'autres mesures de conception qu'il est actuellement nécessaire d'approfondir les connaissances dans ce domaine. En déterminant la résistance d'éléments structuraux à l'impact vertical, ce mémoire tend à apporter sa pierre à l'édifice pour que, demain, les bâtiments soient mieux conçus pour résister aux évènements extrêmes qui se produisent de plus en plus fréquemment.

2.2 Chargement statique

2.2.1 Effet de l'excentricité de la charge

Il est bien connu que, sous l'effet d'une charge excentrée, une colonne présentera une résistance réduite par rapport au cas idéal d'une charge centrée sur sa fibre neutre, à cause des moments de flexion engendrés. Dans cette partie nous tâcherons de quantifier la perte de résistance de colonnes soumises à de telles excentricités dans le cas statique. Cela a une importance particulière pour nos colonnes car, comme nous le verrons dans le chapitre 4, une excentricité résiduelle sera observée à la fin des tests cycliques.

Hamdy M. Afefy et El-Tony M. El-Tony (2016) [9] ont analysé l'influence de l'excentricité en base et/ou en tête sur des colonnes rectangulaires (15x10 [cm^2]) en béton armé. Ces colonnes présentent un élancement λ égal à 41 dans le sens de l'inertie faible et sont construites en béton dont la résistance moyenne est de 43 [MPa]. Le taux d'armatures longitudinales est $\rho = 2\%$. Ces colonnes sont donc très semblables à celles étudiées dans ce mémoire.

Les cas qui nous intéressent sont les colonnes chargées avec une excentricité en tête et sans excentricité en pied. En termes de mode de rupture, pour les colonnes dont l'excentricité en tête est de $0.1b$ ou $0.3b$ avec b, la largeur de la colonne, on observe une rupture de compression

légèrement en dessous de la tête de la colonne comme on peut le constater dans les images 2.7 et 2.8.



Figure 2.7 – Colonne avec excentricité relative de 10%. [9]



Figure 2.8 – Colonne avec excentricité relative de 30%. [9]

En ce qui concerne la résistance relative de ces colonnes, elle est respectivement de 79% et 61% par rapport à la colonne "contrôle" testée sans excentricité.

Dans une autre article, A.Z.S Agha et M.H.F Rashid (2018) [10] présentent une étude théorique dans le but de déterminer les effets de l'excentricité de la charge sur les colonnes en béton armé en prenant en compte le taux d'excentricité, le taux d'armatures longitudinales, la résistance et la forme de la section du béton.

On lit à la figure 2.9 que pour un taux d'armature longitudinale de 2%, un taux d'excentricité de l'ordre de 10% de la largeur de la colonne, on aura une résistance relative de 77% environ, c'est-à-dire une perte de résistance de 23%. Ces résultats sont en accord avec l'article précédent et confirment une perte de résistance supérieure à 20% pour une excentricité relative de 10%.

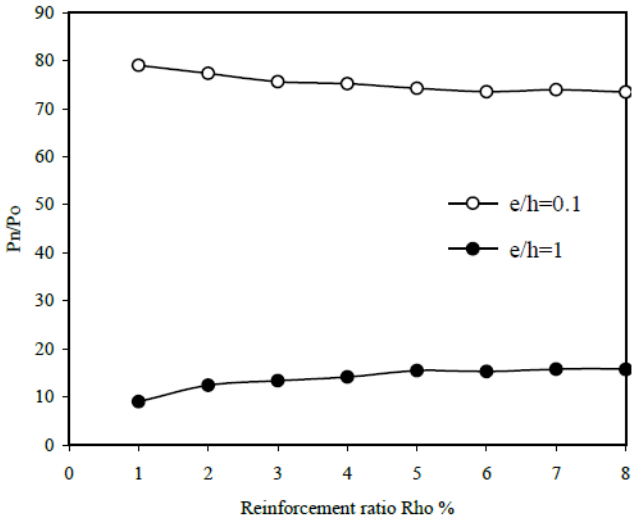


Figure 2.9 – Résistance relative d'une colonne en fonction du taux d'armatures longitudinales pour $f_{ck} = 28$ [MPa] et $f_{sk} = 414$ [MPa]. [10]

2.2.2 Effet d'un chargement horizontal cyclique préalable

Dans cette partie nous nous intéresserons à l'effet d'un chargement cyclique horizontal sur la résistance verticale des colonnes. Puisque nos colonnes seront soumises à un tel chargement avant de subir un impact vertical, il est intéressant de pouvoir quantifier la perte de résistance et de ductilité liée à de tels chargements.

H. Rodrigues et al.(2014) [11] ont mis en évidence la perte de résistance et de ductilité des colonnes rectangulaires (30x50 [cm^2]) soumises à un chargement cyclique uni-directionnel ou bi-directionnel ainsi qu'à un chargement axial variable de manière à modéliser un tremblement de terre. Ce qui retient notre attention est le chargement unidirectionnel puisque c'est celui qui sera utilisé pour tester nos propres colonnes. On observe, d'une part, que les pertes de résistance dans la direction de l'inertie forte et faible sont de l'ordre 45% pour des valeurs de dérive latérale allant de 3.5 à 4.5% comme le montre le graphe 2.10. D'autre part, les pertes de ductilité peuvent atteindre respectivement 20% à 50% suivant la faible ou forte inertie de la colonne.

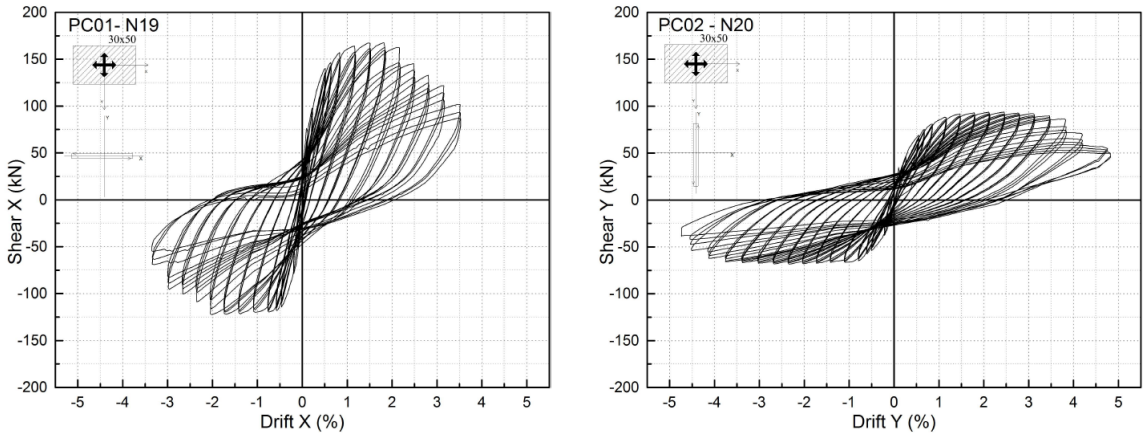


Figure 2.10 – Courbe d'hystérèse pour des colonnes en béton armé chargées selon l'axe fort X ou faible Y. [11]

Dans notre cas nous considérons des colonnes carrées, nous n'avons donc pas d'inertie forte ou faible. On peut ainsi s'attendre à des pertes de résistance et de ductilité entre ces valeurs. Il faut néanmoins prendre en compte que nous n'avons pas prévu de chargement axial.

Dans un autre article, M. Saatcioglu et G. Ozcebedes (1989) [12] ont mis en place un dispositif expérimental afin de tester des colonnes en béton armé sous différentes charges latérales. L'influence de la charge axiale est ensuite étudiée. Des paramètres tels que le confinement des armatures et la trajectoire de déformation sont ainsi pris en considération.

Les résultats montrent que les colonnes qui ne sont pas soumises à des charges axiales perdent environ 18% de résistance à une déformation cyclique horizontale allant jusqu'à 2 Δ_y, où Δ_y est la déformation élastique maximale. D'autre part, pour une même déformation, on observe jusqu'à 50% de perte de résistance pour une colonne chargée à 20% de sa capacité.

Sur le graphe 2.11, on observe les courbes d'hystérèse de la déformation en tête de colonne en fonction de la charge latérale pour les cas non chargés ou chargés axialement. On observe que l'effet de la compression axiale est d'accélérer la dégradation de résistance et de rigidité sous un cycle de charges inélastiques répétées.

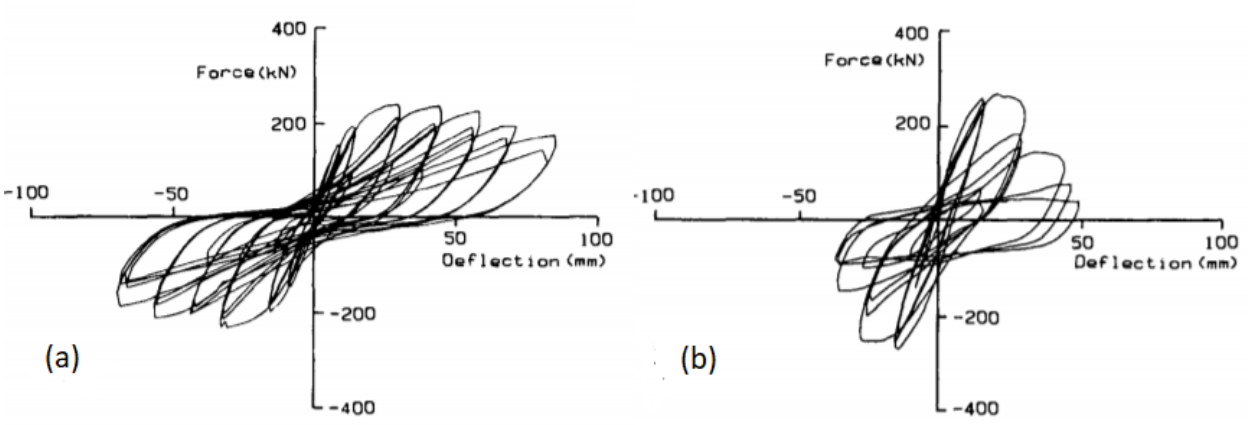


Figure 2.11 – Charge latérale-Déformation en tête de colonne (a) sans charge axiale et (b) avec charge axiale. [12]

Une autre conclusion tirée de cet article est qu'une colonne confinée par un renforcement transversal et longitudinal, où chaque barre longitudinale est soutenue par un étrier, présente une meilleure réponse que celle d'une colonne où une barre longitudinale sur deux est soutenue.

2.3 Chargement à l'impact

2.3.1 Qu'est ce que l'impact ? Comment le quantifier ?

L'impact est un chargement difficile à mesurer et à prédire. Il est, en effet, influencé par une combinaison de plusieurs facteurs. Il s'agit, entre autres, de la taille de la zone endommagée (endommagement local ou global), du pourcentage de l'énergie dissipée ou restituée, des forces inertielles dues à la structure, des conditions d'interface ou des conditions limites. Dès lors, il n'existe pas de formule toute faite pour déterminer les forces qui agiront sur une structure

soumise à un impact et il y aura donc toujours une incertitude concernant le comportement d'une structure soumise à l'impact. (Imbeau, 2012)

2.3.2 *Influence du taux de déformation*

Un paramètre important permettant de mieux comprendre l'impact est l'influence du taux de déformation. Comme le montre la figure 2.12, les tests à l'impact résultent en des taux de déformations entre 10^{-1} et $10^{2}\left[s^{-1}\right]$ supérieurs à ceux observés lors de séismes(10^{-3} à $10^{-2}\left[s^{-1}\right]$) et inférieurs aux taux de déformations dus aux explosions ($10^{3}\left[s^{-1}\right]$). Enfin, le cas quasi-statique se situe vers $10^{-5}\left[s^{-1}\right]$.

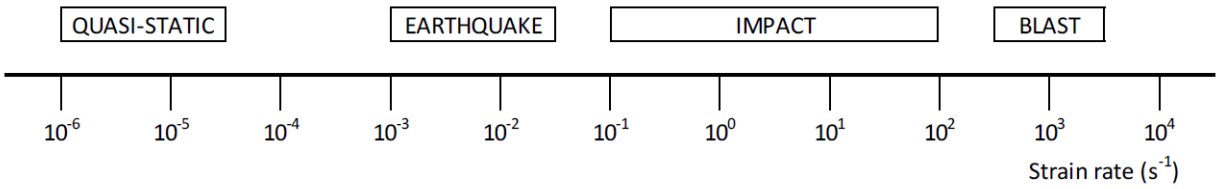


Figure 2.12 – Spectre des taux de déformations associés aux différents types de chargement.

Nous verrons, dans les pages suivantes, que les matériaux structuraux, béton et acier, peuvent présenter une augmentation de résistance et de rigidité relativement marquée, si ils sont soumis à des vitesses de chargement élevées.

2.3.3 *Comportement du béton à l'impact*

Dans un rapport de 1984, A.J. Zielinski [13], étudie l'influence du taux de déformation sur les matériaux béton et acier. On y apprend que le béton est très sensible à la vitesse de déformation et ce, particulièrement en traction où sa résistance peut être augmentée jusqu'à un facteur 5, comme le montre le graphe 2.13 :

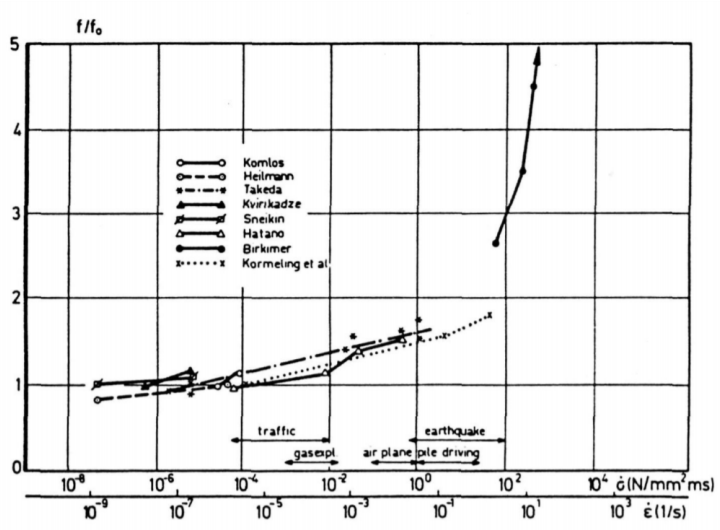


Figure 2.13 – Influence du taux de déformation sur la résistance en traction du béton. [13]

D'autre part, en observant la figure 2.14, on apprend que la résistance en compression du béton est également influencée par la vitesse de chargement :

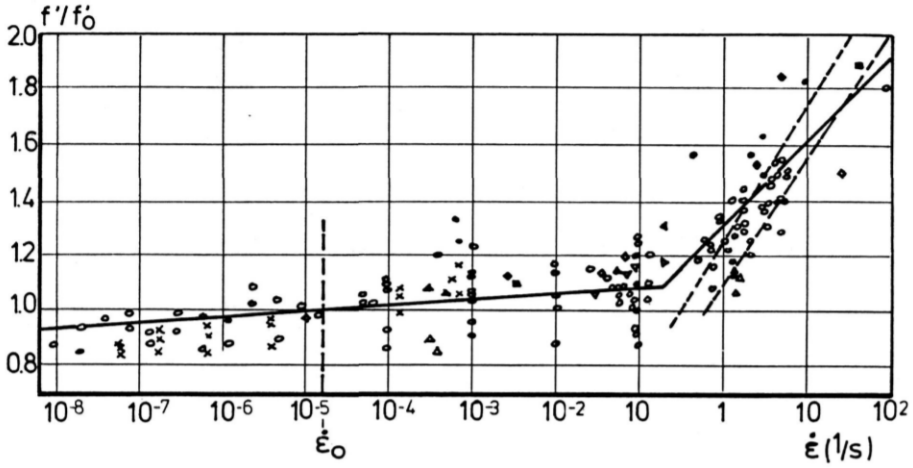


Figure 2.14 – Influence du taux de déformation sur la résistance en compression du béton. [13]

On observe 2 tendances principales : une très légère augmentation de la résistance jusqu'à un taux de déformation de $\dot{\epsilon} = 0.2[1/s]$, puis une augmentation bien plus prononcée pour des taux plus élevés. Il est donc primordial d'estimer la valeur du taux de déformation afin de connaître le comportement du béton durant l'impact.

Dans un article de 2004, P. Sukontasukkul et al. [14] utilisent la théorie de la mécanique de l'endommagement afin d'étudier le changement de comportement du béton lorsqu'il est soumis à un impact par rapport à un chargement statique classique. Deux approches sont utilisées et comparées : l'une est basée sur la variation de module élastique et la seconde sur la variation du taux de déformation.

Avant tout, il est important de définir le paramètre suivant : la détérioration D qui est définie comme étant la proportion de micro-vides ou micro-fissures sur une section quelconque. Donc $0 < D < 1$.

Théorie de la mécanique de l'endommagement

Variation de module élastique Pour les matériaux ductiles, en considérant l'approche de la variation de module élastique, la dégradation est définie par

$$D = 1 - \frac{E_{eff}}{E} \tag{2.1}$$

Pour un matériau fragile comme le béton, on préférera utiliser la formule suivante :

$$D_s = 1 - \frac{E_{sec}}{E_{int}} \tag{2.2}$$

La figure 2.15 permet de mieux visualiser cela :

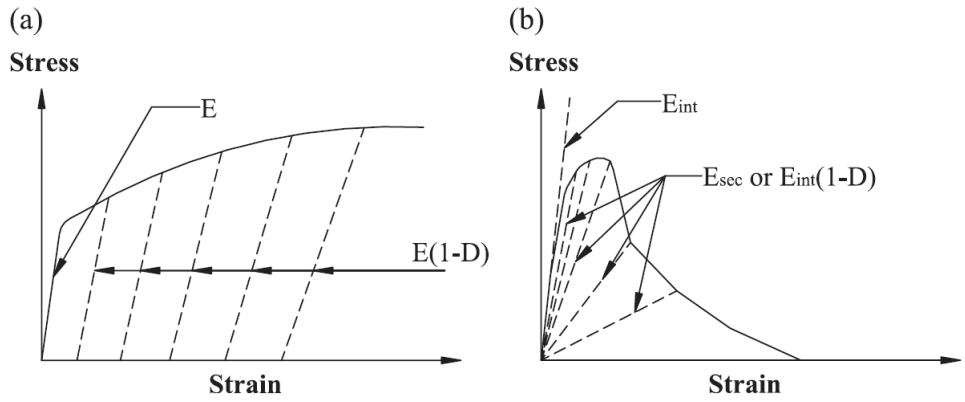


Figure 2.15 – Mesure de E pour un matériau (a) ductile et (b) fragile. [14]

Variation du taux de déformation Il a été observé que, lors de tests à l'impact, l'augmentation de déformation jusqu'à la charge maximale n'était pas linéaire. En effet, elle est plus lente au début et augmente progressivement avec l'endommagement. Ce dernier peut donc être formulé de la manière suivante : $D_{\mathrm{i}} = 1 - \left(\frac{\dot{\varepsilon}_{\mathrm{int}}}{\dot{\varepsilon}(t)}\right)^{1/N}$ avec $\dot{\varepsilon}_{\mathrm{int}}$ le taux de déformation initial et N une constante supposée égale à 1.

Tests et résultats des tests Les auteurs ont effectué 3 types de tests différents sur des échantillons identiques : un test statique à une vitesse de chargement de 0.5 [in./s] = 1.27 [cm/s] ainsi que des tests à l'impact avec une masse de 578 [kg] placée à une hauteur de 250 [mm] dans un premier cas et 500 [mm] pour les derniers tests.

Les échantillons sont des cylindres de béton de 100 [mm] de diamètre pour 200 [mm] de hauteur.

Les résultats des tests sont visibles dans le graphique 2.16

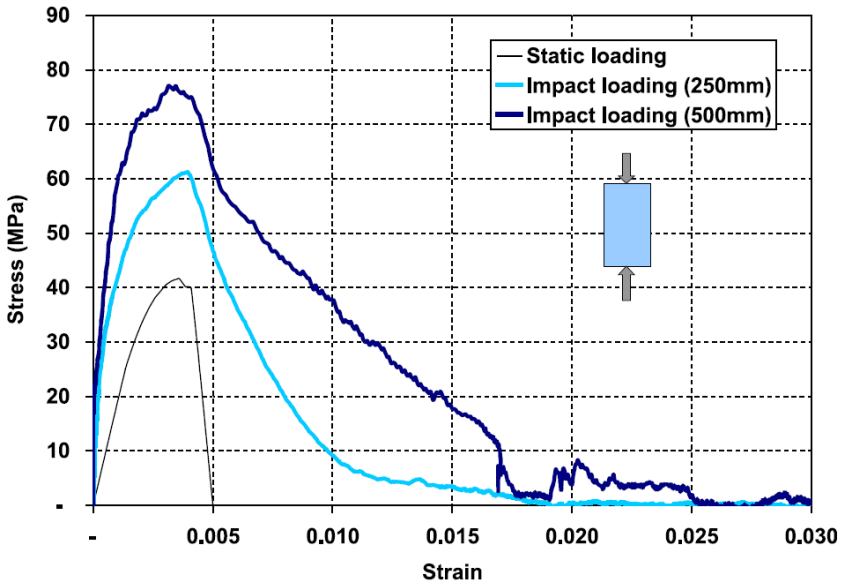


Figure 2.16 – Diagramme contraintes-déformation des échantillons soumis à un chargement statique et à l'impact. [14]

Il est à noter que les courbes contraintes-déformation des impacts ont pu être obtenues avec la mesure de l'accélération et donc la première loi de Newton.

On observe immédiatement que le béton réagit d'un manière tout à fait différente lorsqu'il est soumis à un impact. Il adopte un comportement plus fragile et augmente sa résistance et son module d'élasticité. La portion linéaire dans le diagramme contraintes-déformation s'étend à des valeurs plus importantes dans le cas de l'impact et s'accroît avec l'augmentation de la hauteur de la chute (et donc de la vitesse de chargement).

L'explication donnée est que les micro-fissures n'ont pas le temps de se propager autour des agrégats du béton mais bien à travers.

Endommagement du béton

Variation de module élastique La diminution du module de Young du béton est d'autant plus rapide que la vitesse d'impact est élevée. En effet, les fissures sont forcées à se propager plus rapidement et la perte de rigidité en est donc affectée. Le graphe 2.17 montre cette diminution exponentielle du module élastique en cas d'impact par rapport à un cas de chargement statique :

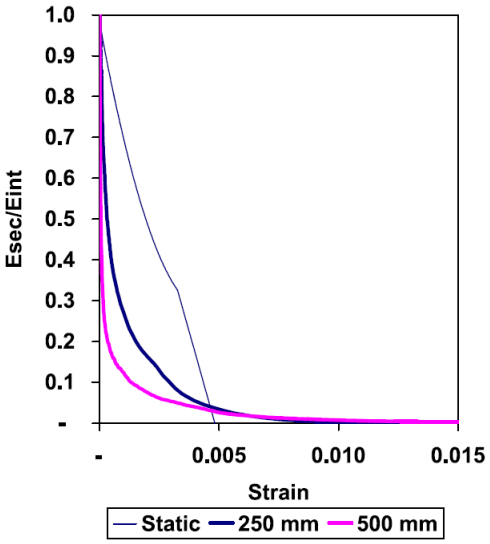


Figure 2.17 – Diminution du module élastique avec la déformation. [14]

Avec cette information il est maintenant possible de superposer le graphe contrainte déformation et l'endommagement des sections comme à la figure 2.18. Dans le cas statique, au niveau du pic de contraintes, l'endommagement se situe à 65% environ. En revanche, pour ce qui est des impacts, l'endommagement est de 87% et 96% respectivement pour les chutes à 250 [mm] et 500 [mm]. Ces valeurs élevées de D indiquent que les échantillons sont déjà complètement fracturés au niveau du pic de contraintes. Ensuite, après le pic, l'énergie de déformation est assez importante que pour arriver à un endommagement total.

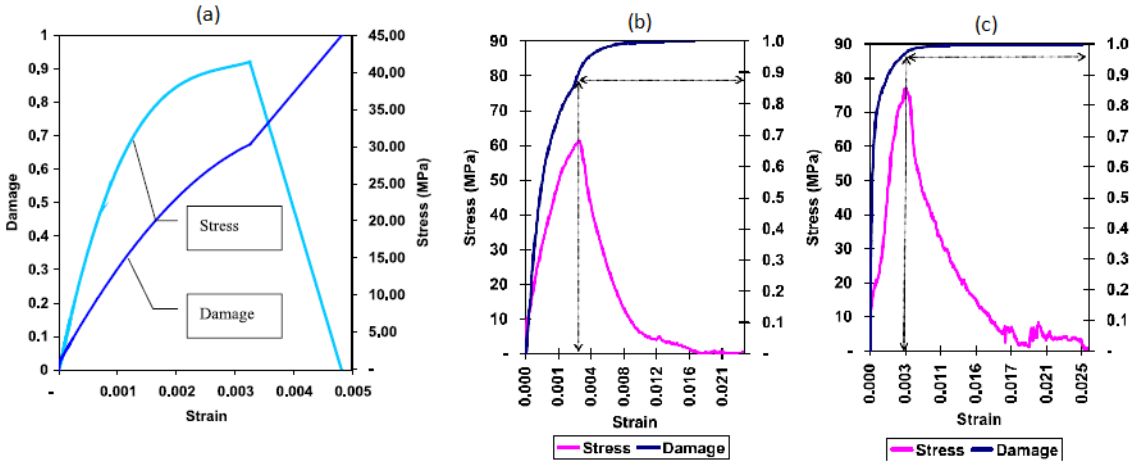


Figure 2.18 – Superposition diagramme contrainte-déformation et endommagement pour (a) chargement statique, (b) impact à 250 [mm] et (c) impact à 500 [mm]. [14]

Variation du taux de déformation Les valeurs trouvées sont approximativement similaires à celles obtenues avec l'autre méthode avant le pic de contraintes. Cependant, après ce pic la valeur de D n'atteint jamais 1 et cela est du au fait que le taux de déformation ne sera jamais infini.

2.3.4 Comportement de l'acier à l'impact

Dans un article de 1998, L.J.Malvar et J.E.Crawford [15] cherchent à donner une formule pour le coefficient d'amplification dynamique (DIF) de la limite d'élasticité f_y et de la résistance limite f_u de barres d'aciers structuraux.

Pour cela, les auteurs ont réalisé une revue de littérature afin d'analyser l'influence du taux de déformation sur les propriétés des barres renforcées. Il est démontré que le DIF diminue pour des aciers caractérisés par une haute limite élastique et que ce coefficient d'amplification est plus élevé pour la limite élastique que pour la résistance ultime.

La formulation trouvée peut être représentée par une droite dans un graphe dont l'axe des abscisses est le logarithme du taux de déformation et l'axe des ordonnées est le DIF comme le présente la figure 2.19

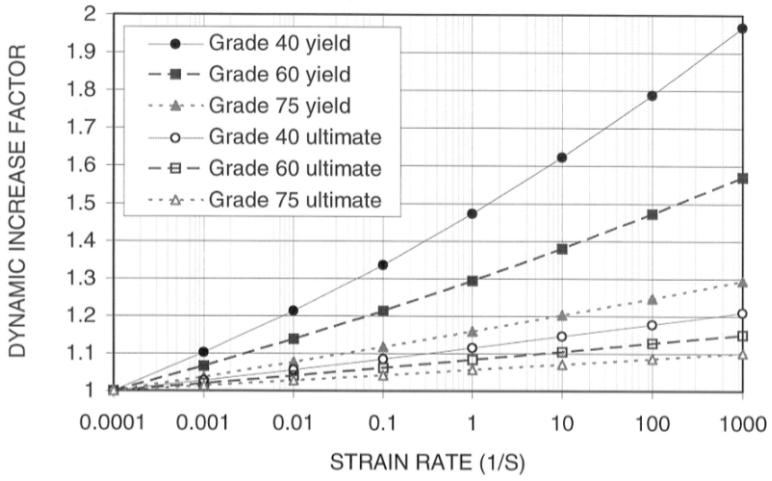


Figure 2.19 – Influence du taux de déformation sur le DIF de certains aciers. [15]

D'autre part, la formulation ci-dessous peut être appliquée à tout type d'acier dont la limite d'élasticité se trouve entre 290 et 710 [MPa] :

$$DIF = \left(\frac{\dot{\epsilon}}{10^{-4}}\right)^{\alpha} \tag{2.3}$$

où

- pour la limite d'élasticité,

$$\alpha = \alpha_{fy} = 0.074 - 0.04\,\frac{f_y}{60} \tag{2.4}$$

- pour la résistance ultime,

$$\alpha = \alpha_{fu} = 0.019 - 0.009\,\frac{f_y}{60} \tag{2.5}$$

avec f_y, la limite élastique en ksi.

Dans une conférence ayant eu lieu en 1999 [16], les auteurs Dr C.S.Wiesner et H. MacGillivray réalisent un état de l'art en ce qui concerne l'influence de la vitesse de chargement sur le comportement des aciers structuraux.

Il est notamment question de l'augmentation de la résistance ultime et de la limite d'élasticité. Les figures 2.20 et 2.21 illustrent ces propos.

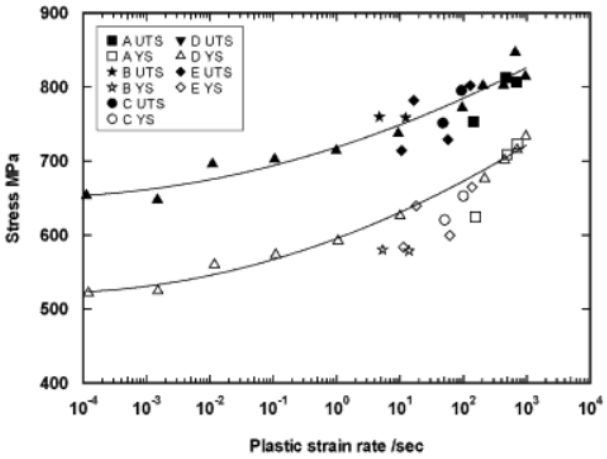


Figure 2.20 – Influence du taux de déformation sur la limite d'élasticité (courbe basse) et la résistance ultime (courbe haute) de l'acier 20 Mn Mo Ni 55. [16]

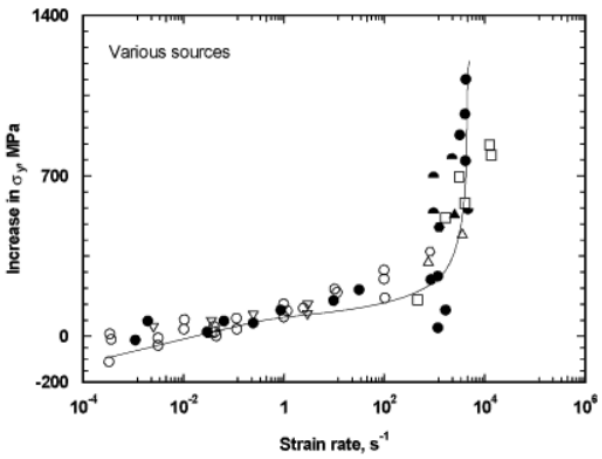


Figure 2.21 – Influence du taux de déformation sur l'augmentation de la limite d'élasticité de différents aciers. [16]

Un graphique représentant la forme générale de l'acier 20 Mn Mo Ni 55 soumis à différentes vitesses de chargement est également fourni à la figure 2.22 :

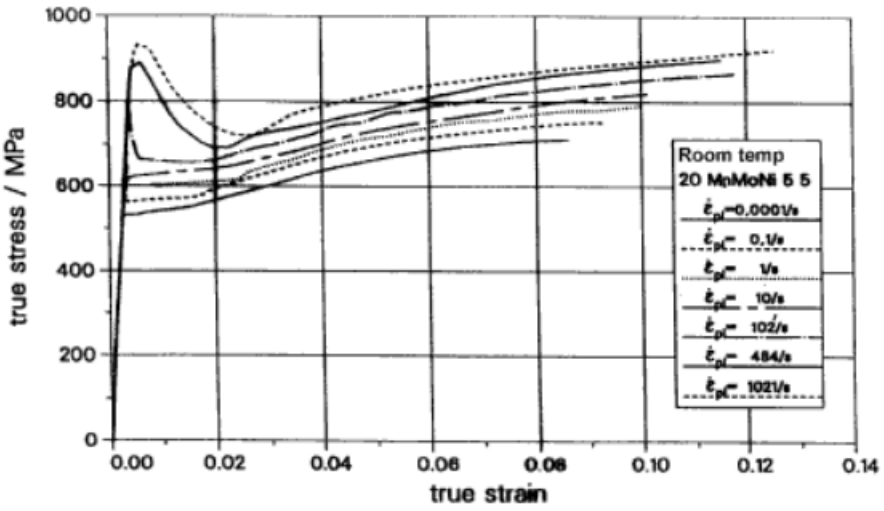


Figure 2.22 – Influence de la vitesse de chargement sur le diagramme contrainte - déformation de l'acier 20 Mn Mo Ni 55. [16]

Pour une vitesse de déformation de l'ordre de $\dot{\epsilon} = 1$ [1/s], on a une augmentation de la limite d'élasticité de l'ordre de 10% et une augmentation de la déformation ultime de 15% environ.

2.3.5 Comportement des colonnes à l'impact transversal

Dans cette partie, nous analyserons différentes études traitant de l'impact transversal sur des colonnes en béton armé. Sachant que l'impact qui nous concerne dans le cadre de ce mémoire est un impact axial, nous ne prendrons pas les résultats suivants pour acquis mais ces derniers pourront cependant nous aider à mieux cerner les enjeux autour de l'impact en général.

Dans un article de 2006 [17], les auteurs A.M. Remennikov et S. Kaewunruen créent un protocole expérimental afin de tester à l'impact transversal des colonnes carrées (10x10 [cm^2]) en béton armé. Une partie des colonnes est testée avec une charge statique et l'autre partie est testée à l'impact. Le but étant de comparer les forces engendrées et les modes du rupture. Les tests à l'impact sont réalisés avec des masses de 160 [kg] et des hauteurs de chutes entre 1.2 et 1.9 [m] correspondant à des vitesses d'impact entre 3.4 et 4.3 [m/s] et à des énergies cinétiques entre 0.94 et 1.46 [kJ].

À la figure 2.23, on observe les forces de rupture en statique et à l'impact. L'ordre de grandeur des forces est identique entre les deux types de chargement alors qu'on pourrait s'attendre à observer des forces plus importantes pour l'impact. Il est expliqué que, dans ce cas, les forces inertielles compensent un certain pourcentage du chargement externe, phénomène qui n'intervient pas dans le chargement statique.

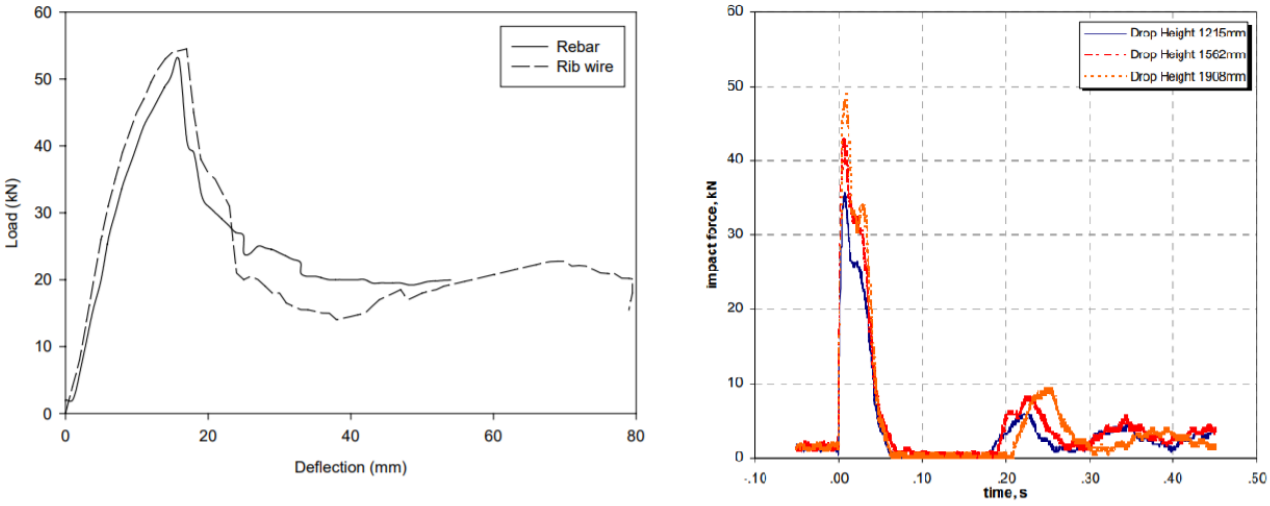


Figure 2.23 – Forces de réaction au chargement statique (gauche) et à l'impact (droite) des colonnes. [17]

En ce qui concerne les modes de ruptures, les auteurs constatent des ruptures fragiles d'efforts tranchants et non de moments fléchissants pour les tests statiques et à l'impact. On observe un facteur d'amplification d'environ 2 aux appuis pour la réaction verticale par rapport à un chargement statique.

Dans un article de 2017 [18], C.Demartino et al. étudient expérimentalement et de manière numérique le comportement de colonnes circulaires en béton armé soumises à des collisions transversales avec des voitures. Les deux paramètres étudiés sont l'influence de l'espacement des étriers ($s = 330$ [mm] pour les types 1 et $s = 100$ [mm] pour les types 2) et l'influence de la vitesse d'impact. Les tests L étant réalisés à une vitesse de 3 [m/s] et les tests H à 4.5 [m/s]. La masse de l'impacteur est de 1582 [kg] et l'énergie respective des tests L et H est de 7.12 et 16.02 [kJ]. Dans la figure 2.24, on peut voir la variation temporelle des forces d'impact pour les tests L et H. Il apparaît clairement que, pour des vitesses élevées, les forces d'impact sont bien plus importantes et les durées plus faibles. Il est d'ailleurs intéressant de constater qu'une augmentation de 50% de la vitesse entraîne au augmentation de 50% des forces d'impact. D'autre part, on constate également que le pic de force se situe toujours aux alentours de 1.5 [ms].

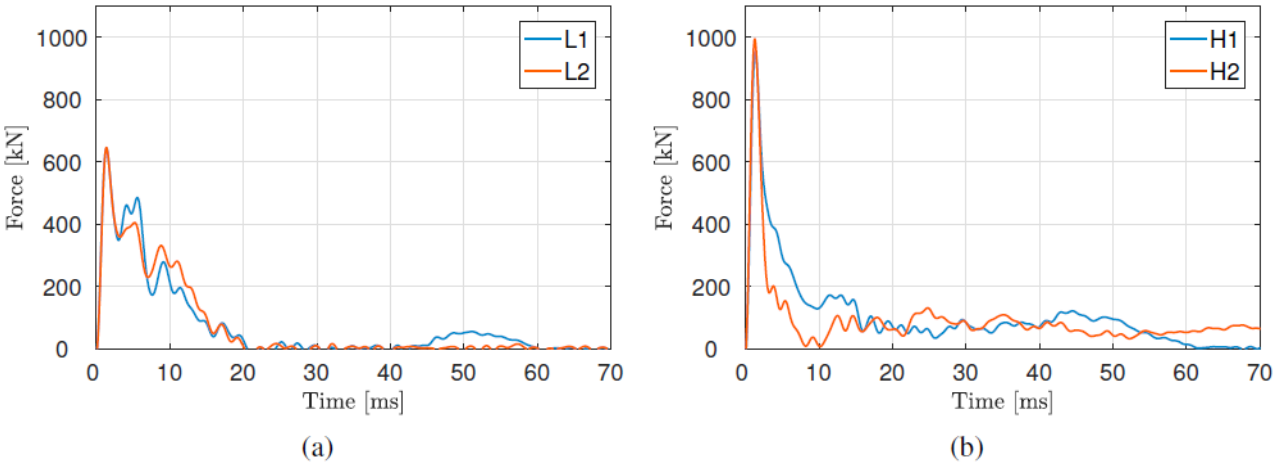


Figure 2.24 – Variation temporelle des forces d'impact pour les tests L(a) et H(b). [18]

Les auteurs ont également capturé des images à très haute vitesse et il est dès lors possible d'observer l'état d'endommagement des colonnes au cours du temps. Pour les tests à basse vitesse (L1 et L2), on n'observe pas de fissures avant 2.5 [ms], puis une fissure principale se forme depuis la base jusqu'au point d'impact entre 5 et 7.5 [ms]. A la fin de l'impact, la colonne n'est pas complètement détruite et conserve un peu de résistance. Pour les tests à haute vitesse, des petites fissures sont visibles au temps $t = 2.5$ [ms], puis au cours du temps, des fissures diagonales se développent et mènent la colonne jusqu'à la rupture. La colonne H2, contenant les étriers plus rapprochés, a supporté plus de déformation que la colonne H1 grâce à une meilleure résistance à l'effort tranchant.

2.4 Équivalence impact-chargement statique

Cette partie a pour objectif de démontrer les relations existantes entre un chargement à l'impact et un chargement statique. Dans un premier temps, nous poserons les bases théoriques de telles relations puis nous nous appuierons sur des exemples concrets pour valider la théorie.

2.4.1 Approche théorique

Il existe deux manières de mesurer la force d'impact. La première fait appel à la relation entre force et distance et la seconde entre force et temps.

Dans tous les cas nous partons du principe de la conservation d'énergie potentielle en énergie cinétique :

$$mgh = \frac{1}{2}mv^2 \tag{2.6}$$

A partir de là il est possible d'évaluer la vitesse de chute au moment de l'impact avec

$$v = \sqrt{2gh} \tag{2.7}$$

Relation entre force et distance Si l'on connaît la distance parcourue par un objet lors de l'impact qu'il subit, on peut estimer la force moyenne appliquée sur cet objet en réaction. En

utilisant le principe du travail, on sait que ce dernier est égal au produit d'une force par une distance.

$$W = F_{moy} \cdot d = \frac{1}{2}mv^2 \tag{2.8}$$

$$F_{moy} = \frac{mv^2}{2d} \tag{2.9}$$

Plus la distance parcourue est importante, moins la force d'impact subie sera élevée car le matériau est peu rigide et se déforme beaucoup. Il reste donc à évaluer la distance parcourue après l'impact, ce qui n'est pas une chose aisée à prédire. Cela dépend notamment du type d'impact, de la rigidité et géométrie des matériaux que l'on considère, etc.

Relation entre force et temps L'autre manière de procéder est de mesurer la largeur de pulsation. Il est ensuite possible d'obtenir l'accélération avec

$$a = \frac{v_{init} - v_{fin}}{t_{puls}} \tag{2.10}$$

Ensuite, grâce à la seconde loi de Newton, on peut en déduire la force moyenne d'impact :

$$F_{moy} = ma = m\frac{dv}{t_{puls}} \tag{2.11}$$

Plus la durée d'impact est grande, plus la force est répartie dans le temps et diminue.

2.4.2 Exemples dans la littérature

Dans un article de 2019 [19], T.Lan et al. étudient, à l'aide des éléments finis (*ABAQUS*), le comportement des éléments tubulaires en acier remplis de béton et soumis l'impact axial. Les effets de huit facteurs sur la charge d'impact axial ont été étudiés. Ces facteurs sont : la vitesse d'impact, le rapport de masse entre le corps impactant et la colonne, le taux de contrainte axiale, le taux d'armatures longitudinales, l'élancement, la résistance du béton, l'excentricité de l'impact et les conditions limites. En outre, les effets du fluage du béton sur la charge d'impact ont également été pris en compte en modifiant les paramètres des matériaux composant le béton. Enfin, une formule de la valeur maximale de la force à l'impact a été élaborée. Cependant, étant donné les très grandes différences qui existent entre ces simulations et nos colonnes (tube d'acier, masse considérée, énergies d'impact,...), nous ne pouvons pas retirer d'information concrète de la formule proposée. Néanmoins, les conclusions de cette recherche sont intéressantes et nous informent que :

1. La charge d'impact maximale et le temps de contact augmentent avec la vitesse d'impact.
2. Le rapport de masse a peu d'effets sur la valeur du pic de la force d'impact.
3. Après le fluage du béton, la charge d'impact maximale augmente avec le rapport de pression axiale, le taux d'armatures longitudinales, l'élancement, et la résistance du béton.
4. La valeur du pic de force à l'impact décroît linéairement avec l'excentricité de la charge d'impact.

Nous pouvons également évoquer l'article [20] de J.Ari-gur et al. Les auteurs ont étudié analytiquement et expérimentalement la réponse dynamique de colonnes en acier et aluminium soumises à un impact axial. Ils ont mis en avant une formule permettant de quantifier le DIF (dynamic amplification impact) en fonction de l'élancement λ des colonnes et de la durée de la pulsation τ, comme on peut le voir dans la figure 2.25.

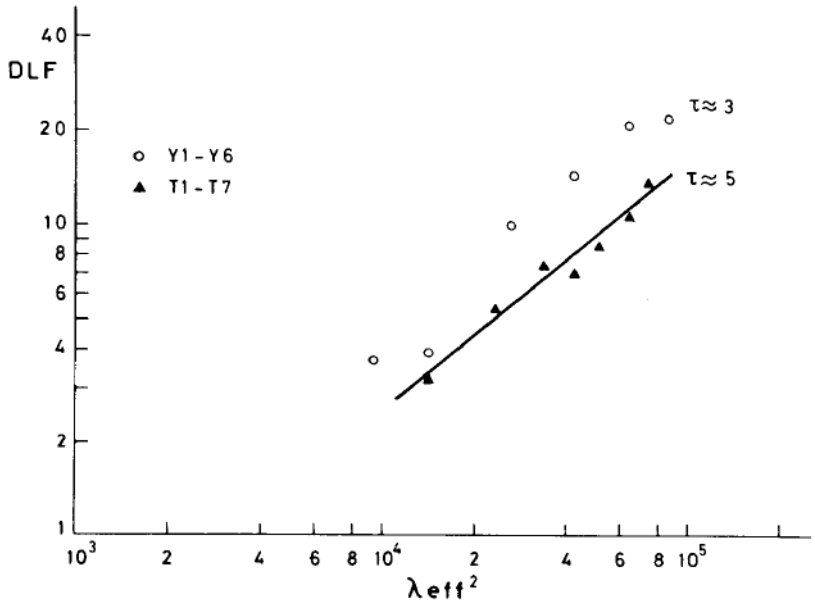


Figure 2.25 – Relation entre le DIF et l'élancement λ pour différentes durées d'impact τ. [20]

De nombreux autres articles et études se sont intéressés à quantifier l'équivalence entre l'impact transversal et les forces engendrées.

On pourrait citer J.H. Haido [21] qui a mis au point une formule pour calculer le facteur d'amplification dynamique d'un impact sur une poutre en béton avec des fibres de verre.

On peut également mentionner le travail [22] de J.K.Wong qui étudie différents types d'impact sur des poutres et propose des modèles pour évaluer les forces et les modes de vibration pour chacun de ces types d'impact.

Tous ces travaux peuvent nous apporter des connaissances sur l'impact mais ne portent pas sur l'essence même de notre mémoire, à savoir l'impact vertical sur des colonnes en béton armé soumises à un effondrement progressif. Cela nous confirme donc bien que la recherche dans ce domaine est ouverte et justifie l'utilité de notre TFE.

3 Dispositif expérimental

Ce travail repose sur la comparaison d'une analyse numérique avec les données récoltées au cours d'une expérimentation au LEMSC *(Laboratoire essais mécaniques, structures et Génie civil)*. Pour cela, il faut concevoir un dispositif afin de reproduire le plus fidèlement possible les effets d'un effondrement progressif sur des éléments structuraux d'un bâtiment, à savoir des colonnes.

3.1 Conception des colonnes

Comme mentionné auparavant (1.3), notre TFE se fait en partenariat avec celui de Marie-Joy de Crombrugghe et François Beauvois [1] qui étudie et caractérise l'influence de divers paramètres *(taille des armatures, dimension des granulats, et facteur de réduction)* sur le comportement structurale de colonnes à échelle réduite. Afin de satisfaire aux conditions d'expérimentation de nos travaux respectifs, il faut que le dispositif de test puisse s'adapter facilement aux différents formats de colonnes à tester.

3.1.1 Paramètres influençant la forme

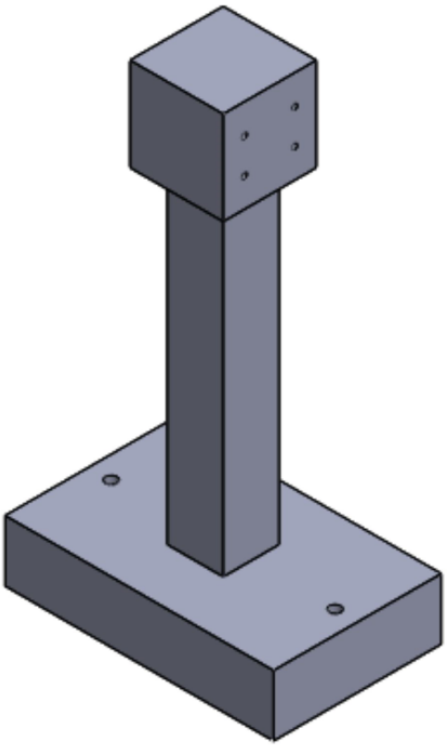


Figure 3.1 – Vue 3D - Colonne 1A.

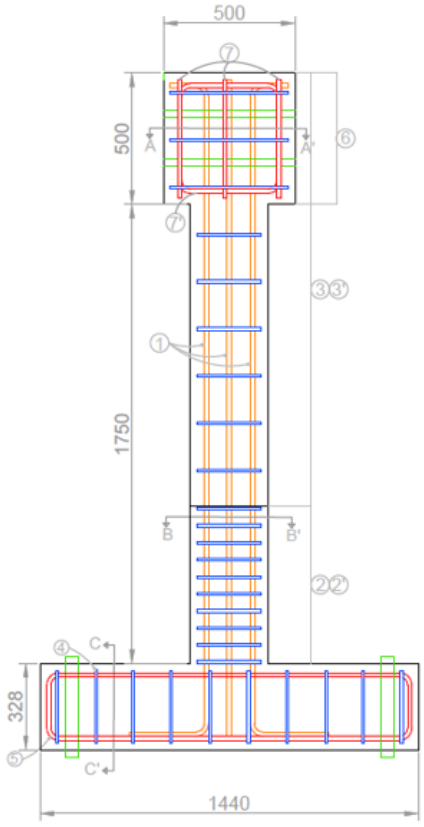


Figure 3.2 – Ferraillage - Colonne 1A.

Pour arriver à la forme finale de nos colonnes (cfr Figure 3.1), les conditions suivantes ont été fixées :

- Nous nous concentrerons sur **3 échelles différentes**, à savoir une taille réelle 1:1, une intermédiaire 3:4 et enfin un échelle réduite à 1:2.

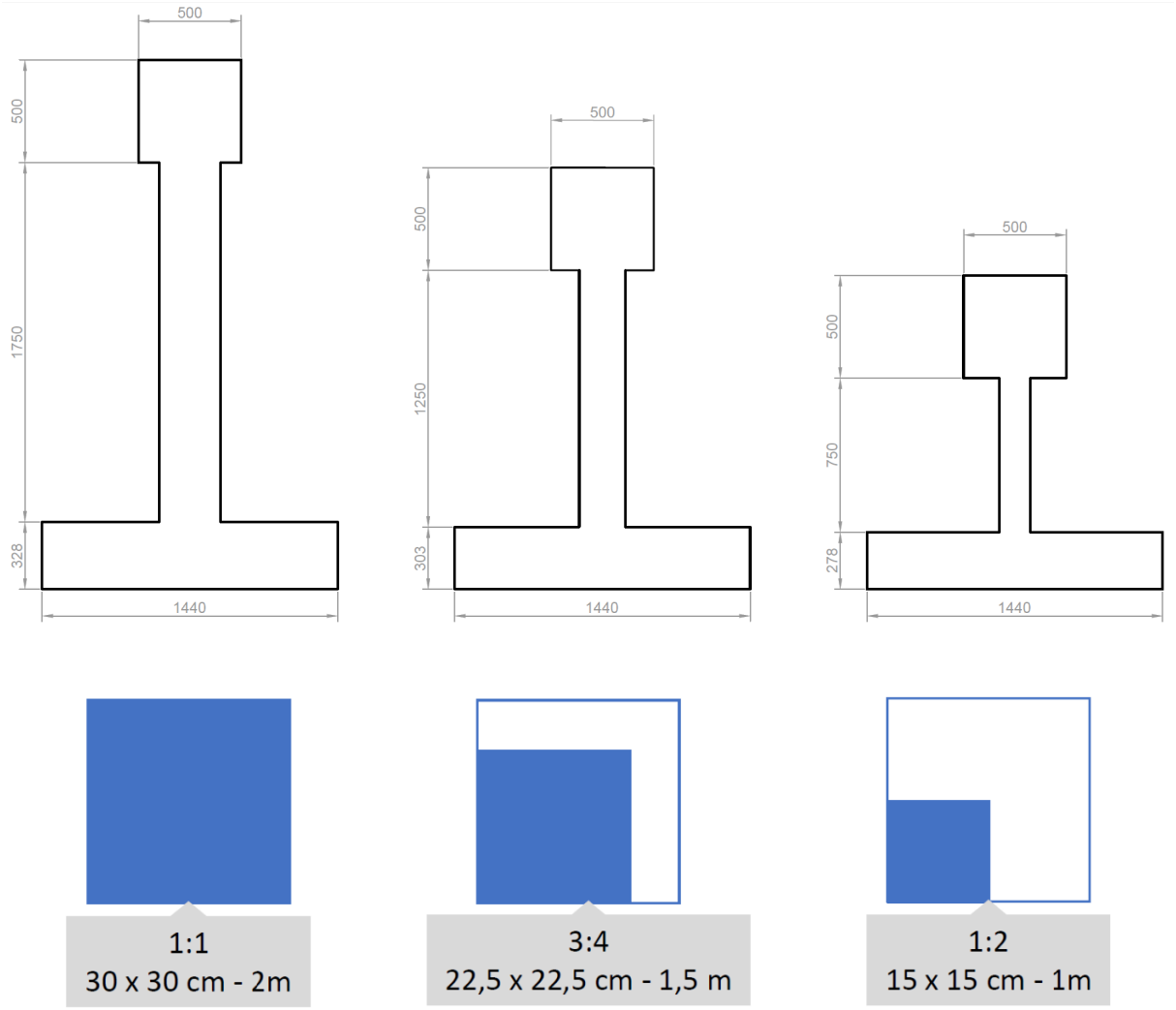


Figure 3.3 – Échelles des colonnes.

- La base des colonnes est élargie afin de :

  o Représenter la dalle du sol.
  o Permettre un bon encastrement de la colonne.
  o Empêcher l'apparition de fissures dans la base.
  o Respecter les dimensions des réservations du plancher d'essai.

- La présence d'un bloc en tête de colonnes permet de :

  o Représenter la dalle du plafond.
  o Assurer une résistance suffisante lors de l'impact et une grande surface de contact avec la masse.
  o Respecter les dimensions contraintes par la taille du Fondytest.

Réservations

- Réservations pour la fixation au vérin

  Afin de connecter les tiges filetées M27 à la tête des colonnes, quatre réservations cylindriques de 28 [mm] de diamètre sont mises en place à l'aide de tube en PVC.

- Réservations pour l'ancrage au plancher d'essai

  Dans le but d'ancrer parfaitement la base des colonnes au plancher d'essai, deux réservations de 50 [mm] de diamètre sont prévues. Celles-ci traversent la base des colonnes de part en part et sont placées au droit des trous d'ancrages prévus dans le plancher du LEMSC. Les colonnes peuvent donc être ancrées au plancher d'essai à l'aide de barres dywidags précontraintes. Le détail des calculs des efforts à appliquer sont repris dans l'annexe G.2.

3.2 Réalisation des colonnes

3.2.1 Coffrage

La première étape pour réaliser les colonnes a été de trouver un moyen de réaliser les coffrages. Initialement, nous avons contacté des firmes spécialisées. Cependant, la complexité de ces coffrages engendrait des prix faramineux. C'est pourquoi nous nous sommes lancés à la recherche d'une autre possibilité et avons choisi de confier ce travail à Denis Dayez, Artisan Restaurateur Ébéniste, qui a accepté de les réaliser avec l'aide de Matthieu durant la période de confinement. Nous avons donc effectué une commande de panneaux multiplex auprès de l'entreprise Decouxbois à Ottignies (voir les plans de coffrage C.3), réalisé les coffrages, les avons démontés, transportés jusqu'au LEMSC pour enfin les remonter près du plancher d'essai.

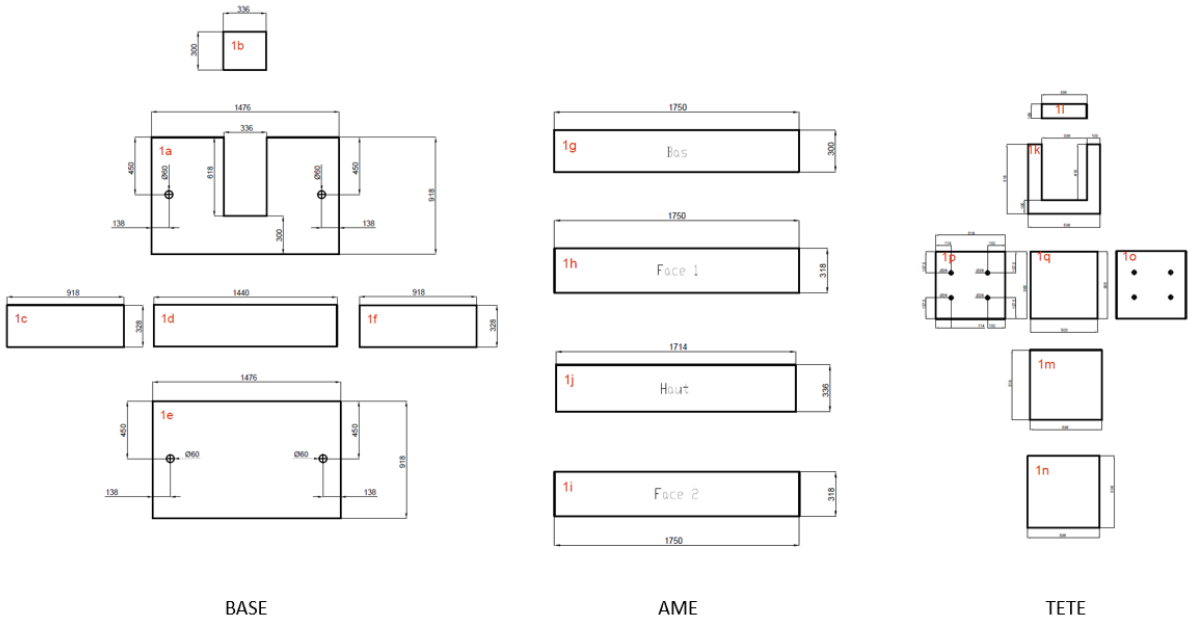


Figure 3.4 – Plan de coffrage pour les colonnes 1A et 1B.

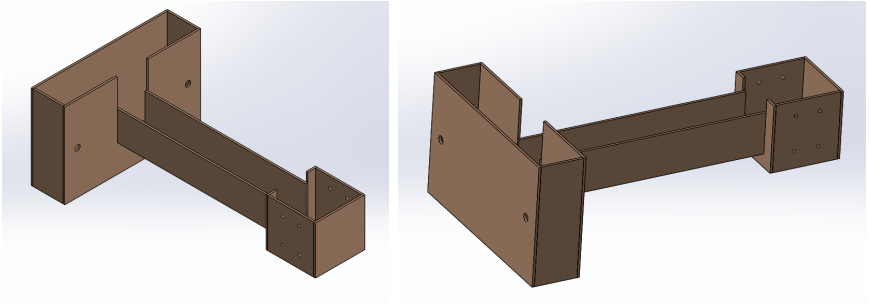
3.2.2 *Ferraillage (Voir TFE complémentaire)*

Les plans de ferraillage sont disponible dans l'annexe C.3. Pour plus d'info à ce sujet, veuillez vous référer au TFE sur l'effet d'échelle [1].

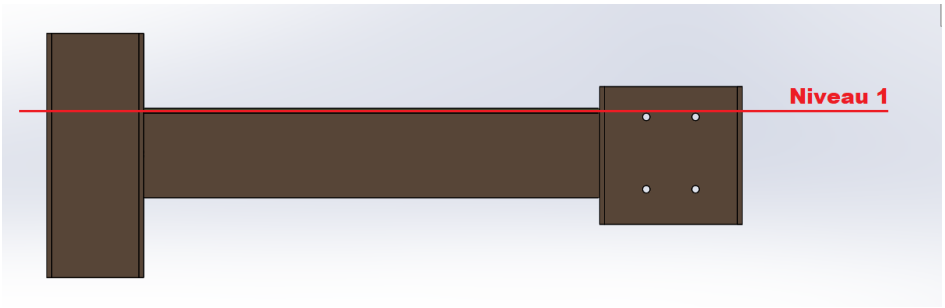
3.2.3 *Bétonnage*

Le bétonnage des colonnes a été scindé en 2 journées : la première concernant le béton dont les granulats ont un diamètre maximal de 22 mm, et la seconde pour les bétons de granulats de diamètre 16 mm et 8 mm. Afin d'effectuer le bétonnage en une seule phase, nous avons opté pour un coulage à l'horizontale, ce qui implique de bétonner 3 niveaux différents. Et pour ce faire, de prévoir des couvercles et pièces à fixer lors du bétonnage. Ceci est représenté dans les étapes ci-dessous :

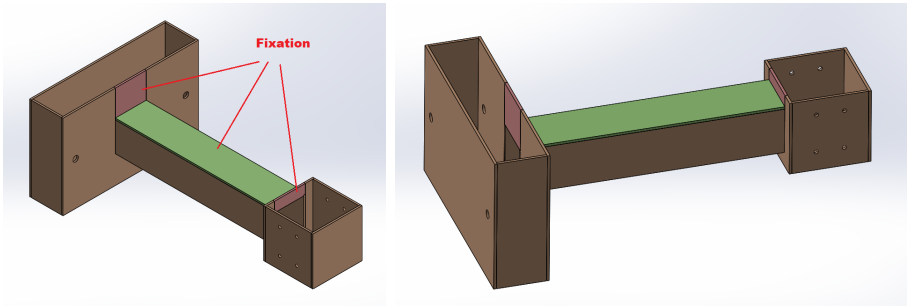
- Étape 1 : Disposition de la benne au-dessus du coffrage.



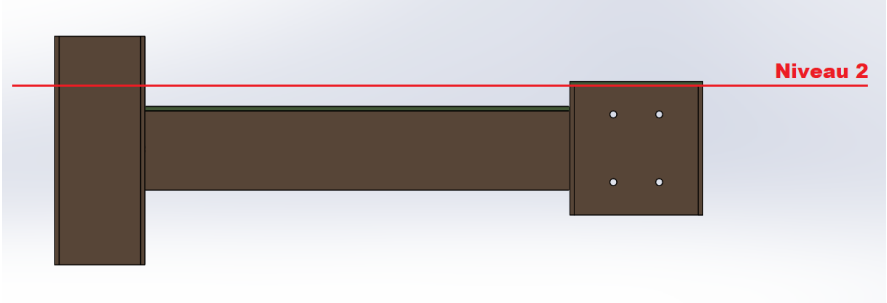
- Étape 2 : Coulage jusqu'au 1^{er} niveau (haut de l'âme).



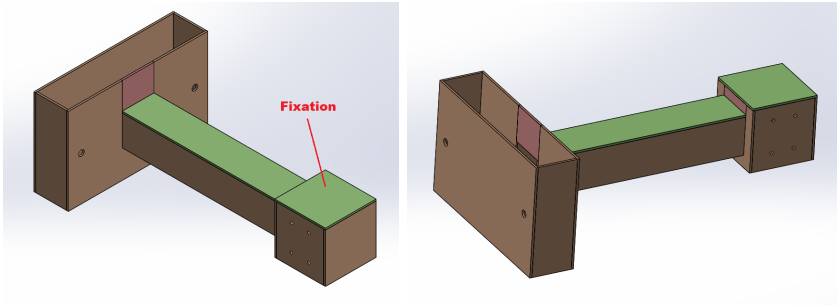
- Étape 3 : Fixation du couvercle de l'âme et des 2 compléments verticaux (base et tête).



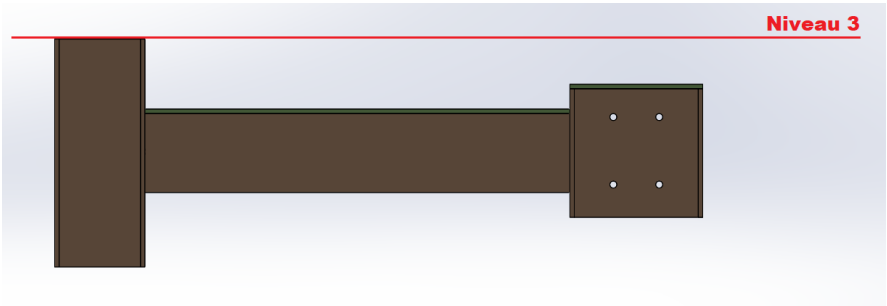
- Étape 4 : Coulage jusqu'au 2ème niveau (haut de la tête).



- Étape 5 : Fixation du couvercle de la tête.

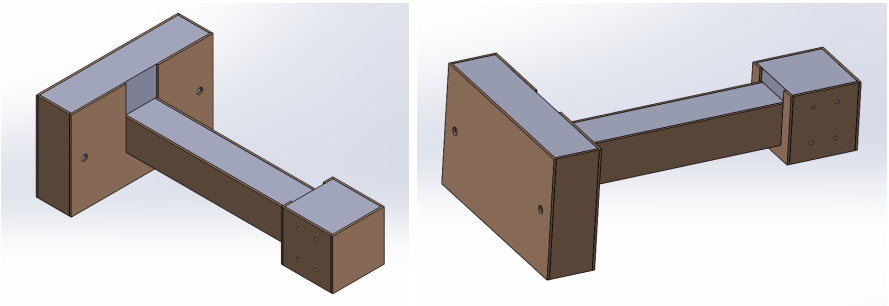


- Étape 6 : Coulage jusqu'au 3ème niveau (haut de la base).



3.2.4 Décoffrage

- Étape 1 : Démontage des couvercles et compléments verticaux, ainsi que des tubes en PVC.



→ **Uniquement pour les colonnes 2B et 3B (*) :**

- *Étape 2 : Installation des 3 ancres de levage.

  En vue de faire des économies, il est prévu de réutiliser deux des coffrages, réalisés en bois bakélisé, pour un second bétonnage. Afin de ne pas endommager ces derniers lors du décoffrage, nous utilisons un système de levage par le biais d'ancrages coulés dans le béton et permettant de soulever la colonne à l'aide du pont roulant, afin de faciliter l'extraction des colonnes 2B et 3B. Le détail des calculs de ces ancrages est disponible à l'annexe G.1.

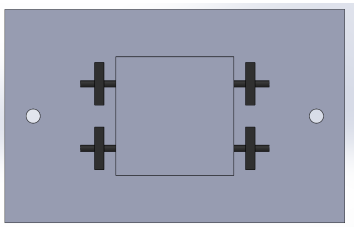
	Manipulation	Diam ancres	Type d'ancres	Nombre	Epingles
Colonne 2B	Décoffrage	Rd20	Junior	3	Non
	Basculement	via tiges filetées dans les réservations en tête			
	Levage				
Colonne 3B	Décoffrage	Rd16	Junior	3	Non
	Basculement	via tiges filetées dans les réservations en tête			
	Levage				
Autres colonnes	Décoffrage	démontage du coffrage			
	Basculement	via tiges filetées dans les réservations en tête			
	Levage				

Figure 3.5 – Manutentions des différentes colonnes lors du décoffrage.

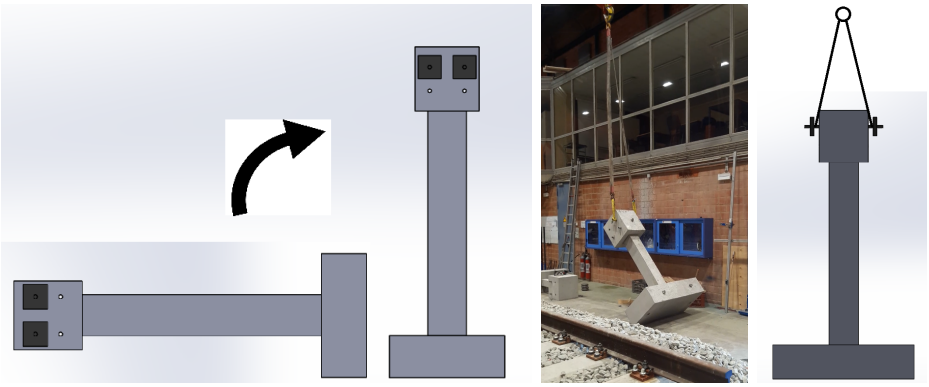
- *Étape 3 : Décoffrage via le pont roulant puis posage au sol.

  → **Pour toutes les colonnes :**

- Étape 4 : Installation des 2 barres dans les réservations en tête.



- Étape 5 : Fixation des barres au pont roulant à l'aide d'élingues.
- Étape 6 : Basculement, levage et déplacement si nécessaire.



3.3 Conception du dispositif d'essai

Dépendant en grande partie des appareils et outils disponibles au laboratoire, nous nous sommes inspirés de différents tests réalisés par notre promoteur le Professeur Almeida à l'EPFL [23] ainsi que du TFE expérimental de 2019 par Steinmetz et Wyckmans [24].

Une configuration de test innovante est assemblée. Elle couple un actionneur hydraulique horizontal de 35 Tonnes et le **Fondytest**, un prototype de test au chargement dynamique actionnant un masse de 4 tonnes et développé au LEMSC.

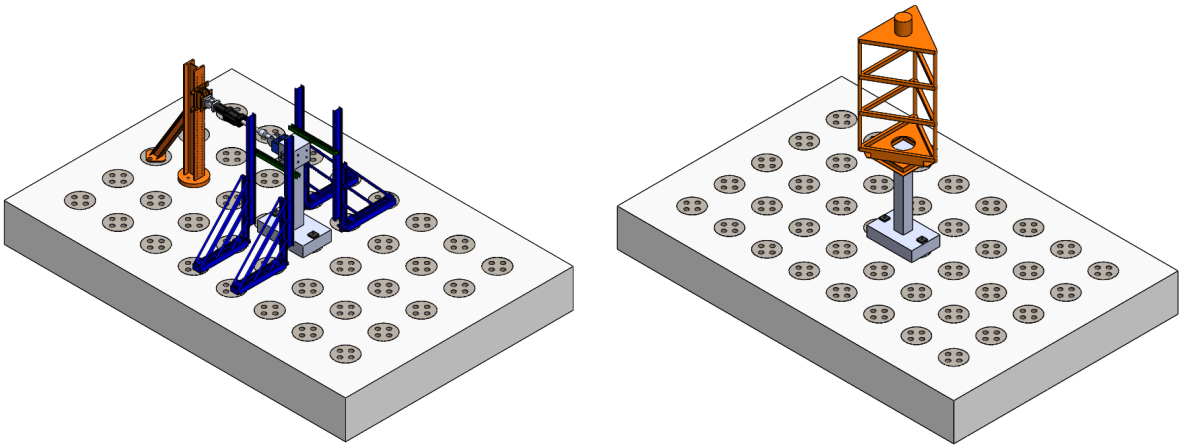


Figure 3.6 – Test set-up général au LEMSC.

3.3.1 Phase 1 - Chargement cyclique horizontal

Cette phase est principalement focalisée sur l'action d'un vérin hydraulique de 35 Tonnes, bi-rotulé et connecté aux têtes des colonnes par quatre tiges filetées M27.

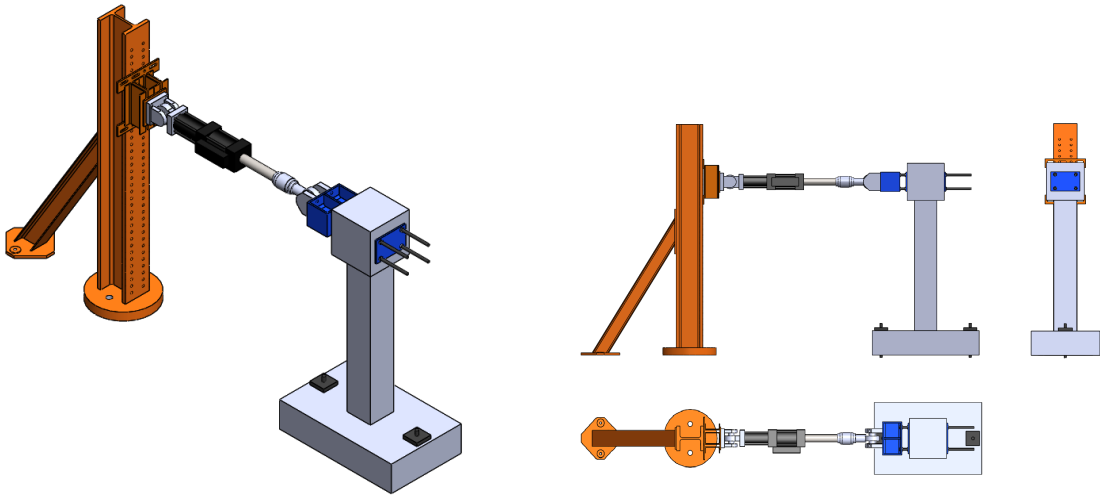


Figure 3.7 – Dispositif de la phase 1 sur SolidWorks.

La Figure 3.8 montre le dispositif tel qu'il est installé au LEMSC pour la première colonne, à savoir la 1A.



Figure 3.8 – Dispositif de la phase 1.

Adaptation du dispositif

Les tests sont programmés pour commencer à tester les colonnes à l'échelle 1:1 et finir par celles à l'échelle 1:2. Le dispositif est adapté en descendant le vérin et les modules de billes à mi-hauteur de la tête de colonne (Fig 3.9).

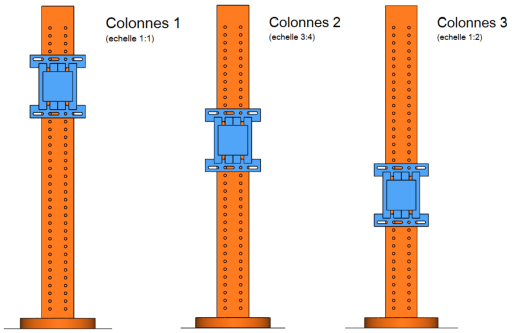


Figure 3.9 – Hauteur du tablier pour les 3 échelles.

Fixation en tête de colonne

Le système élaboré pour fixer le vérin à la tête des colonnes devait être simple et efficace pour permettre une transition rapide entre les échantillons. Après de longues réflexions, nous avons abouti sur cette idée de 4 réservations cylindriques permettant d'y faire passer les tiges filetées M27 reliées à un raidisseur (voir plan C.3), lui-même fixé à la rotule du vérin. L'intérêt de cette disposition est la possibilité d'ajuster la position du vérin selon la déformation qu'on souhaite imposer à la colonne.



Figure 3.10 – Système de fixation en tête de colonne.

Cela résout en partie le plus gros problème auquel nous avons été confrontés lors de la conception du dispositif, à savoir l'absence de vérin à longue course, au LEMSC. En effet, la plus longue course disponible est de 250 mm. Lors des modélisations préliminaires, nous prévoyions des déplacements de l'ordre de 4 cm. Mais au fur et à mesure du perfectionnement du modèle nous nous sommes rendu compte que nos colonnes étaient bien plus ductiles et qu'il faudrait des déplacements de l'ordre de 20 cm (dans les 2 directions) pour atteindre la rupture des armatures. C'est ici qu'intervient le système des tiges filetées.
Le déroulement des tests se fait selon les étapes suivantes :

1. Sortir le vérin jusqu'à la position désirée, permettant d'appliquer le chargement cyclique.
2. Une fois arrivé en bout de course du vérin, dévisser les écrous à l'extrémité des barres.
3. Rentrer totalement le vérin en extrayant les tiges de la longueur nécessaire.
4. Revisser les boulons.
5. Appliquer le chargement monotonique jusqu'à la rupture.
6. Si la rupture n'est pas atteinte, recommencer les étapes 2 à 5.

Lors de l'extraction de ces tiges, afin de procéder aux déformations monotoniques (stades de chargement 33 et 35 dans le protocole expliqué à la section 4.12), il est nécessaire de soulever la rotule du vérin à l'aide du pont roulant pour aligner le raidisseur à la colonne et ainsi réduire l'effort à appliquer, comme illustré à la Figure 3.11.

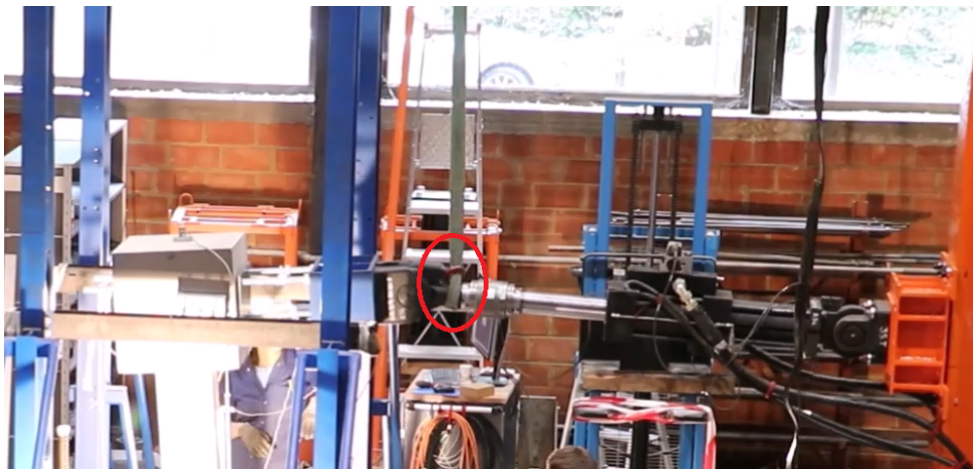


Figure 3.11 – Support du vérin avec le pont roulant.

Stabilisateur anti-déversement

Afin d'empêcher tout déversement de la colonne en dehors du plan de déformation, il est nécessaire de mettre en place des appuis à rouleaux au niveau de la tête. En s'inspirant d'un système développé au laboratoire en 2019 [24], un dispositif est mis au point, constitué de plaques de billes capables de rouler le long de la tête de colonne. Une plaque d'acier est fixée de part et d'autre pour assurer la planéité de la surface de contact (Figure 3.12). Les 32 billes étant chacune capables de reprendre 50 [kg], l'ensemble a une capacité de compression de 16 [kN], ce qui est largement suffisant.

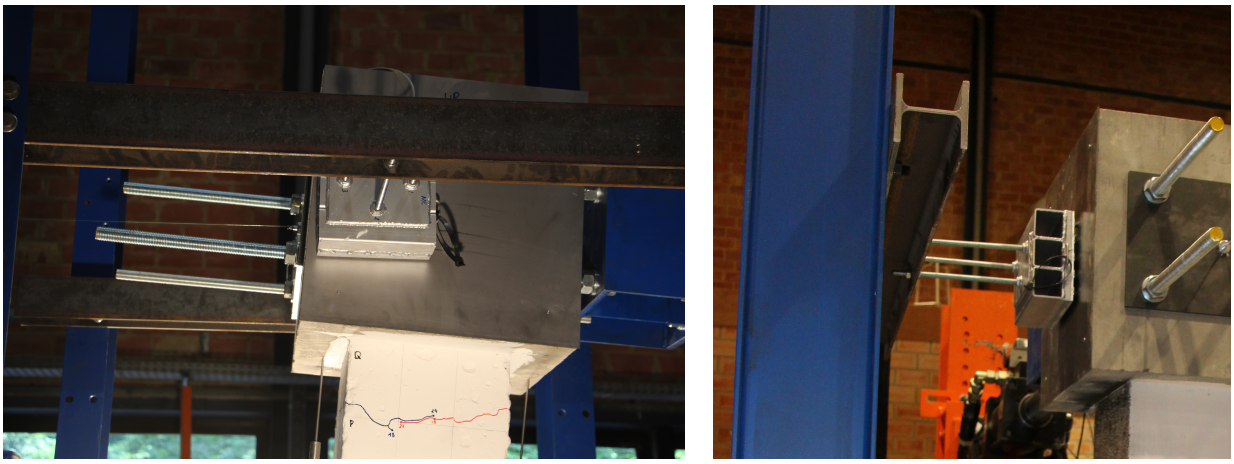


Figure 3.12 – Plaque d'acier et module de billes.

Pour les soutenir, ces plaques à billes sont fixées par le biais de trois tiges filetées M12 à une poutre HEB100, elle-même boulonnée à deux stabilisateurs anti-déversement présents au laboratoire (Fig 3.13).

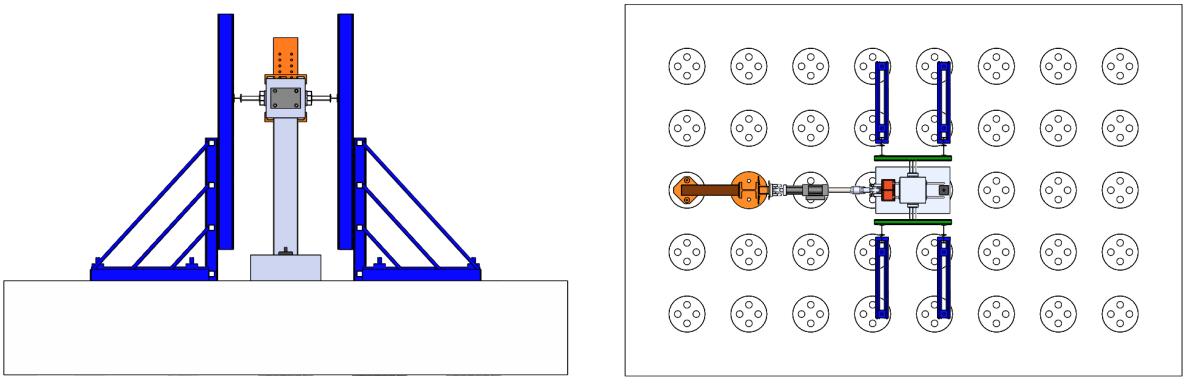


Figure 3.13 – Stabilisateurs anti-déversement.

3.3.2 Instrumentation des colonnes et du dispositif d'essai

L'instrumentation comprend des jauges de déformation LVDT, la cellule de charge du vérin, un inclinomètre, un potentiomètre et la corrélation d'images numériques DIC. Pour retrouver une description complète de cette section, se référer au TFE sur l'effet d'échelle [1].

3.3.3 *Phase 2 - Impact vertical*

Cette phase a été planifiée sur base du ***Fondytest***. Il s'agit d'un DLT *(Dynamics Load Test)* développé au LEMSC pour effectuer des tests sur des pieux et évaluer leur résistance. Celui-ci est géré par Henri de Chaunac et le Professeur Alain Holeyman. N'étant pas prévu pour réaliser des tests sur colonnes, il est nécessaire de s'adapter en prenant en compte différentes contraintes intrinsèques à l'outil :

Contraintes :

- Hauteur de chute : entre 40 cm et 2 m (l'encoche à 30 cm étant défectueuse).
- Largeur maximale des colonnes : 70 cm.
- Il faut s'assurer de la résistance du pont roulant et de la dalle.
- Si une colonne se rompt, il faut mettre au point un système de sécurité pour éviter que la masse endommage le *Fondytest*.
- Nécessité de séparer les phases quasi-statiques et dynamiques (encombrement, protection des appareils de mesures et du vérin).



Figure 3.14 – Dynamics Load Test Device - Fondytest.

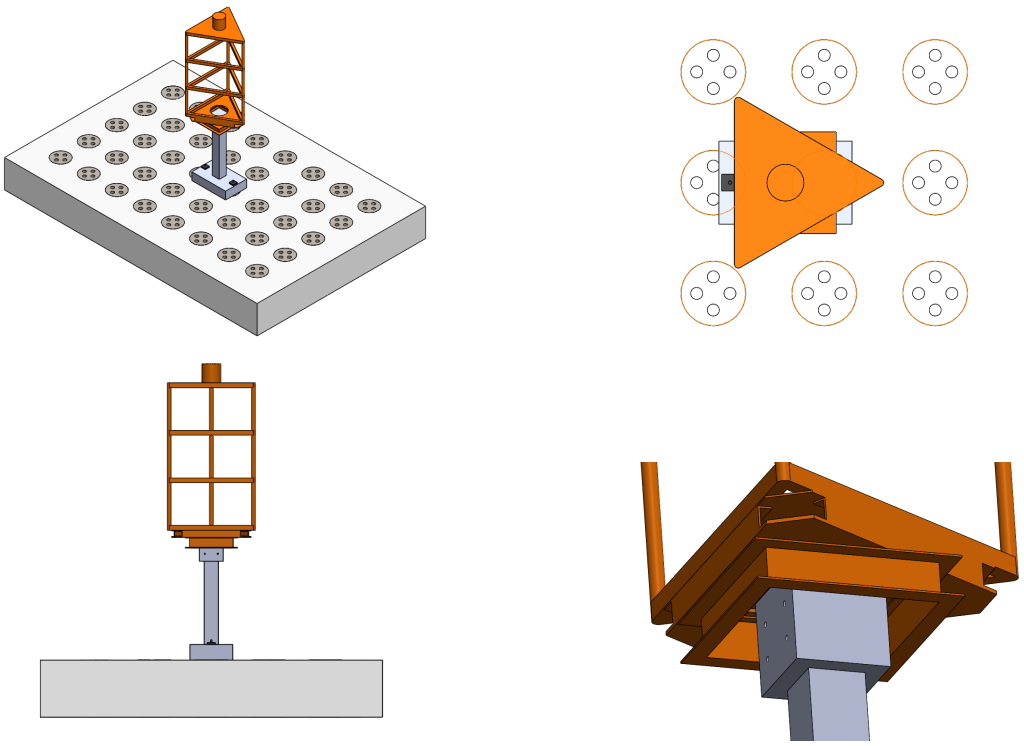


Figure 3.15 – Dispositif de la phase 2 sur SolidWorks.

Initialement, nous envisagions de faire varier systématiquement certains facteurs lors des tests (antécédents cycliques horizontaux imposés, dérive latérale lors de l'impact, détails des éléments, vitesse, rigidité de la zone de contact, précision de l'impact, etc.). Au final, nous nous focaliserons sur les antécédents cycliques explicités dans le chapitre 4, tout en gardant constante la hauteur de chute de 40 *cm*. Ceci dans le but de réduire l'énergie à dissiper, et éviter de mauvaises surprises lors des tests.

3.3.4 Instrumentation des colonnes et du dispositif d'essai

La phase 2 étant dynamique, d'autres moyens de récolter de l'information sont nécessaires. Nous envisageons de fixer des jauges de contraintes aux colonnes et de recueillir les données des accéléromètres via l'utilisation d'un PDA (Pile Dynamics Analyzer, voir Figure 3.16). C'est l'outil utilisé lors des tests sur pieux du DLT (Dynamic Load Test) pour évaluer la capacité portante, l'intégrité structurelle et les contraintes dans la fondation. Enfin, il est prévu d'utiliser une caméra à haute vitesse pour observer et quantifier les déformations lors de l'impact.

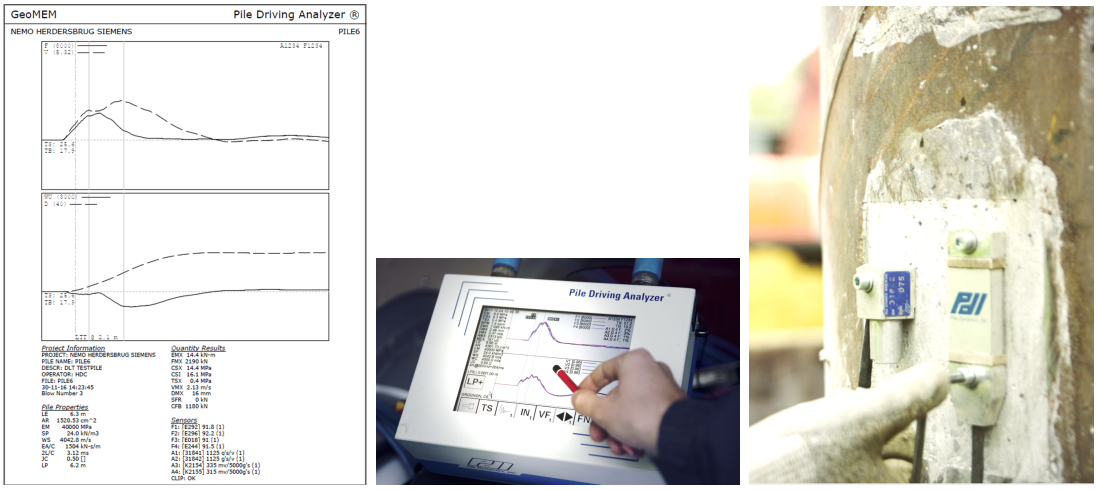


Figure 3.16 – Acquisitions et détail d'installation du PDA-DLT.

3.3.5 Remarques concernant la réalisation de l'impact

Deux points ont joué en notre défaveur concernant la réalisation de l'impact : le manque de temps (confinement forcé par le *Covid-19*) et la grande incertitude concernant la dissipation réelle de l'énergie lors de l'impact, et ce, malgré les modélisations de la réaction des colonnes sur *Seismostruct* (voir chapitre 3.3.3) et des contraintes engendrées dans la dalle sur *SCIA* (voir section 5.7).
Effectuer ces tests sans être assuré à 100% de la sécurité des membres de l'équipe ainsi que de la stabilité du bâtiment relèverait de l'hérésie. C'est pourquoi la phase 2 n'a finalement pas pu avoir lieu, à notre grand dam. Néanmoins, la possibilité qu'un travail futur reprenne les résultats de ces expériences et les poursuive n'est pas à écarter.

3.4 Coût global

Un budget a été alloué pour réaliser ces expériences, nécessitant des études de marché pour vérifier que chaque achat soit utile et se fasse à un prix concurrentiel. Le Tableau 3.17 reprend les différents frais nécessaires, allant des coûts des matières premières à la main d'œuvre pour l'assemblage des armatures ou la réalisation des coffrages.

Béton					**954,50 €**
Type	Unité	qtt	qtt a commander	Prix unitaire [€/m^3]	Prix
Béton C30/37 - Dmax=20	m^3	3,099	4		458,0 €
Béton C30/37 - Dmax=16	m^3	0,517	1		246,5 €
Béton C30/37 - Dmax=8	m^3	0,376	1		250,0 €
Ferraillage					**1 783,15 €**
	Unité	qtt		Prix unitaire	
Acier (plié et coupé)	kg	568,29		2,5	1420,73
Ancrage Rd20	pce	3,00		2,63	7,89
Ancrage Rd16	pce	3,00		1,51	4,53
Livraison Blaton	/	1		350,00	350,00
Panneaux coffrage					**2 571,57 €**
Type	Unité	aire		Prix /m2	Prix
Elliotis pine	m2	35,722		6,57	234,7 €
Bakélisé	m2	15,625		16,76	261,9 €
Livraison					75,0 €
Fabrication Denis Dayez					2 000,0 €
Tubes en pvc pour réservation					**38,13 €**
Type	Unité	qtt		Prix unitaire	Prix
Brico - tube pvc L=3m, ϕ=50mm	pce	2		6,29	10,40 €
Brico - tube pvc L=3m, ϕ=32mm	pce	2		3,99	6,60 €
Brico - tube pvc L=2m, ϕ=32mm	pce	5		2,89	11,94 €
Brico - tube pvc L=1m, ϕ=32mm	pce	7		1,59	9,20 €
Autres					**108,56 €**
Type	Unité	qtt		Prix unitaire	Prix
Découpe Lasere	/	6		/	108,56
TOTAL HTVA					**5 455,90 €**
TOTAL TTC					**6 601,64 €**

Figure 3.17 – Coût global de l'expérimentation.

3.5 Test sur les matériaux

Dans cette section, nous analyserons les données des tests sur les bétons et aciers. Cela nous permettra d'ajuster nos modèles décrits dans la partie simulation numérique 4. Les tests sur les aciers ont pu être effectués dès la réception des armatures de chez *Blaton*. En revanche, les tests sur les cubes et cylindres de béton ont été réalisés le premier jour et le dernier jour des tests. Nous avons donc eu le temps de les inclure dans nos modèles.

3.5.1 Tests sur les aciers

Les essais de tractions ont été réalisés sur les 3 types de barres longitudinales présentes dans nos colonnes, à savoir les diamètres $\phi 8$, $\phi 12$ et $\phi 16$. Pour chacun de ces diamètres, 3 essais de traction ont été effectués afin d'éviter des incohérences.

À la figure 3.18, on peut voir les diagrammes contrainte-déformation des différentes barres. On observe que les barres de diamètre $\phi 12$ présentent une limite d'élasticité 6% plus faible que les barres de diamètre $\phi 8$ et $\phi 16$. Pour ce qui est du taux de déformation à l'effort maximal, il est relativement semblable pour tous les essais et se situe autour de 9.8%.

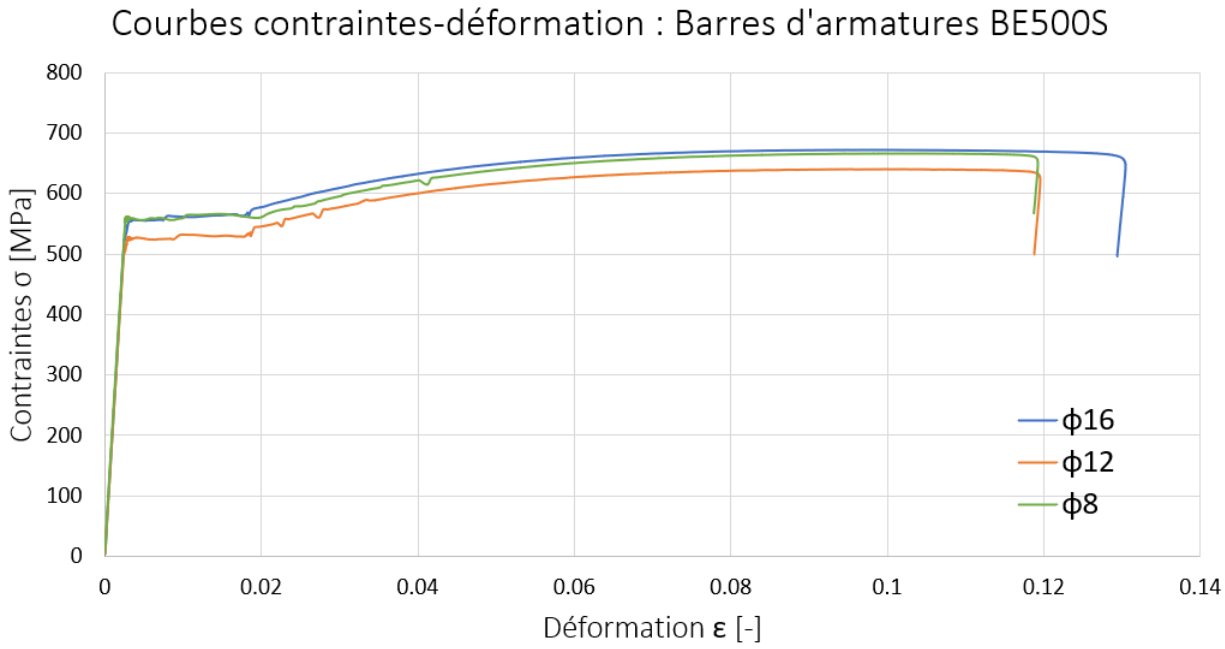


Figure 3.18 – Diagramme contrainte déformation des barres d'acier $\phi 8$, $\phi 12$ et $\phi 16$.

Ces essais nous permettent de récupérer les informations suivantes : la limite d'élasticité f_y, la résistance maximale à la traction f_t, le taux de déformation à la limite d'élasticité ϵ_y et le taux de déformation à l'effort maximal ϵ_{uk}. Grâce à cela nous pouvons en déduire le rapport résistance/limite d'élasticité $k = \dfrac{f_t}{f_y}$ ainsi que le module de Young $E = \dfrac{f_y}{\epsilon_y}$. Nous avons à chaque fois calculé la valeur moyenne, utilisée ensuite dans nos modèles. Toutes ces données sont présentées dans le tableau 3.1.

	$\phi 8$				$\phi 12$				$\phi 16$			
test n°	1	2	3	moy.	1	2	3	moy.	1	2	3	moy.
f_y [MPa]	552	550	555	**552.3**	515	520	523	**519.3**	560	553	550	**554.3**
f_t [MPa]	669.9	663.9	666.5	**666.8**	639.5	640.3	639.3	**639.7**	677.5	671.3	669	**672.6**
k [/]	1.21	1.21	1.20	**1.21**	1.24	1.23	1.22	**1.23**	1.21	1.21	1.22	**1.21**
ϵ_y [%]	0.246	0.259	0.262	**0.256**	0.272	0.281	0.289	**0.281**	0.297	0.3	0.32	**0.305**
ϵ_{uk} [%]	9.3	10.7	9.94	**9.98**	10.2	9.96	9.39	**9.86**	9.1	9.8	10.2	**9.7**
E [GPa]	224.4	212.4	211.8	**215.7**	189.3	185.1	181	**184.8**	188.6	183.7	174.1	**184.7**

Table 3.1 – Résumé des caractéristiques des aciers testés.

En ce qui concerne le rapport résistance/limite d'élasticité k, nous obtenons des valeurs comprises entre 1.21 et 1.23. En nous référant aux normes données par l'Eurocode 2 (CEN 2003, EN1992-1-1) reprises dans le tableau 3.2, nous pouvons conclure que la classe d'acier obtenue est C. Nos colonnes sont donc certifiées comme étant de "haute classe de ductilité".

Classe d'acier	A	B	C
Limite d'élasticité f_y [MPa]	400 à 600		
Rapport résistance limite d'élasticité k [/]	≥ 1.05	≥ 1.08	≥ 1.15 et ≤ 1.35
Taux de déformation à l'effort maximal ϵ_{uk} [%]	≥ 2.5	≥ 5	≥ 7.5

Table 3.2 – Classification des critères de ductilité pour barre d'acier selon l'Eurocode 2.

3.5.2 Tests sur le béton

Dans cette partie, nous allons présenter les résultats des tests sur les échantillons de béton prélevés le jour de chaque bétonnage. Comme nous l'avons déjà expliqué, ce mémoire a été réalisé en collaboration avec M-J de Crombrugghe et F. Beauvois [1] qui s'intéressent, entre autres, à l'influence de la taille des granulats dans le béton. Plusieurs bétons C30/37 ont donc été commandés. Pour chaque béton, 3 cubes (15x15x15 $[cm^3]$) et 3 cylindres ont été prélevés afin d'en réaliser une moyenne et pour le béton contenant des granulats de diamètre 22 [mm], 6 échantillons supplémentaires ont été réalisés afin qu'ils soient testés le même jour que l'ultime colonne. Les essais de compression sur cube et de fendage sur cylindre ont été réalisés le jour même du test sur la colonne concernée. Dans le tableau 3.3, on peut voir les valeurs moyennes des résistances à la compression et à la traction des échantillons.

	$d22$		$d16$	$d8$
Age [jour]	28	40	30	33
$f_{c,cube}$ [MPa]	43.4	45.36	41.3	38.3
$f_{c,cylindre}$ [MPa]	40.145	42.18	38.2	35.43
$f_{ct,sp}$ [MPa]	3.18	3.14	3.02	3.38
f_{ct} [MPa]	2.86	2.82	2.71	3.04

Table 3.3 – Résumé des caractéristiques moyennes des échantillons de béton testés.

Pour ce qui est de la valeur de la résistance à la compression au cylindre, elle est obtenue en multipliant la valeur de résistance au cube par un coefficient de 0.925, comme indiqué par le Centre d'Études et de Recherches de l'Industrie du Béton (CERIB) [2] [25].

[2](Equivalence des résistances obtenues sur cylindres Ø 160 x 320 mm et sur différents cubes.

4 Phase 1 - Chargement cyclique : modélisations et résultats

Dans cette section, nous allons traiter des simulations numériques qui ont été réalisées avant les expériences réelles en laboratoire.

4.1 Le logiciel *Seismostruct*

Ces simulations ont été réalisées à l'aide du logiciel *Seismostruct* qui permet des analyses aussi bien statiques que dynamiques. Ce software utilisant les éléments finis est capable de prédire de larges déplacements en tenant compte à la fois des non-linéarités géométriques et de l'inélasticité des matériaux. Il est relativement facile à prendre en main, possède une interface graphique et permet de sortir toutes les données dans des tableaux compatibles avec *Excel*. Enfin, il est possible d'insérer toutes les courbes de chargement ('loading curves') voulues. Cela en fait donc un logiciel très pratique et intuitif.

4.2 Modèle pour les colonnes

Dans cette partie, nous détaillerons le modèle utilisé afin de représenter de la manière la plus réaliste possible les colonnes que nous construisons dans le logiciel.

4.2.1 Conditions d'appui

Les colonnes que nous étudions sont des colonnes typiques d'un bâtiment entre deux étages et dont les appuis sont encastrés de chaque côté. Cependant il nous est impossible de fabriquer de telles colonnes pour des raisons évidentes de taille et de coût. Nous avons donc choisi de réaliser des demi-colonnes, encastrées en pied et libre en tête, qui adopteront donc le même comportement mais sur une demi-hauteur seulement. Le schéma théorique est disponible à la figure 4.1.

Ensuite, une autre hypothèse posée est que les colonnes se déformeront et exerceront des forces dans un seul plan (x,z). Les déformations hors plan ne seront donc pas permises. Par conséquent, les réactions possibles en pied de colonne sont les forces en x et z ainsi que le moment en y. D'autre part, en tête, les degrés de liberté sont les déplacements en x et z ainsi que la rotation en y.

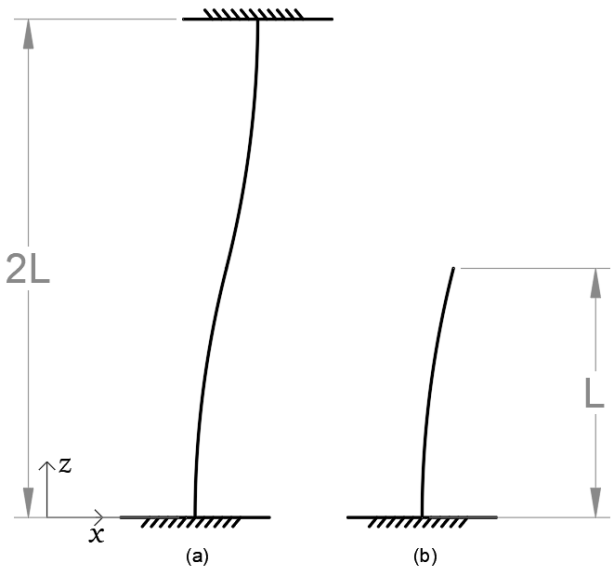


Figure 4.1 – Colonne (a) réelle et (b) modélisée.

4.2.2 Matériaux utilisés

Les modèles pour le béton et l'acier ont été élaborés en deux temps. Avant de recevoir les échantillons d'acier et de béton, il a fallu estimer les propriétés de ces derniers. Un premier modèle a donc été créé sur base d'informations provenant, entre autres, d'une autre étude ayant utilisé le même acier. Par la suite, lorsque les tests sur échantillons ont été effectués, ces modèles ont été raffinés afin de concorder le plus possible avec la réalité.

Béton

Le béton choisi pour réaliser nos colonnes est du béton C30/37. *Seismostruct*, qui possède ce matériau dans sa banque de données, propose le modèle de béton non-linéaire de Mander et al. Les paramètres choisis pour ce modèle sont les propriétés moyennes trouvées dans le cours de béton armé de J.F. Cap [26]. Les voici résumés dans le tableau 4.1.

f_{cm} [MPa]	f_{tm} [MPa]	E_{cm} [GPa]	ϵ_c [%]	γ_c $[kN/m^3]$
38	2.9	33	0.22	24

Table 4.1 – Valeur des paramètres pour le modèle de béton de Mander et al.

Béton confiné

Le béton se trouvant encerclé par les armatures transversales voit sa résistance à la compression améliorée. Ce phénomène se produit lorsque la résistance maximale du béton est atteinte et que les étriers empêchent son expansion latérale, créant un état de contrainte triaxiale. Dès lors, il est important de pouvoir quantifier le facteur de confinement. *Seismostruct* le calcule lui-même lorsqu'une section contenant des étriers est créée. Cependant, afin de vérifier ces résultats, nous avons suivi les recommandations de l'Eurocode 8 et calculé ce facteur de confinement pour chacune des 5 sections différentes.

Les valeurs calculées sont relativement élevées et rarement observées. Il a donc été décidé de prendre une borne inférieure afin de rester du côté sécuritaire. Les valeurs se trouvent dans le tableau 4.2.

Colonne	1A et 1B	2A	2B et 2C	3A	3B et 3C
Facteur calculé	1.59	1.67	1.66	1.72	1.9
Facteur choisi	1.3	1.4	1.4	1.4	1.4

Table 4.2 – Valeur des facteurs de confinement calculés et choisis.

Par la suite, il a été démontré que le confinement avait une influence très faible sur le comportement de nos colonnes et ce pour des valeurs supérieures à 1.3 - 1.4. Cela est dû à leur ductilité très élevée.

La figure 4.2 compare les modèles de béton confiné et non-confiné.

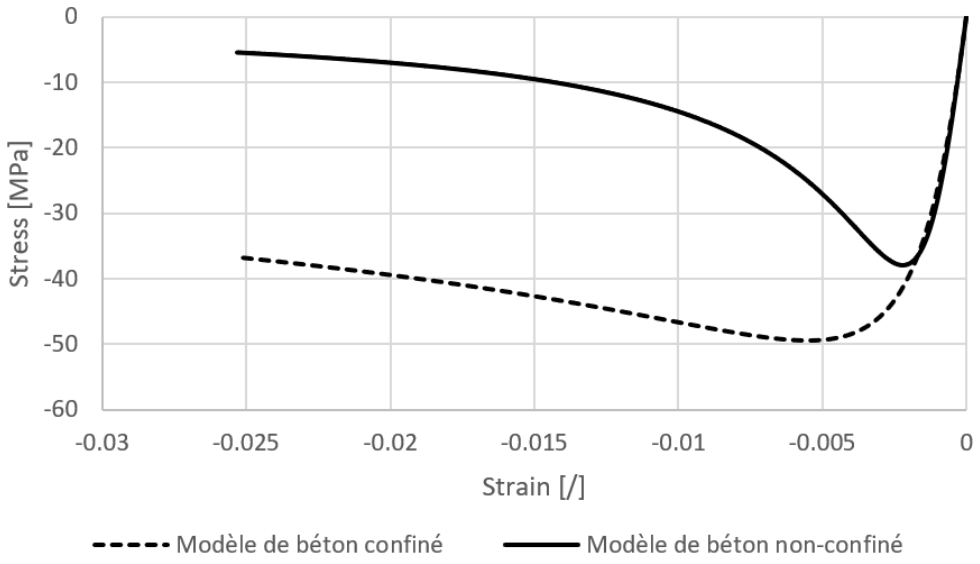


Figure 4.2 – Diagramme contrainte-déformation des modèles de béton confiné et non-confiné.

Acier

En ce qui concerne l'acier, nous avons choisi le BE500S, acier structural fortement utilisé en Belgique. Comme nous l'avons mentionné plus tôt, nous avons utilisé les résultats de l'essai de traction du mémoire de Tristan Herrezeel et Fabrice Rigot [27] pour se faire une bonne idée des caractéristiques mécaniques du BE500S. Dans *Seismostruct*, nous avons choisi le modèle d'acier uniaxial de Menegotto-Pinto. Ce modèle bilinéaire tenant compte de l'écrouissage de l'acier est largement utilisé pour des structures en béton armé sujettes à des chargements cycliques complexes. La valeur des paramètres est reprise dans le tableau 4.3.

f_{ys} [MPa]	E_s [GPa]	μ [%]	ϵ_u [%]	R_0 [/]	a_1 [/]	a_2 [/]	a_3 [/]	a_4 [/]	γ_s [kN/m^3]
517	205	0.783	7.6	20	18.5	0.15	0	1	78.5

Table 4.3 – Valeur des paramètres pour le modèle d'acier de Menegotto-Pinto.

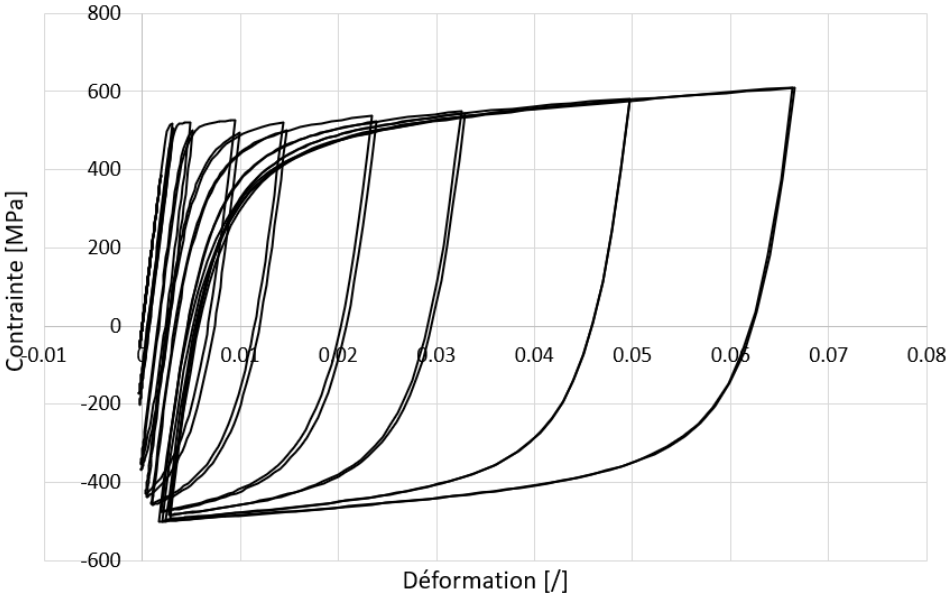


Figure 4.3 – Diagramme contrainte-déformation du modèle d'acier initial.

Par la suite, nous avons affiné notre modèle et pris en compte les essais de tractions sur l'acier BE500S. Nous pensions trouver des résultats très semblables étant donné qu'il s'agit du même acier, mais, comme cela a été expliqué dans la section 3.5, les barres de diamètre $\phi 8$ et $\phi 16$ ont une limite élastique et une résistance à la traction supérieure de 35 [MPa] en moyenne aux barres de diamètre $\phi 12$. Cela a donc une influence non négligeable sur les résultats qui suivront.

4.3 Types d'éléments utilisés

L'analyse des colonnes a été réalisée avec deux types d'éléments différents : les éléments *displacement-based* et *force-based*. Dans cette partie, nous expliquerons brièvement leur différence et leur utilité dans nos modèles. Contrairement aux éléments à plasticité concentrée, les éléments FB et DB permettent une plasticité distribuée le long de l'élément. Cela permet à la plastification d'avoir lieu à n'importe quel endroit le long d'un élément. En contrepartie, les analyses ont des durées plus élevées.

4.3.1 Les éléments displacement-based (DB)

Dans la formulation DB, les déformations d'un élément sont interpolées depuis un champ de déplacement imposé. Par la suite, le principe des déplacements virtuels est appliqué. Ce principe stipule qu'une structure est en équilibre sous un système de charge donné si, pour chaque déplacement virtuel depuis un état de déformation compatible, le travail virtuel est égal

à l'énergie de déformation virtuelle.

$$\int_V \delta\varepsilon^{\mathrm{T}}\boldsymbol{\sigma}\mathrm{d}V = \int_V \delta\mathbf{u}^{\mathrm{T}}\mathrm{g}\mathrm{d}V + \int_{S_\mathrm{t}} \delta\mathbf{u}^{\mathrm{T}}\mathrm{t}\mathrm{d}S_\mathrm{t} \tag{4.1}$$

Afin d'obtenir une approximation de la réponse des éléments non-linéaires, une déformation axiale constante et une distribution de la courbure sont appliquées sur la longueur de l'élément.

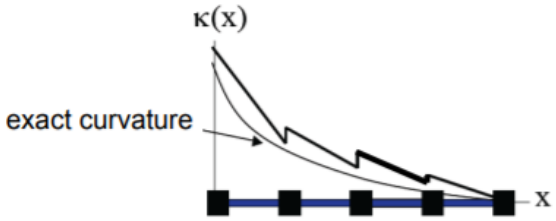


Figure 4.4 – Approximation de la courbure sur des éléments DB. Source : Opensees.

L'inconvénient est que l'équilibre n'est respecté qu'en moyenne sur un élément. Cela implique que seuls les éléments avec des matériaux au comportement linéaire élastique soumis à des forces nodales fournissent une réponse exacte. Les conséquences pour les autres éléments sont que les forces résistantes calculées seront toujours surestimées puisque, en pratique, la structure voudra se déformer de la manière qui minimise l'énergie. Il est donc important d'avoir plusieurs éléments afin de minimiser les erreurs. Cependant, cela génère un coût computationnel plus élevé.

Nous utiliserons donc les éléments DB afin de donner une borne supérieure des forces calculées dans les différents modèles (ainsi que dans l'analyse dynamique détaillée dans la section 5.5). Pour ces derniers, les colonnes ont chacune été divisées en 4 éléments distincts. Pour les raison citées préalablement, le premier élément correspond à la longueur de la rotule plastique et les 3 derniers, égaux, complètent la hauteur de la colonne.

Taille de la rotule plastique

Afin de calculer cette longueur, nous nous référons au modèle proposé par Priestley et al. [28]. Celui-ci s'énonce de la manière suivante :

$$L_p = kL + \alpha l_w + L_{sp} \geq 2L_{sp} \tag{4.2}$$

où

$$k = 0.2 \cdot \left(\frac{f_t}{f_s} - 1\right) \leq 0.08 \qquad \text{et} \qquad L_{sp} = 0.022 d_b f_s \tag{4.3}$$

avec f_t la contrainte ultime de l'acier, f_y la contrainte de plastification et d_b le diamètre des barres longitudinales dans la zone plastique en mm. α est un paramètre qui prend en compte le changement de tension et vaut 0 pour les colonnes. Toutes les valeurs sont résumées dans le tableau 4.4.

Colonne	1A et 1B	2A	2B et 2C	3A	3B et 3C
L [m]	2		1.5		1
f_t [MPa]	672.6		639.7		666.8
f_y [MPa]	554.3		519.3		552.3
k [/]	0.04268		0.04637		0.04146
d_b [mm]	16		12		8
L_{sp} [mm]	195		137		97
$\boldsymbol{L_p}$ **[mm]**	**390**		**274**		**194**

Table 4.4 – Valeurs des facteurs de confinement calculés et choisis.

4.3.2 Les éléments force-based (FB)

Pour les éléments FB, au contraire, on impose un champ de force et on calcule, par le principe des forces virtuelles, les déplacements d'énergie correspondante. Le principe des forces virtuelles (ou principe des travaux virtuels) stipule que si on applique des forces virtuelles infiniment petites sur un champ, le travail virtuel externe égale le travail virtuel interne.

$$\int_S \mathbf{u}^{*T}\mathbf{T}dS + \int_V \mathbf{u}^{*T}\mathbf{f}dV = \int_V \epsilon^{*T}\boldsymbol{\sigma}dV \tag{4.4}$$

Le principe des travaux virtuels est donc utilisé pour formuler la compatibilité entre les déformations au niveau des sections et de l'élément.

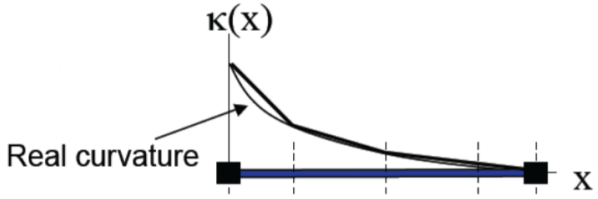


Figure 4.5 – Calcul de la courbure sur des éléments FB. Source : Opensees.

Le champ de force appliqué est, quant à lui, obtenu via la solution exacte des équations d'équilibre. Cela signifie que les éléments FB ont l'avantage de procurer toujours une solution d'équilibre exacte entre les forces dans les sections et l'élément en question. Il n'est donc pas nécessaire dans ce cas de subdiviser nos colonnes en plusieurs éléments. D'autre part, puisque ces éléments suivent la loi des poutres d'Euler-Bernoulli, les contraintes et déformations dans les matériaux peuvent être surévaluées. Le paramètre que nous pouvons modifier afin d'améliorer notre modèle est le nombre de sections d'intégration. *Seismostruct* utilise la méthode de *Gauss-Lobatto* afin de déterminer l'emplacement de chaque section le long de l'élément, ainsi que le poids correspondant, tel que résumé dans le tableau 4.6 pour 3, 4 et 5 sections :

Number of points, n	Points, x_i	Weights, w_i
3	0	$\frac{4}{3}$
	± 1	$\frac{1}{3}$
4	$\pm\sqrt{\frac{1}{5}}$	$\frac{5}{6}$
	± 1	$\frac{1}{6}$
5	0	$\frac{32}{45}$
	$\pm\sqrt{\frac{3}{7}}$	$\frac{49}{90}$
	± 1	$\frac{1}{10}$

Figure 4.6 – Emplacement et poids des sections pour la quadrature de Gauss-Lobatto.

La longueur sur laquelle les déformations plastiques ont lieu dans les colonnes est de l'ordre de deux fois la taille de la rotule plastique, qui a été calculée à la table 4.4. Nous choisissons donc le nombre de sections d'intégration tel que le poids de la première section soit le plus proche de $2L_p$. Il a été prouvé que, dans le cas de nos colonnes, la réponse la plus proche sera obtenue avec 3 sections d'intégration. D'autre part, nous utiliserons également des éléments FB à 4 sections d'intégration afin d'avoir une borne inférieure des résultats plausibles. Enfin, nous verrons plus tard que les déformations ultimes données par l'analyse DB sont très proches de celles pour l'analyse FB avec 3 sections d'intégration.

4.3.3 Les masses concentrées

Seismostruct permet également d'utiliser des éléments de masse concentrée auxquels on peut assigner 3 valeurs d'inertie en translation et 3 valeurs en rotation. Cela donne l'avantage de pouvoir modéliser des distributions de masse qui sont impossibles à obtenir depuis les matériaux et sections. Dans notre cas, elles seront utilisées dans l'analyse dynamique expliquée à la section 5.5.

4.3.4 Résumé des éléments utilisés

Pour résumer, nous utiliserons des éléments FB avec 3 sections d'intégration pour simuler le comportement le plus probable de nos colonnes. Cela nous permettra d'avoir des résultats justes en termes de courbure et de force-déplacement.

Ensuite, pour la borne inférieure, nous utiliserons des éléments FB à 4 sections d'intégration pour lesquels les contraintes dans les matériaux seront surévaluées. Cela mènera à de plus faibles déformations ultimes.

Enfin, pour la borne supérieure, nous utiliserons des éléments DB qui fourniront une réponse supérieure en termes de relation force-déplacement et une courbure approximative.

4.4 Protocole d'essai appliqué

L'objectif de ces simulations est de modéliser de la meilleure des manières possibles le comportement d'une colonne typique présente sous un *étage souple*. En simplifiant, il s'agit donc d'une colonne soumise à un effort cyclique horizontal en tête suivi d'un impact vertical représentant respectivement une secousse sismique et la chute des étages supérieurs.

Il y a donc 2 phases distinctes à considérer dans l'analyse. Dans cette section nous nous intéresserons à la première.

Il s'agit donc d'imposer un déplacement horizontal cyclique croissant en tête de colonne. Grâce à son type d'analyse "static time history", *Seismostruct* permet d'appliquer n'importe quel chargement au cours du temps en termes de forces ou de déplacements. Il existe, dans la littérature de nombreux protocoles de test cyclique. Nous nous sommes donc mis à la recherche d'un protocole compatible avec nos colonnes en béton armé. Nous avons ainsi trouvé un rapport de l'Université de Californie à San Diego intitulé : *Seismic Performance of Hollow Rectangular Reinforced Concrete Piers with Highly Confined Boundary Elements* [29] supervisé par M.J. Nigel Priestley. Dans ce rapport, les chercheurs de l'université étudient des piles de pont en béton armé par des tests en flexion et à l'effort tranchant. Le protocole de charge utilisé est présenté à la figure 4.7.

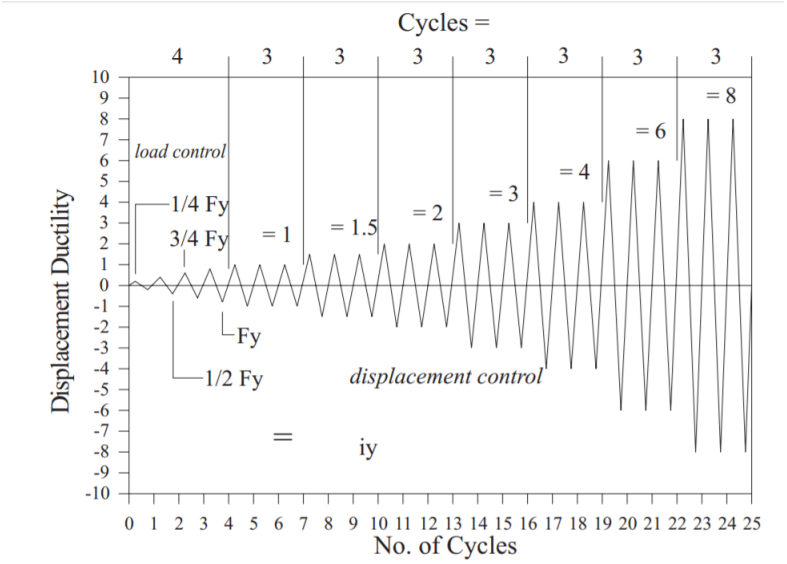


Figure 4.7 – Protocole de charge initial. [29]

Afin de gagner du temps durant les essais, nous avons été contraints de modifier ce protocole pour en réduire le nombre de cycles. Nous avons décidé d'uniformiser et de compter 2 cycles par ductilité de déplacement. Le nouveau protocole de chargement se trouve à la figure 4.8.

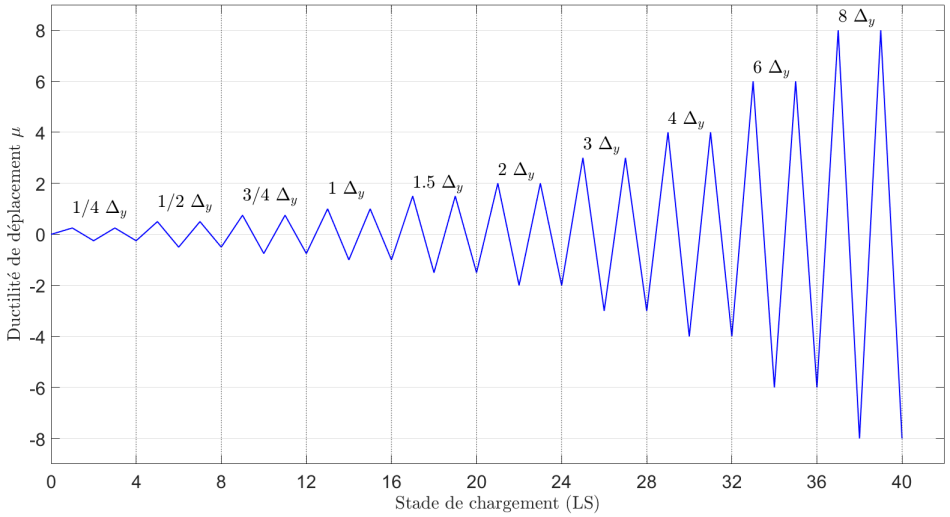


Figure 4.8 – Protocole de charge final.

Il est fréquent, dans la littérature, de trouver des protocoles de test cyclique pour lesquels la valeur de déplacement imposée à chaque cycle est définie au travers de la valeur du "seuil d'écoulement" (*yield strain*) de la colonne ou, plus généralement encore, en fonction de la ductilité de déplacement $\mu_\Delta = \dfrac{\Delta_{impose}}{\Delta_y}$.

Il est donc important d'estimer au mieux cette limite élastique Δ_y. Pour ce faire, avoir un modèle numérique cohérent est primordial. Il existe plusieurs manières de définir ce déplacement et, dans le cadre de ce mémoire, nous avons décidé de suivre les recommandations de l'Eurocode 8 traitant du calcul des structures face à la sismicité.

Dans la première étape, il s'agit d'obtenir une relation moment-courbure de la section considérée. Pour ce faire, les résultats de plusieurs logiciels sont confrontés afin d'obtenir la solution la plus réaliste possible.

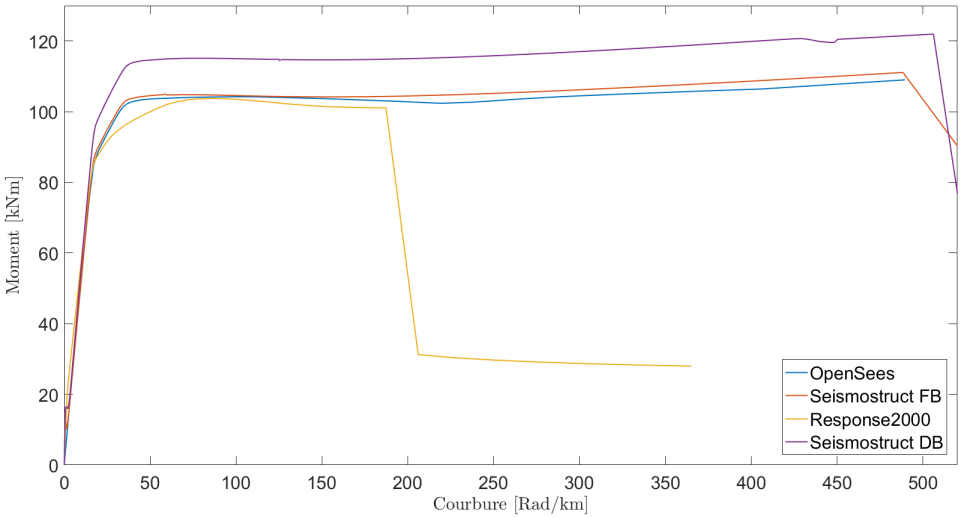


Figure 4.9 – Superposition des diagrammes moment-courbure des colonnes 1A-1B avec différents logiciels.

Comme on peut le constater sur le graphique 4.9, les résultats obtenus par les logiciels

Opensees et *Seismostruct* avec des éléments FB sont très proches, ce qui nous donne une grande confiance dans ce résultat. D'autre part, comme expliqué dans la section 4.3.1, le diagramme moment-courbure obtenu avec l'analyse DB de *Seismostruct* est bien une borne supérieure. Enfin, la courbe obtenue par le logiciel *Response2000* n'est pas à prendre en considération, étant donné que ce logiciel ne tient pas en compte le confinement du béton.

Les mêmes analyses ont également été réalisées pour les colonnes aux échelles inférieures, les graphiques sont disponibles dans l'annexe A.

Par la suite, il faut rendre le diagramme bilinéaire. Pour cela, l'EC8 suggère :

1. De déterminer le point Y sur la figure 4.10, correspondant à la plastification de la première barre d'armature, et de prolonger la droite ainsi créée.
2. De déterminer la courbure ϕ_u correspondant à la rupture.
3. De trouver le moment tel que les deux aires hachurées dans la figure ci-dessous soient égales, c'est-à-dire que l'énergie totale soit conservée.
4. Enfin, de trouver ϕ_y qui se trouve à l'intersection des deux droites.

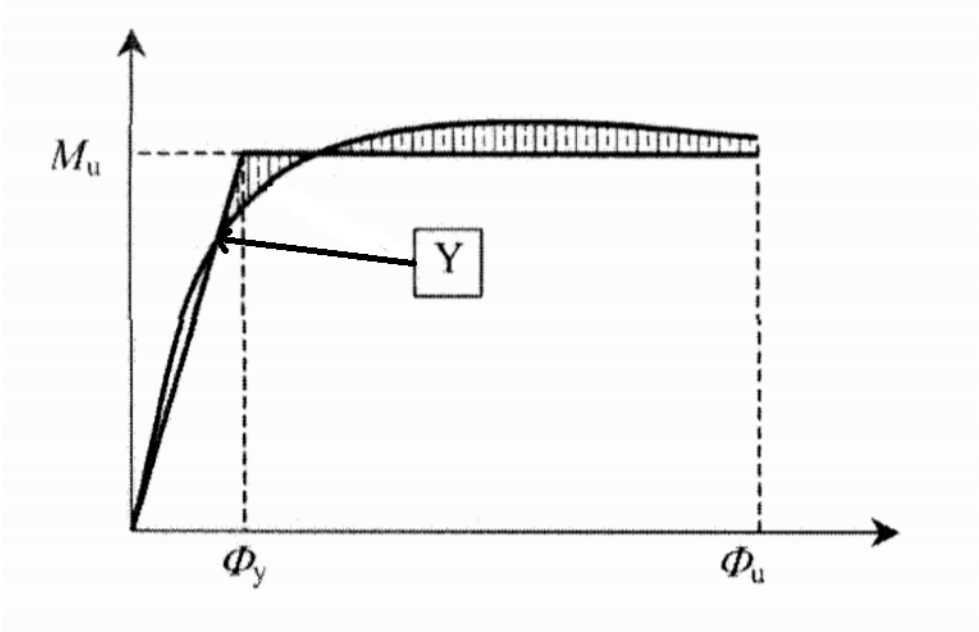


Figure 4.10 – Définition de ϕ_y selon l'Eurocode 8.

Nous avons donc créé un petit programme sur *MATLAB* qui permet de déterminer la valeur du moment pour laquelle les deux aires sont égales. Un exemple est montré dans la figure 4.11.

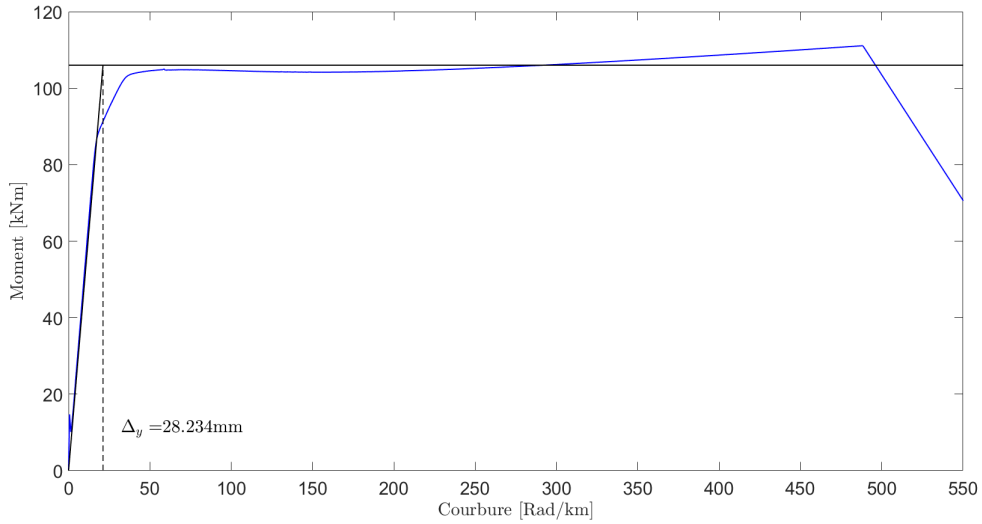


Figure 4.11 – Calcul de ϕ_y selon l'Eurocode 8 pour les colonnes 1A et 1B.

Par la suite, connaissant ϕ_y, et faisant l'hypothèse d'un profil de courbure linéaire le long de la portée de cisaillement ("*shear span*"), l'EC 8 indique la formule suivante pour calculer Δ_y :

$$\Delta_y = \phi_y \frac{L^2}{3} \tag{4.5}$$

L'analyse a donc été effectuée sur l'ensemble des modèles et les résultats sont rassemblés dans le tableau 4.5.

Colonne	1A et 1B	2A	2B et 2C	3A	3B et 3C
Δ_y [mm]	28	19	20	12	12

Table 4.5 – Valeur des ductilités de déplacement Δ_y pour chaque type de colonne.

Par la suite, on peut également estimer le déplacement ultime Δ_u par la formule suivante :

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p = \phi_y \frac{L^2}{3} + (\phi_u - \phi_y) \cdot L_p \cdot \left(L - \frac{L_p}{2}\right) \tag{4.6}$$

Ce déplacement correspond au cas d'un chargement monotonique et non cyclique. Lors de déplacements cycliques, comme nous l'avons étudié dans la section 2.2.2, des pertes de résistance mais également de ductilité apparaissent à cause de la fatigue engendrée par les cycles répétés. Comme le suggèrent Priestley et al. [30], « la courbure ultime de la section analysée devrait être basée sur une résistance limite à la traction de l'acier de $\epsilon_s = 0.6\epsilon_{uk}$ ». En faisant cette hypothèse et en adaptant nos modèles sur *Seismostruct*, nous trouvons les valeurs de déplacement ultime résumées dans le tableau 4.6. Celles-ci sont accompagnées des valeurs pour un chargement monotonique calculées d'une part avec la formule 4.6, et d'autre part avec *Seismostruct*.

Colonne	1A et 1B	2A	2B et 2C	3A	3B et 3C
Δ_u monotonique (formule 4.6) [mm]	357	338	239	290	213
Δ_u monotonique (*Seismostruct*) [mm]	342	257	262	209	204
Δ_u cyclique (*Seismostruct*) [mm]	213	159	162	128	126

Table 4.6 – Valeur des déplacements ultimes Δ_u.

On constate de larges différences entre les valeurs de déplacement ultime pour un chargement monotonique. Ces différences proviennent principalement de la manière avec laquelle on calcule la longueur de la rotule plastique à l'équation 4.2. Celle-ci intervient dans la formule 4.6 proposée par l'Eurocode 8.

Un premier problème pratique apparaît dès maintenant puisque la course maximale du vérin de force du laboratoire est de 25 [cm]. Il nous est donc impossible d'atteindre la rupture de nos colonnes à échelle réelle 1A et 1B puisque nous les chargeons symétriquement. Nos avons donc en réalité 12.5 [cm] disponibles de chaque côté. Pour remédier à ce problème, il a été décidé de modifier légèrement le protocole de chargement. Nous le suivrons jusqu'à la valeur de ductilité de déplacement égale à $4\Delta_y$ (c'est-à-dire 11.2 [cm] pour les colonnes 1A et 1B par exemple) puis nous mènerons les colonnes jusqu'à leur rupture de manière monotonique grâce au système de tiges filetées M27 expliqué au chapitre 3.3.1. Le protocole final qui sera appliqué à chacune de nos colonnes est disponible à la figure 4.12

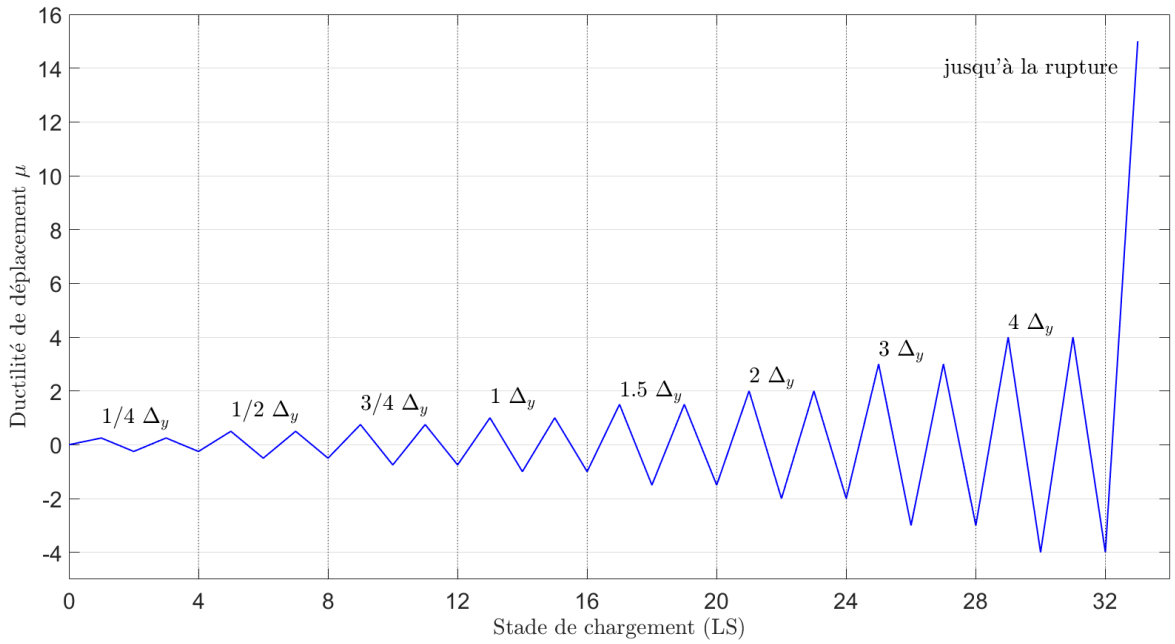


Figure 4.12 – Protocole de chargement final appliqué à chaque colonne.

Les résultats propres à chaque type de colonnes seront détaillés dans la section 4.5.

4.5 Résultats pour le chargement cyclique horizontal

Dans cette section, nous analyserons donc les graphes Force-Déplacement obtenus avec nos modèles *Seismostruct*. Comme nous l'avons expliqué dans la partie 4.3, 3 courbes F-D sont présentées pour chaque type de colonne. Il s'agit de notre meilleure estimation (Force-based 3 sections), d'une borne inférieure (Force-based 4 sections) et d'une borne supérieure (Displacement-based 5 éléments).

4.5.1 Colonnes à échelle 1:1

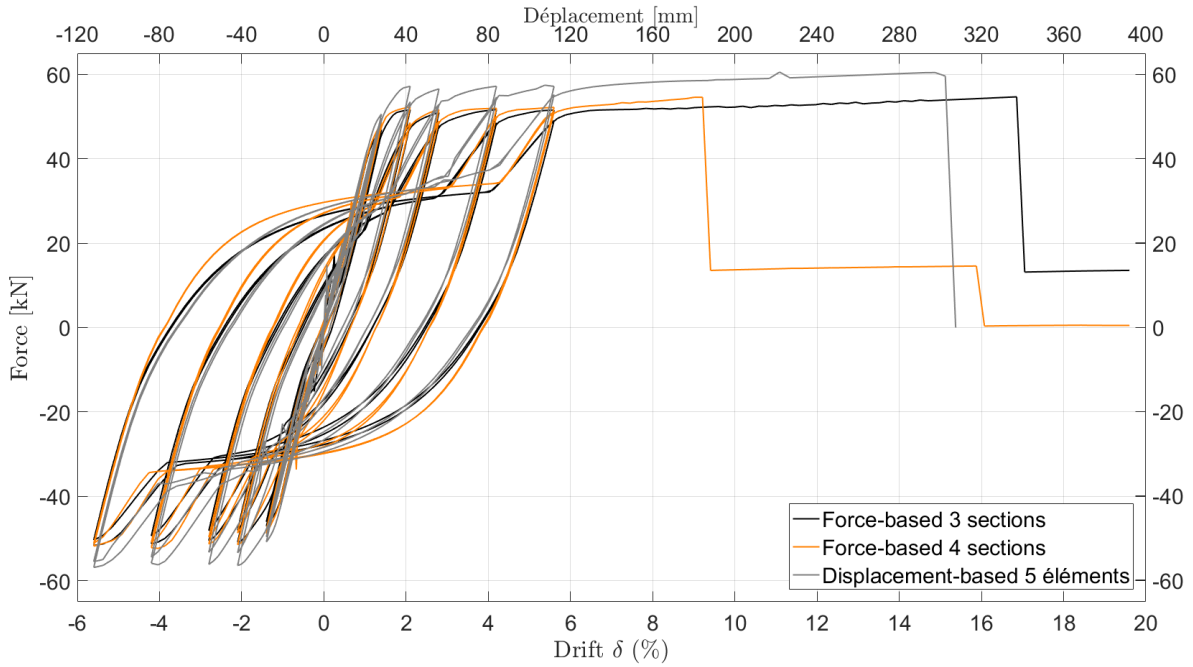


Figure 4.13 – Graphe Force-Déplacement des colonnes 1A et 1B.

Pour les colonnes 1A et 1B, nous nous attendons à une capacité maximale d'environ 54 [kN]. Pour ce qui est du déplacement à la rupture, nous devrions nous situer entre 180 et 340 [mm], correspondant à une dérive latérale δ entre 9 et 17%.

On observe, à partir des cycles menant à $1.5\Delta_y$, une hausse soudaine de la rigidité vers la fin du cycle. Ce comportement est dû aux 2 barres d'acier présentes au milieu de la section (voir image 4.14).

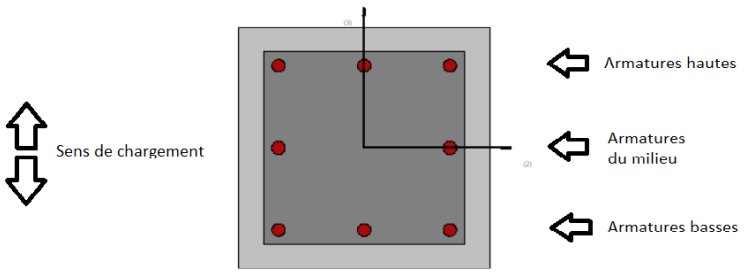


Figure 4.14 – Section de la colonne 1A.

Comme on peut le voir à la figure 4.15, lors des premiers cycles et tant qu'elles n'atteignent pas leur plastification, ces barres restent constamment en traction. Cependant lors du premier cycle à $1.5\Delta_y$, elles dépassent leur limite élastique et enregistrent une déformation résiduelle qui a pour effet de décaler leur cycle par rapport aux barres qui se trouvent aux extrémités de la section. De plus, on observe un court passage en compression. Ce dernier correspond au moment où la fissure de la base n'est pas encore refermée. Comme on peut le voir dans la figure 4.16 au LS17, le béton n'est pas encore en compression, et pour garantir l'équilibre de la section, les armatures du centre se retrouvent comprimées. Lors du cycle suivant, leur passage en traction décalé par rapport à celui des armatures aux extrémités (armature haute dans la figure 4.15) provoquera une hausse de la force vers la fin du cycle comme observé dans la figure 4.13.

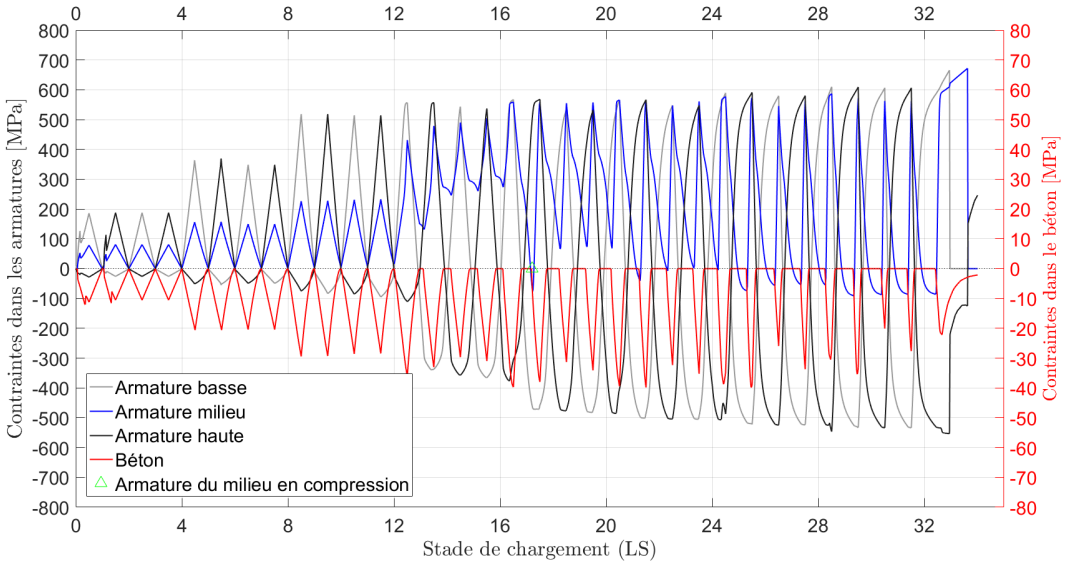


Figure 4.15 – Évolution des contraintes dans les armatures et le béton de la colonne 1A.

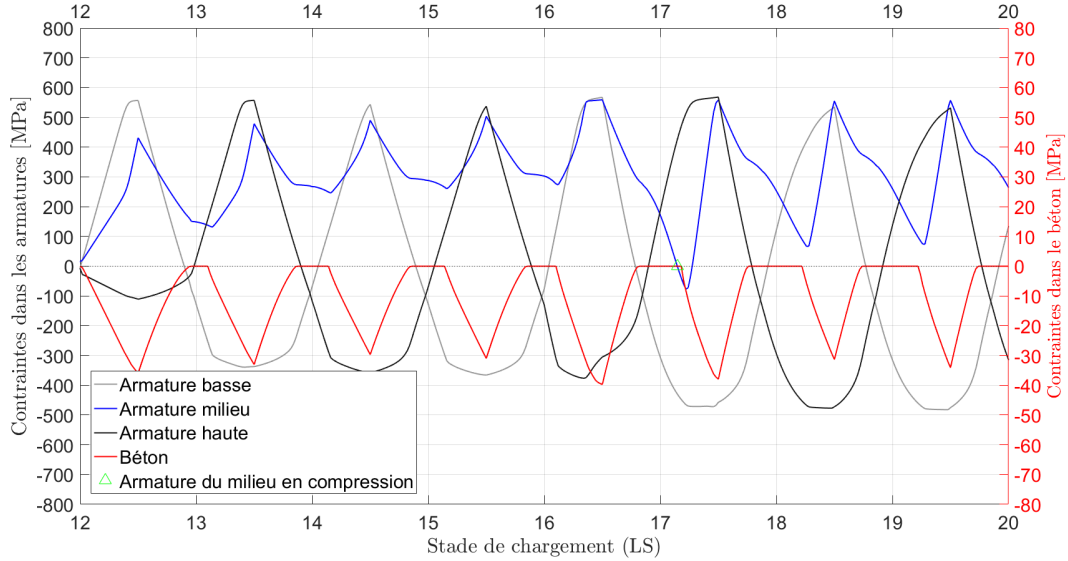


Figure 4.16 – Évolution des contraintes dans les armatures et le béton de la colonne 1A-zoom.

4.5.2 Colonnes à échelle 3:4

Colonne 2A

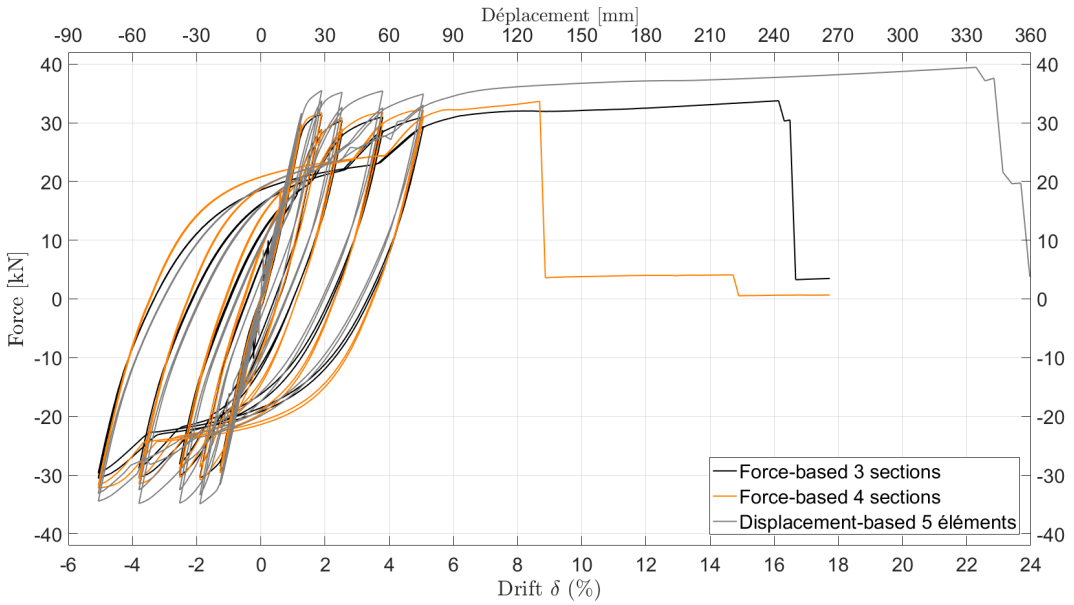


Figure 4.17 – Graphe Force-Déplacement de la colonne 2A.

Pour la colonne 2A, nous nous attendons à une capacité maximale d'environ 33 [kN]. Pour ce qui est du déplacement à la rupture, nous devrions nous situer entre 130 et 330 [mm], correspondant à une dérive latérale δ entre 8.7 et 22%.

Colonnes 2B et 2C

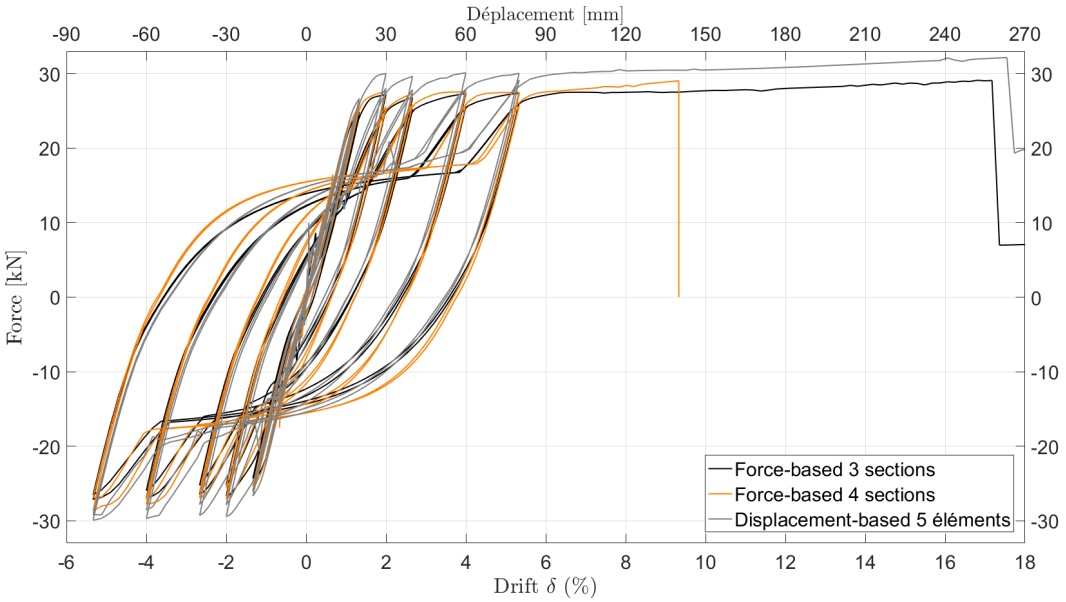


Figure 4.18 – Graphe Force-Déplacement des colonnes 2B et 2C.

Pour les colonne 2B et 2C, nous nous attendons à une capacité maximale d'environ 29 [kN]. Pour ce qui est du déplacement à la rupture, nous devrions nous situer entre 140 et 260 [mm], correspondant à une dérive latérale δ entre 9.3 et 17.3%.

4.5.3 Colonnes à échelle 1:2

Colonne 3A

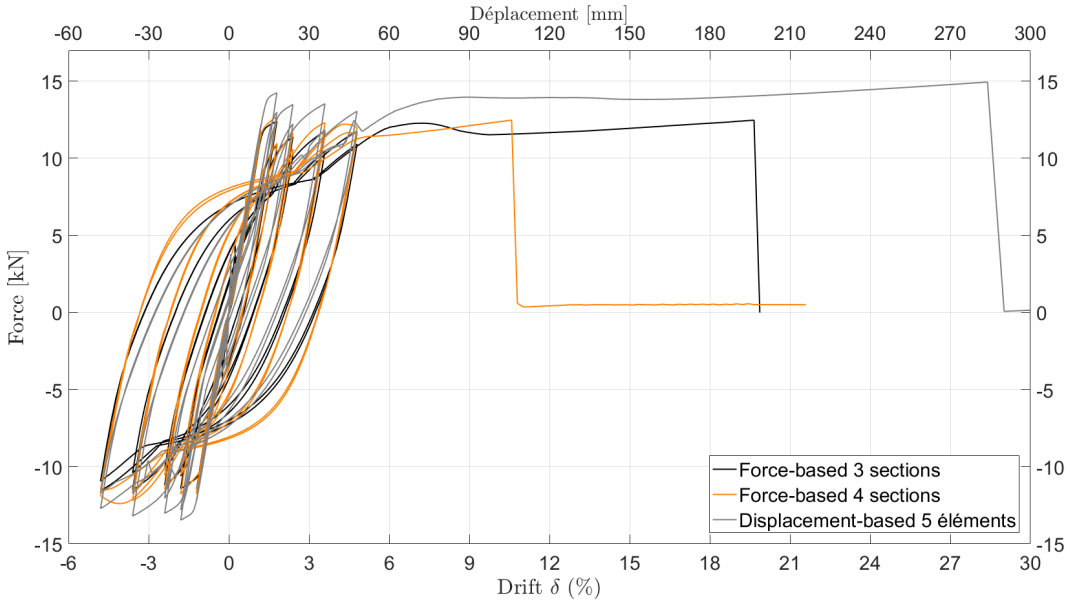


Figure 4.19 – Graphe Force-Déplacement de la colonne C3A.

Pour la colonne 3A, nous nous attendons à une capacité maximale d'environ 12.5 [kN]. Pour ce qui est du déplacement à la rupture, nous devrions nous situer entre 100 et 280 [mm], correspondant à une dérive latérale δ entre 10 et 28%.

Colonnes 3B et 3C

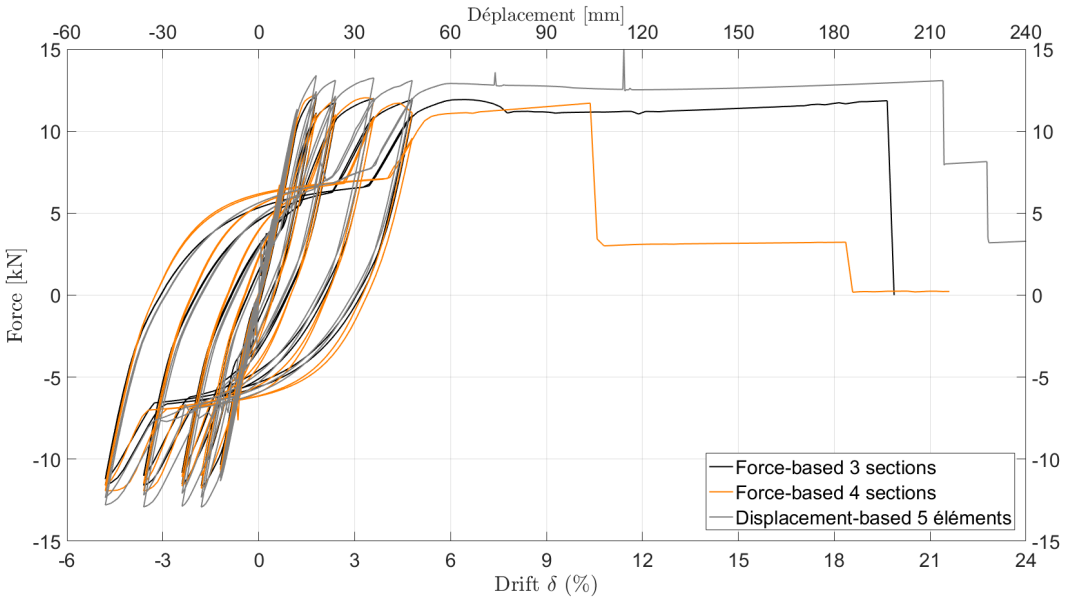


Figure 4.20 – Graphe Force-Déplacement des colonnes 3B et 3C.

Pour les colonne 3B et 3C, nous nous attendons à une capacité maximale d'environ 12 [kN]. Pour ce qui est du déplacement à la rupture, nous devrions nous situer entre 100 et 210 [mm], correspondant à une dérive latérale δ entre 10 et 21%.

4.6 Regard critique sur les simulations numériques

4.6.1 Modification des modèles Seismostruct

Avant de faire des comparaisons avec les données expérimentales, une modification dans la modélisation a été effectuée à la suite des tests. Nous avons remarqué que, pour toutes les colonnes à échelle 1:2, l'apparition des premières fissures ne se faisait pas de manière symétrique sur les colonnes. En effet, beaucoup plus de fissures s'ouvraient à gauche qu'à droite lors des premiers stades de chargement. Dès lors, il ne pouvait pas s'agir d'un concours de circonstances. Un autre élément a également retenu notre attention. Lors de la phase de déchargement-rechargement expliquée dans la section 3.3.1, nous avons compris qu'il fallait légèrement surélever le vérin afin de bien faire sortir les tiges filetées M27 de la tête de nos colonnes puisqu'une friction importante se créait. L'explication était ainsi trouvée, le poids du vérin et du raidisseur étaient repris par l'extrémité droite de la tête des colonnes, créant un moment de flexion constant suffisant pour amplifier ou diminuer la fissuration dans les premiers stades de chargement.

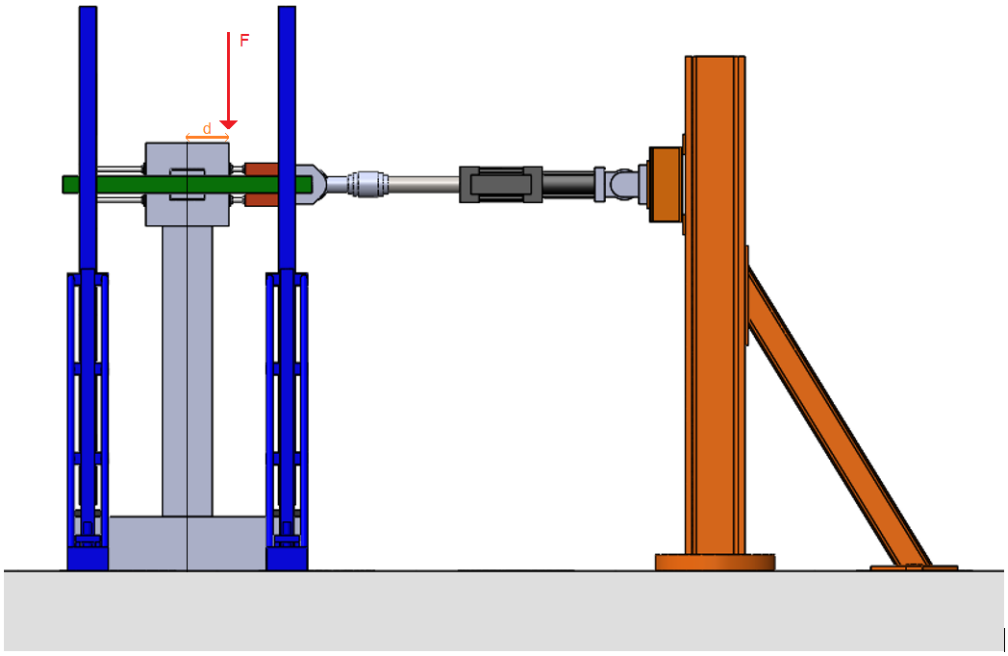


Figure 4.21 – Schéma explicatif du moment de flexion créé.

Nous avons donc calculé la force de réaction égale à la masse du raidisseur (54 [kg]) et à la moitié de la masse du vérin (364 [kg]).

$$F_{reac} = (54 + 182) \cdot 9.81 = 2315\ [N] \tag{4.7}$$

En multipliant par le bras de levier, nous obtenons le moment constant le long de la colonne.

$$M_{constant} = F_{reac} \cdot d = 2315 \cdot 0.25 = 579\ [Nm] = 0.58\ [kNm] \tag{4.8}$$

Nous pouvons vérifier les contraintes engendrées par un tel moment dans la section des plus petites colonnes.

$$\sigma = \frac{M_{constant}}{W_y} = \frac{6 \cdot M_{constant}}{b^3} = \frac{6 \cdot 0.58}{0.15^3} = 1029\ [kPa] = 1.03\ [MPa] \tag{4.9}$$

Sachant que la résistance à la traction des bétons considérés se situe entre 2 et 3 [MPa], il est clair qu'une telle contrainte sur la hauteur a pu avoir autant d'importance pour les colonnes à l'échelle 1:2. Pour les colonnes aux échelles 3:4 et 1:1, les contraintes deviennent 0.3 et 0.13 [MPa] respectivement. Ces valeurs sont assez faibles que pour ne pas provoquer de grandes différences dans la fissuration. Nous avons néanmoins corrigé toutes les modélisations afin d'avoir les modèles les plus fidèles à la réalité expérimentale.

4.6.2 Pistes d'amélioration futures

Un modèle numérique a pour vocation de donner des résultats aussi proches que possible de ceux observés expérimentalement. Cependant, il est impossible de décrire parfaitement le comportement de structures car le rôle du modèle, comme son nom le suggère, est de "modéliser" le réel. Or, le réel ne suit pas toujours des lois descriptibles par des équations. Néanmoins, dans cette partie, il sera question d'améliorations et de suggestions pour perfectionner les modélisations créées sur le logiciel *Seismostruct*.

En premier lieu, il est évident que les modèles sur les matériaux béton et acier peuvent être améliorés. Pour le béton, les essais de compression et de fendage ne nous donnent comme information que la valeur maximale de la contrainte en compression et en traction. Il serait donc possible, grâce à des tests plus complets, de décrire mieux le béton dans le modèle. En ce qui concerne l'acier, les tests de traction nous donnent une parfaite connaissance du matériau. Cependant, plusieurs paramètres peuvent être ajustés dans le modèle numérique afin de mieux représenter le comportement de l'acier lors des cycles hystérétiques (coefficients R_0, a_1, a_2, a_3 et a_4 dans le modèle de Menegotto-Pinto).

Dans les sections, le coefficient de confinement pourrait être mieux calculé afin d'être plus représentatif de la capacité réelle du béton à l'intérieur des étriers.

Enfin, nous avons découvert que les valeurs de déplacement mesurées lors des tests expérimentaux étaient erronées. En effet, l'utilisation d'un potentiomètre a induit l'apparition d'un angle entre le point de référence et l'emplacement du capteur. Il a donc été nécessaire d'en prendre compte et d'effectuer une correction (via la résolution d'un problème non-linéaire) lors du traitement des données. Une piste d'amélioration serait de prendre ces valeurs corrigées pour les inclure comme données dans la modélisation.

4.7 Comparaison avec les résultats expérimentaux

Dans cette section nous comparerons les graphes obtenus expérimentalement, disponibles dans l'annexe B reprenant les fiches récapitulatives des résultats obtenus pour chaque colonne, avec ceux provenant des simulations numériques et commenterons leurs différences et similitudes. Il s'agit des graphes force-déplacement, de l'élongation verticale et de la rotation en tête de colonne. De plus, une analyse de dissipation énergétique par cycle hystérétique sera également faite.

4.7.1 Colonnes à échelle 1:1

Colonne 1A

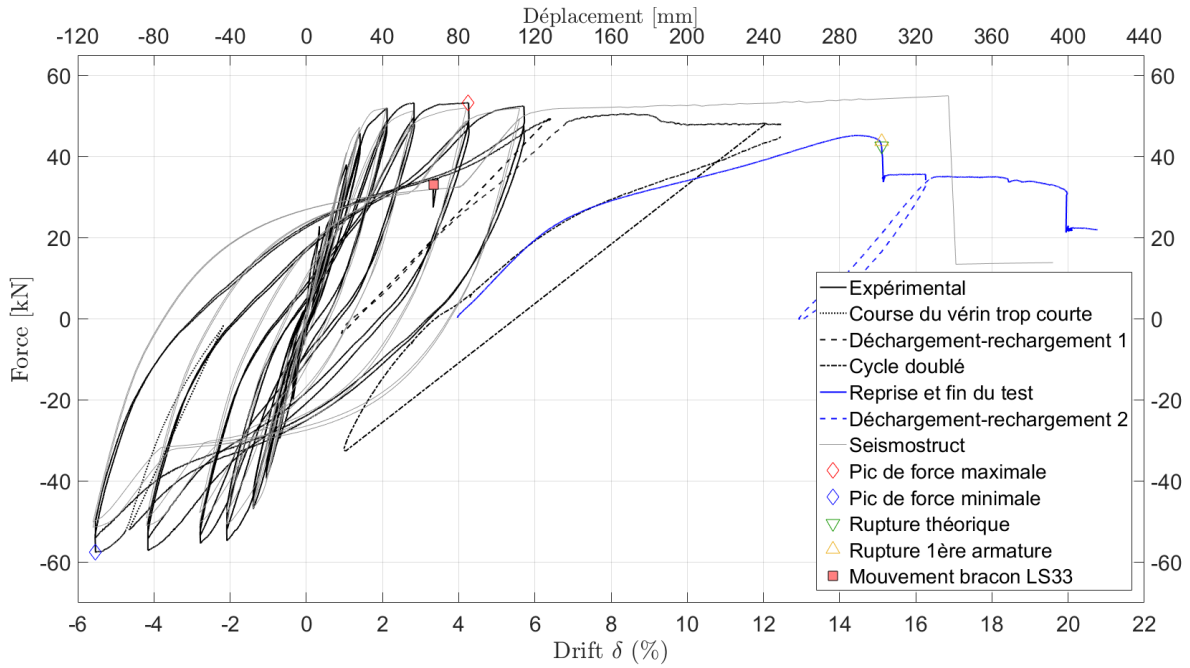


Figure 4.22 – Comparaison des graphes Force-Déplacement pour la colonne 1A.

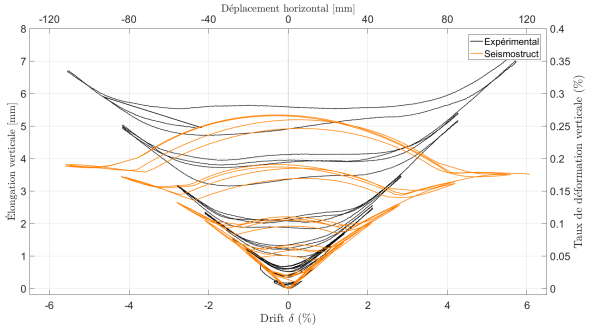


Figure 4.23 – Comparaison des graphes d'élongation pour la colonne 1A.

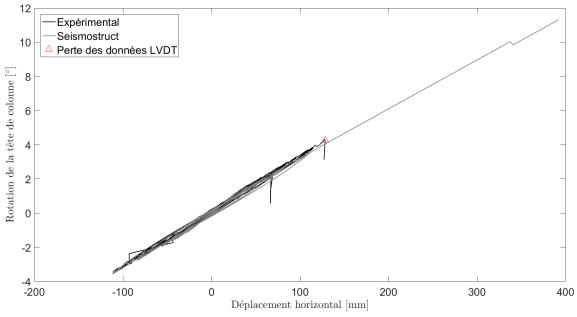


Figure 4.24 – Comparaison des graphes de rotation en tête pour la colonne 1A.

La colonne 1A est la première colonne que nous avons testée. Elle a donc été sujette à de nombreux imprévus, en témoigne son graphe force-déplacement (figure 4.22) dans lequel on observe plusieurs déchargements et rechargements. Nonobstant ces difficultés, elle présente une

courbe hystérétique très proche de celle modélisée sur *Seismostruct*. Cela s'observe notamment par le pic de force maximale de la colonne qui est de 53.3 [kN] face aux 54 [kN] prévus par le modèle. Le pic minimal, quant à lui, est de -57.6 [kN], 5% au dessus des prédictions. Étant donné que nous avons commencé à charger la colonne dans le sens des déplacements (et des forces) positifs, il est un peu étrange de trouver une force supérieure dans le sens du déplacement négatif. En analysant l'enrobage en base de la colonne, nous avons compris d'où pouvait venir cette différence. Comme on le constate sur les images 4.25 et 4.26, l'enrobage initialement fixé à 30 [mm] était au final de $20 - 25$ [mm] à gauche et de $35 - 40$ [mm] à droite. Cette différence, pouvant paraître insignifiante, a certainement eu une influence de quelques kilonewtons dans la réponse finale. Pour mieux voir la comparaison entre le modèle et les données expérimentales, des graphes zoomés sur la partie cyclique sont disponibles dans la partie annexe C.



Figure 4.25 – Enrobage des étriers à gauche de la colonne 1A.



Figure 4.26 – Enrobage des étriers à droite de la colonne 1A.

En ce qui concerne la rupture, nous constatons que la perte de résistance de 20% apparaît après la rupture de la première armature vers 300 [mm] (15% de dérive latérale), soit exactement la valeur trouvée par l'analyse 'displacement based' dans la figure 4.13.

Le phénomène de la hausse de rigidité dont nous avons parlé dans la partie 4.5.1 est observable, même s'il est moins prononcé que dans les simulations. On remarque un changement de pente et un point d'inflexion surtout dans les cycles menant à $3\Delta_y$ et $4\Delta_y$.

On observe également une différence au niveau du déplacement résiduel dans les boucles hystérétiques. Le modèle semble donner une plus large enveloppe. Cela est dû à la manière dont est défini l'acier et en particulier à l'effet Bauschinger[3]. Il est possible d'adapter certains paramètres pour accentuer ou non la décharge des barres d'acier. Il s'agit là d'une piste d'amélioration de notre modèle.

A ce propos, nous avons effectué une analyse de la dépense énergétique de chaque cycle entier pour chaque ductilité de déplacement. Les résultats se trouvent dans le tableau 4.7. D'autre part, les comparaisons graphiques cycle par cycle sont disponibles aux figures 4.27 et 4.27.

[3]L'effet Bauschinger ou écrouissage "cinématique" stipule que la limite d'élasticité de métaux en compression est inférieure à leur limite d'élasticité en traction après écrouissage.

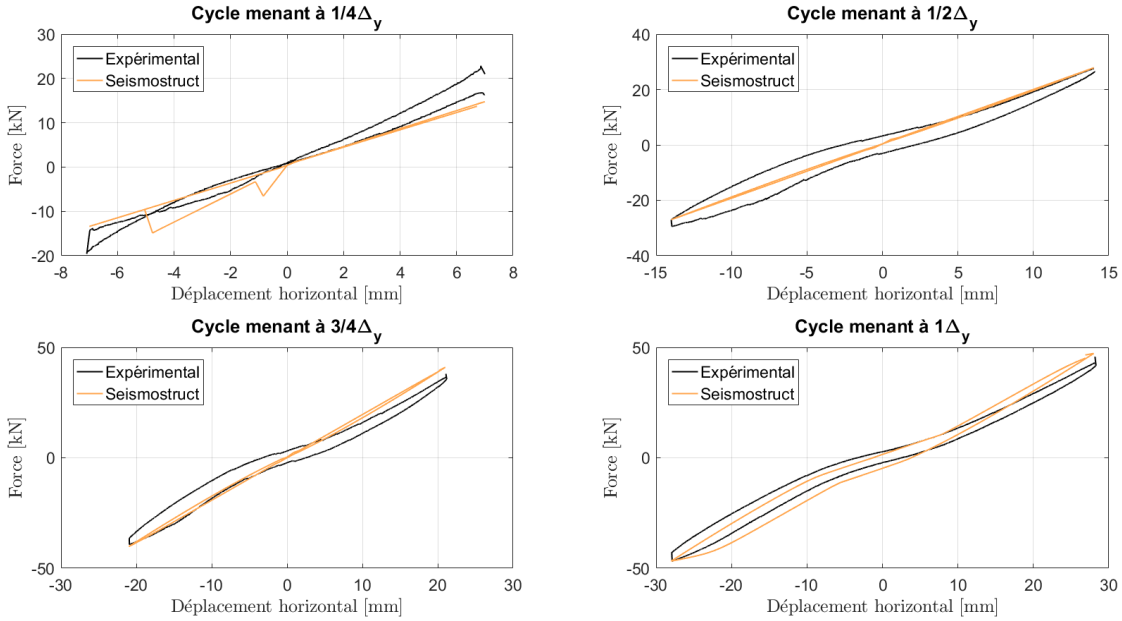


Figure 4.27 – Comparaison des graphes Force-Déplacement pour les petits cycles - colonne 1A.

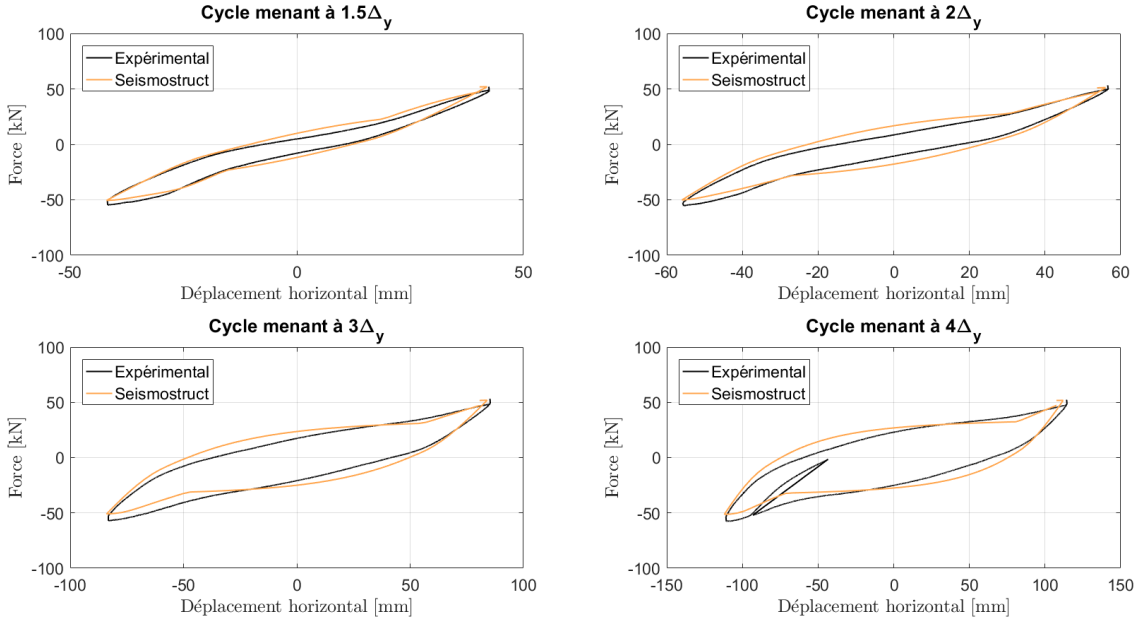


Figure 4.28 – Comparaison des graphes Force-Déplacement pour les grands cycles - colonne 1A.

Colonne 1A	$\frac{1}{4}\Delta_y$	$\frac{1}{2}\Delta_y$	$\frac{3}{4}\Delta_y$	Δ_y	$1.5\Delta_y$	$2\Delta_y$	$3\Delta_y$	$4\Delta_y$
Énergie expérimentale [J]	16.0	171	248	322	1059	1880	4931	7750
Énergie *Seismostruct* [J]	15.5	11.7	49.4	306	1311	2542	5558	8724
Rapport $\frac{E_{seis}}{E_{exp}}$ [/]	0.97	0.07	0.2	0.95	1.24	1.35	1.13	1.13

Table 4.7 – Énergie des cycles hystérétiques - comparaison avec *Seismostruct* - C1A.

Comme nous pouvons le constater, le premier cycle est relativement identique en terme de dissipation énergétique. C'est dans ce cycle-là que la fissuration a lieu et elle est bien représentée dans le modèle numérique. Ensuite, dans les 2 cycles suivants, ceux menant à $\frac{1}{2}\Delta_y$ et $\frac{3}{4}\Delta_y$, l'énergie dissipée est très inférieure dans la simulation. La raison est qu'à ce moment, *Seismostruct* considère un comportement parfaitement élastique avec extrêmement peu de dissipation énergétique. De plus, il ne tient pas compte des fissures continuant à se créer. Pour les autres cycles, l'enveloppe de *Seismostruct* est légèrement plus large que celle observée expérimentalement. La dissipation énergétique est cependant très proche. En effet, la capacité est un peu plus grande que prévue et la hausse de rigidité plus lisse, ce qui explique que l'enveloppe soit plus large à ces endroits.

Nous pouvons maintenant nous intéresser au graphe 4.23 comparant l'élongation de la colonne au cours des différents cycles (jusque $4\Delta_y$). Pour obtenir un tel graphe, nous avons moyenné chaque déplacement enregistré par les LVDT du même niveau (LVDT 10 gauche avec LVDT 10 droite, etc) et nous avons additionné ces déplacements sur la hauteur de la colonne comme dans l'équation 4.10

$$Elongation = \sum_i \frac{1}{2} abs(LVDT_{i,gauche} - LVDT_{i,droite}) \tag{4.10}$$

Il est intéressant de voir que l'élongation résiduelle (à déplacement horizontal nul) est sensiblement identique au modèle, à savoir environ 5.5 [mm] soit un taux de déformation verticale de 2.75‰. D'autre part, on remarque de très grandes différences d'élongation pour des valeurs de dérive latérale élevées. Cela s'explique par la manière dont est calculée l'élongation. Comme on le voit dans le schéma 4.29, *Seismostruct* calcule simplement la variation verticale (selon z) dans la hauteur de la colonne alors qu'avec l'équation 4.10, on mesure l'élongation dans la longueur de l'arc. Il est donc normal de trouver des valeurs identiques lorsque la colonne revient à un déplacement horizontal nul.

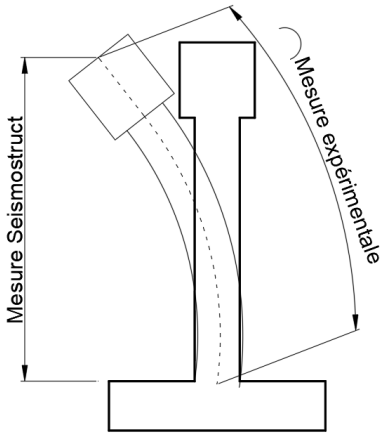


Figure 4.29 – Comparaison des manières de calculer l'élongation.

Enfin nous observons à la figure 4.24 que les prédictions de la rotation en tête et les données de l'inclinomètre nous donnent des résultats très similaires.

Colonne 1B

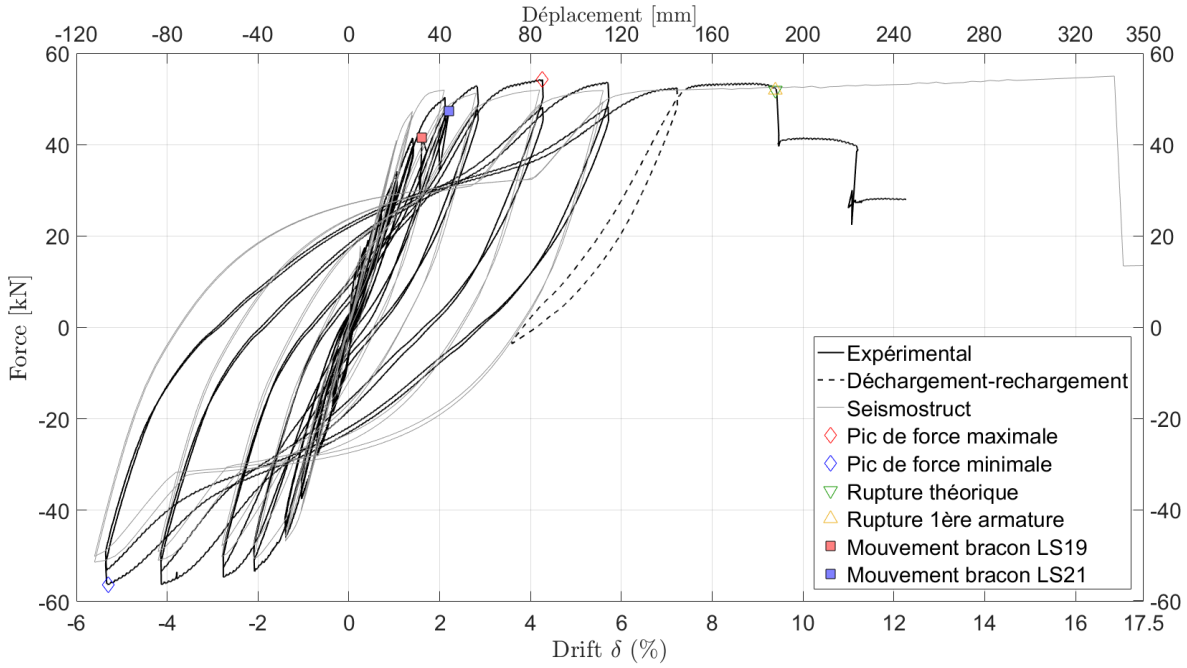


Figure 4.30 – Comparaison des graphes Force-Déplacement pour la colonne 1B.

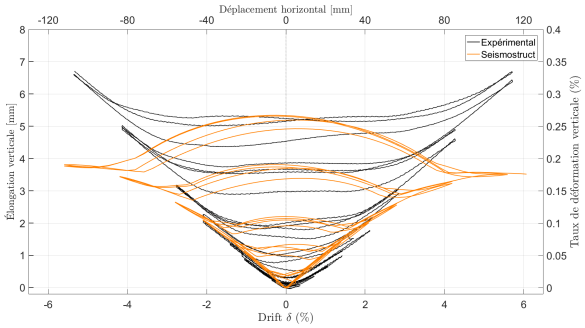


Figure 4.31 – Comparaison des graphes d'élongation pour la colonne 1B.

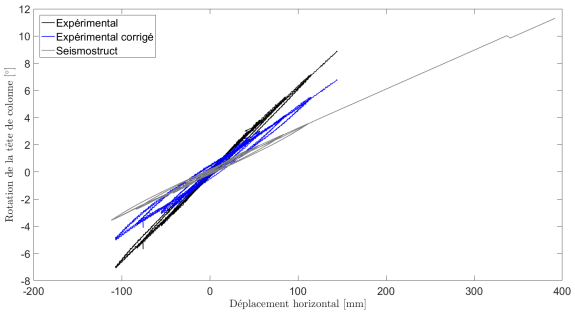


Figure 4.32 – Comparaison des graphes de rotation en tête pour la colonne 1B.

A l'instar de la colonne 1A, la colonne 1B présente un comportement hystérétique très proche des simulations numériques. Le pic de force maximale est de 54.2 [kN] comme prévu par le modèle et le pic de force minimale, est de -56.2 [kN], de nouveau un peu au delà des prédictions.

Une fois de plus, cela s'explique par un décalage de la cage d'armature dans les coffrages. Sur la photo 4.33, on observe un enrobage entre 35 et 40 [mm] à droite de la colonne, laissant présumer un enrobage de $20-25$ [mm] à gauche où le béton comprimé ne laissait pas apparaître les étriers.

La principale différence avec le modèle se situe au niveau du déplacement à la rupture qui est de 188 [mm] soit 9.4% de dérive latérale. Cette valeur correspond à la borne inférieure calculée avec l'analyse 'force-based' à 4 sections d'intégration dans la figure 4.13. Il s'agit donc d'une rupture acier puisque, comme on le voit sur la figure 4.30, on n'observe pas de perte de résistance avant la rupture.



Figure 4.33 – Enrobage des étriers à droite de la colonne 1B.

Pour ce qui est de la dissipation énergétique, toutes les valeurs sont présentes dans le tableau 4.8.

Colonne 1B	$\frac{1}{4}\Delta_y$	$\frac{1}{2}\Delta_y$	$\frac{3}{4}\Delta_y$	Δ_y	$1.5\Delta_y$	$2\Delta_y$	$3\Delta_y$	$4\Delta_y$
Énergie expérimentale [J]	92.5	163	215	315	1016	1845	4687	7343
Énergie *Seismostruct* [J]	15.5	11.7	49.4	306	1311	2542	5578	8724
Rapport $\frac{E_{seis}}{E_{exp}}$ [/]	0.17	0.07	0.23	0.97	1.29	1.38	1.18	1.18

Table 4.8 – Énergie des cycles hystérétiques - comparaison avec *Seismostruct* - C1B.

A nouveau, la modélisation et la réalité expérimentale sont très différentes pour les petits cycles, *Seismostruct* considérant un comportement extrêmement élastique. On notera cependant que, cette fois-ci, même le premier cycle est fortement différent, la dissipation énergétique provenant des données expérimentales étant beaucoup plus élevée. Pour le reste, les remarques faites pour la colonne 1A sont d'application ici également.

En ce qui concerne le graphe de l'élongation disponible à la figure 4.31, nous constatons une très forte similarité dans les valeurs d'élongation résiduelle, à savoir un peu moins de 5.5 [mm] soit 0.275% de taux de déformation verticale.

Nous nous intéressons maintenant au graphe 4.32 qui exprime l'inclinaison de la tête de la colonne en fonction du déplacement horizontal. Cette fois-ci, les valeurs mesurées par l'inclinomètre sont très éloignées de celles calculées par *Seismostruct* (2 fois plus élevées). Cette différence peut s'expliquer par le fait qu'une fissure rentre dans la fondation. Celle-ci provoque alors une rotation supplémentaire en tête qui n'est pas comptabilisée par *Seismostruct*. Nous avons donc corrigé les valeurs de rotation de la tête en soustrayant la contribution des LVDT's 10, c'est-à-dire ceux mesurant la fissure de base. La rotation est le produit de la courbure par la longueur sur laquelle le LVDT mesure comme exprimé à l'équation 4.12.

$$Rotation_{fondation} = \frac{LVDT_{10,gauche} - LVDT_{10,droite}}{b \cdot h_{mesuree}} \cdot h_{mesuree} \tag{4.11}$$

$$= \frac{LVDT_{10,gauche} - LVDT_{10,droite}}{b} \tag{4.12}$$

Après cette modification, on obtient une rotation nettement plus proche de celle calculée par la simulation numérique (courbe bleue) même si une nette différence persiste.

4.7.2 Colonnes à échelle 3:4

Colonne 2A

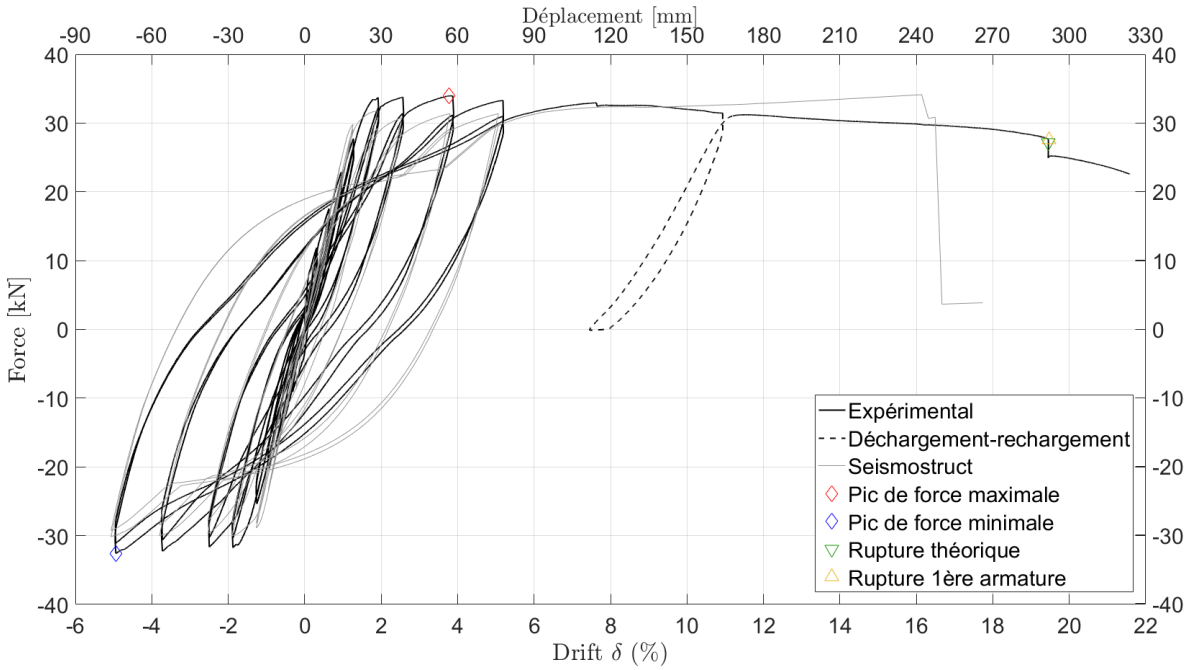


Figure 4.34 – Comparaison des graphes Force-Déplacement pour la colonne 2A.

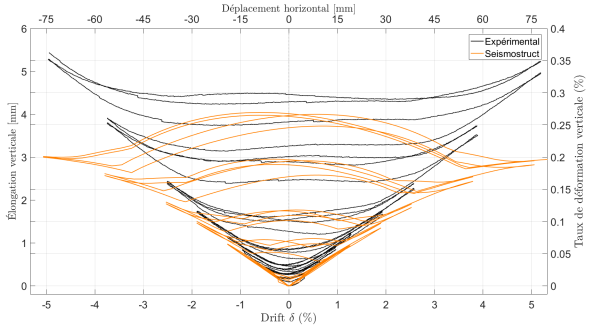


Figure 4.35 – Comparaison des graphes d'élongation pour la colonne 2A.

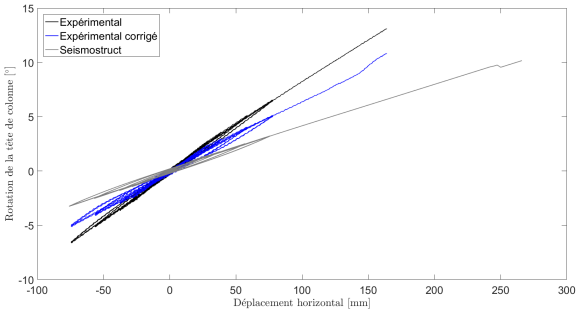


Figure 4.36 – Comparaison des graphes de rotation en tête pour la colonne 2A.

La colonne 2A est la première des colonnes à l'échelle 3:4 que nous avons testées. Comme en témoigne son graphe force-déplacement à la figure 4.34, elle présente un pic de force maximale de 34 [kN], 1 [kN] de plus que les prédictions du modèle. Son pic de force minimale est de -32.6 [kN], valeur cohérente car légèrement en deçà de celle au pic maximal. En effet, il ne faut pas perdre de vue que qu'un moment égal à 0.58 [kNm] est appliqué dans le sens horloger en tête de la colonne par le poids du vérin et du raidisseur comme nous vous l'expliquions à la section 4.6.1. D'autre part, comme pour les colonnes à échelle 1:1, nous avons vérifié l'enrobage des armatures qui était bien de 23 [mm] comme imposé dans le dimensionnement.

La colonne 2A atteint la rupture de sa première armature avant la perte de 20% de sa capacité, à 292 [mm] soit 19.5% de dérive latérale. C'est une valeur comprise entre la prédiction du modèle 'force-based' et 'displacement based' à la figure 4.17.

Les valeurs de dissipation énergétique par cycle sont présentées dans le tableau 4.9. Les graphes, quant à eux, sont disponibles aux figures 4.37 et 4.38.

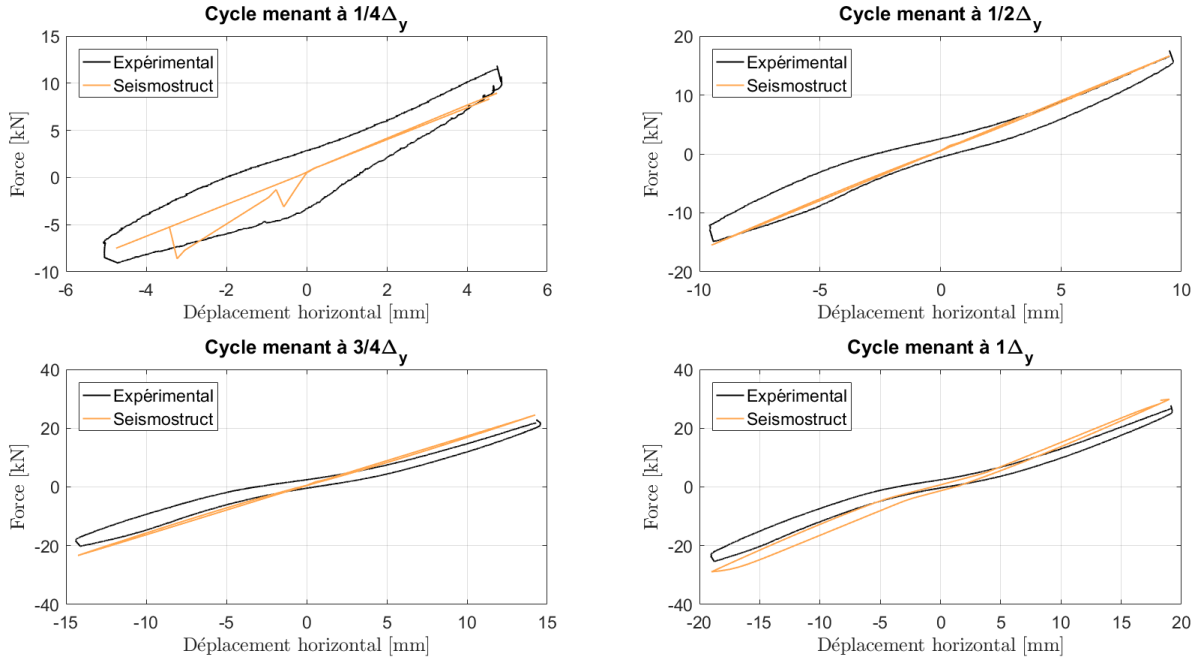


Figure 4.37 – Comparaison des graphes Force-Déplacement pour les petits cycles - colonne 2A.

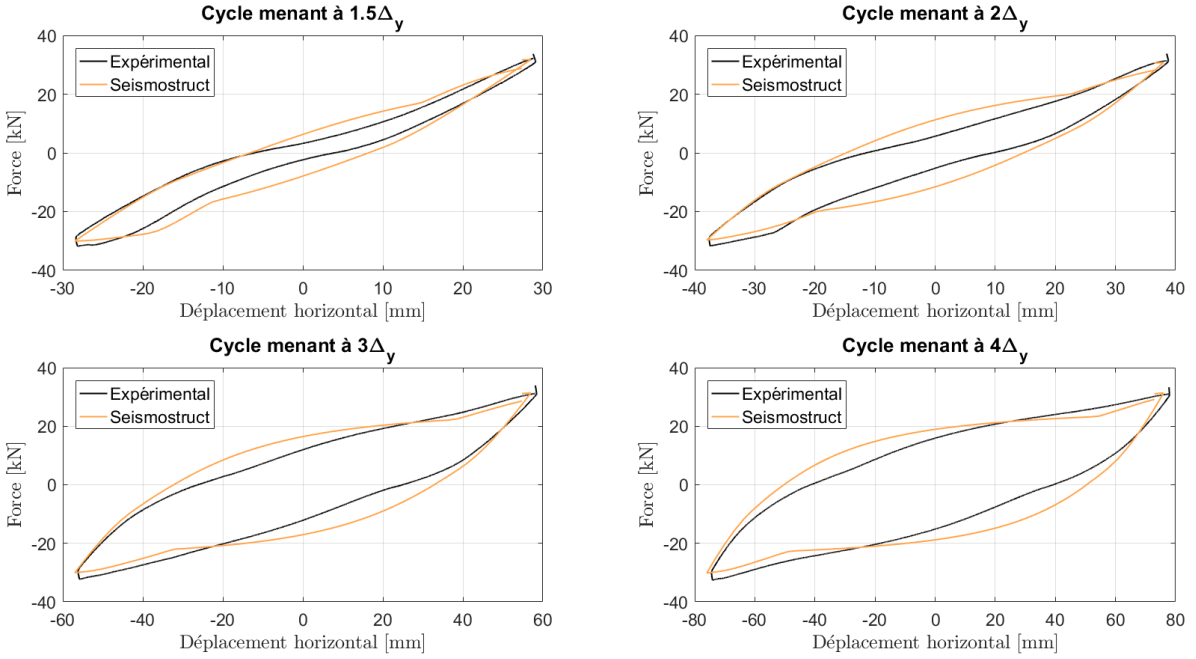


Figure 4.38 – Comparaison des graphes Force-Déplacement pour les grands cycles - colonne 2A.

Les mêmes conclusions que pour les colonnes 1A et 1B peuvent être tirées ici. On notera également que pour le cycle menant à $1\Delta_y$, la dissipation énergétique de la simulation est de l'ordre

Colonne 2A	$\frac{1}{4}\Delta_y$	$\frac{1}{2}\Delta_y$	$\frac{3}{4}\Delta_y$	Δ_y	$1.5\Delta_y$	$2\Delta_y$	$3\Delta_y$	$4\Delta_y$
Énergie expérimentale [J]	43.3	69.8	101	134	389	807	2122	3456
Énergie *Seismostruct* [J]	5.85	4.06	13.8	80.6	579	1126	2569	4068
Rapport $\frac{E_{seis}}{E_{exp}}$ [/]	0.13	0.06	0.14	0.6	1.49	1.39	1.21	1.18

Table 4.9 – Énergie des cycles hystérétiques - comparaison avec *Seismostruct* - C2A.

de 40% inférieure à celle mesurée expérimentalement alors que pour les colonnes à échelle 1:1, ce chiffre était plutôt de l'ordre de 5%. Pour le cycle suivant, on remarque que le modèle numérique prédisait des valeurs de capacité 50% supérieures aux observations expérimentales. Cette différence est également plus marquée que ce que l'on a observé avec les colonnes précédentes.

En ce qui concerne l'élongation verticale à la figure 4.35, les données provenant des LVDT's nous donnent une élongation finale résiduelle de 4.5 [mm], soit 0.3% de taux de déformation verticale. D'autre part, *Seismostruct* donne 4 [mm] soit 0.267% de taux de déformation verticale. On peut donc considérer une bonne corrélation entre le modèle et la réalité.

Enfin, comme nous l'avons expliqué pour la colonne 1B, nous avons également post-traité les valeurs de rotation en tête de colonne afin de nous rapprocher de celles calculées numériquement. L'influence de la fissure en base sur la rotation de la tête n'est pas négligeable, en témoigne le graphe à la figure 4.36.

Colonne 2B

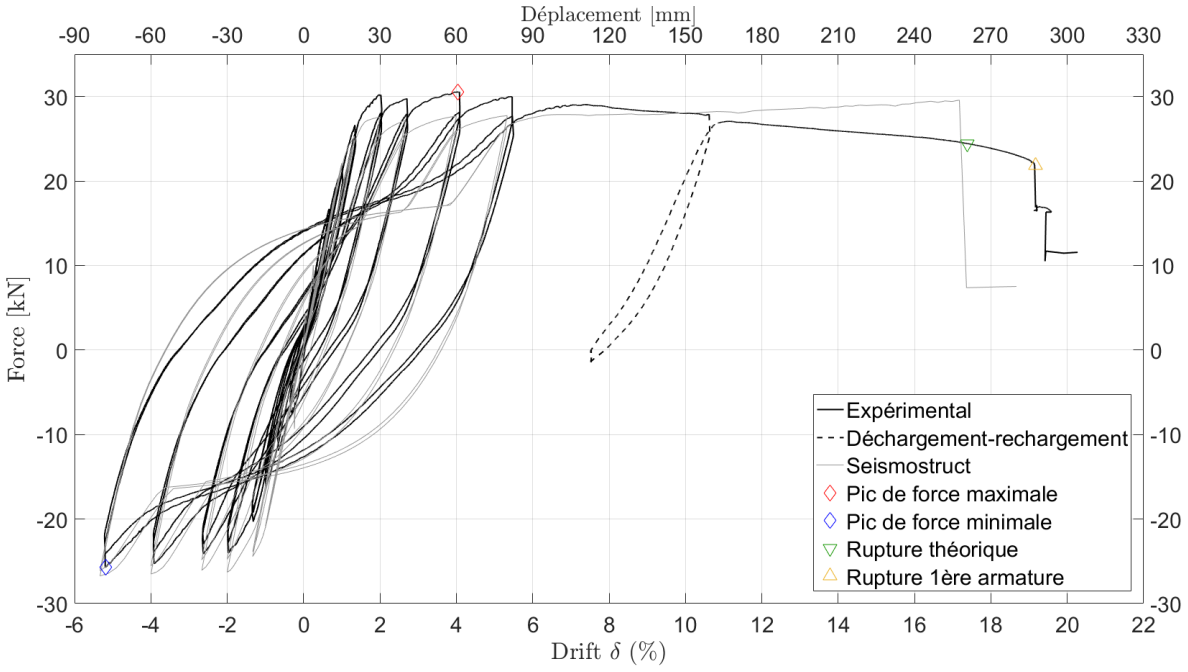


Figure 4.39 – Comparaison des graphes Force-Déplacement pour la colonne 2B.

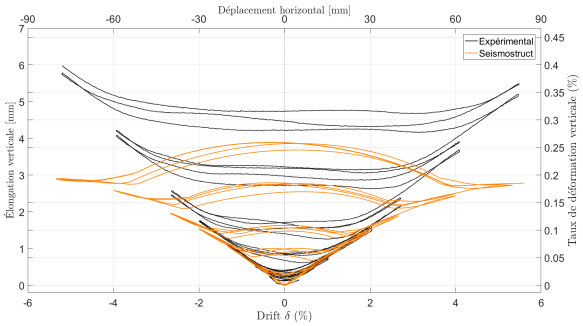


Figure 4.40 – Comparaison des graphes d'élongation pour la colonne 2B.

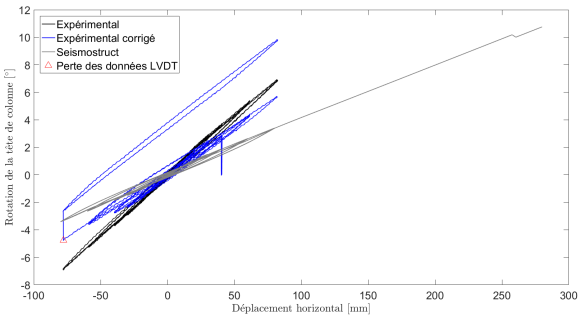


Figure 4.41 – Comparaison des graphes de rotation en tête pour la colonne 2B.

La colonne 2B est la seconde des colonnes à l'échelle 3:4 que nous avons testées. Comme en témoigne son graphe force-déplacement à la figure 4.39, elle présente un pic de force maximale de 30.5 [kN], 1.5 [kN] de plus que les prédictions du modèle. Son pic de force minimale est de -25.7 [kN]. Cette valeur est anormalement faible en comparaison avec la valeur du pic maximale. Une fois de plus, nous nous sommes donc penchés sur les valeurs d'enrobage mesurées à la fin du test. Comme on le constate sur les photos 4.42 et 4.43, le recouvrement des étriers n'est pas symétrique. On a entre 30 et 35 [mm] à gauche et environ 20 [mm] à droite de la colonne. Cette différence, couplée au moment en tête expliqué à la section 4.6.1 explique en grande partie, l'importante différence observée dans les cycles hystérétiques.



Figure 4.42 – Enrobage des étriers à gauche de la colonne 2B.



Figure 4.43 – Enrobage des étriers à droite de la colonne 2B.

La colonne 2B a atteint la rupture par écrasement du béton à 260 [mm] soit 17.3% de dérive latérale. Il s'agit de la valeur correspondant à la borne supérieure prédite par l'analyse 'displacement based' à la figure 4.18. La première armature, quant à elle, se rompt à 287.5 [mm] soit à 19.15% de dérive latérale.

Les valeurs de dissipation énergétique par cycle sont présentées dans le tableau 4.10.

Les mêmes conclusions que pour les colonnes précédentes peuvent être tirées pour les 3 premiers cycles. Par la suite, les valeurs de dissipation d'énergie sont très proches entre le modèle

Colonne 2B	$\frac{1}{4}\Delta_y$	$\frac{1}{2}\Delta_y$	$\frac{3}{4}\Delta_y$	Δ_y	$1.5\Delta_y$	$2\Delta_y$	$3\Delta_y$	$4\Delta_y$
Énergie expérimentale [J]	34.4	61.5	88.7	112	417	814	1922	3098
Énergie *Seismostruct* [J]	6.95	3.84	16.0	116	497	956	2083	3250
Rapport $\frac{E_{seis}}{E_{exp}}$ [/]	0.2	0.06	0.18	1.04	1.19	1.17	1.08	1.05

Table 4.10 – Énergie des cycles hystérétiques - comparaison avec *Seismostruct* - C2B.

et la réalité. En effet, on observe un écart maximal de 19% pour le cycle menant à $1.5\Delta_y$.

En ce qui concerne l'élongation verticale à la figure 4.40, les données provenant des LVDT's nous donnent une élongation finale résiduelle de presque 5 [mm], soit 0.33% de taux de déformation verticale. D'autre part, *Seismostruct* donne 4 [mm] soit 0.267% de taux de déformation verticale. On a donc une différence notable pour cette colonne.

Enfin, comme nous l'avons expliqué pour la colonne 1B et 2A, nous avons également post-traité les valeurs de rotation en tête de colonne afin de nous rapprocher de celles calculées numériquement comme montré à la figure 4.41. On observe que l'influence des LVDT's 10 dans ce cas-ci n'est pas très élevée.

Colonne 2C

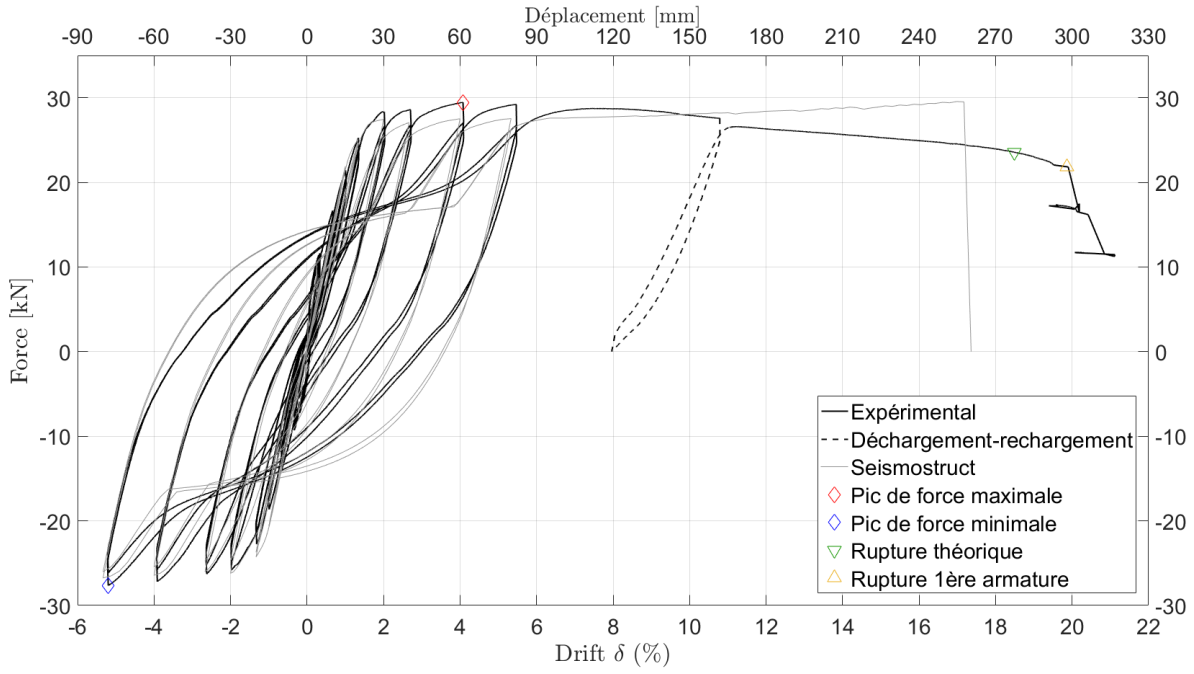


Figure 4.44 – Comparaison des graphes Force-Déplacement pour la colonne 2C.

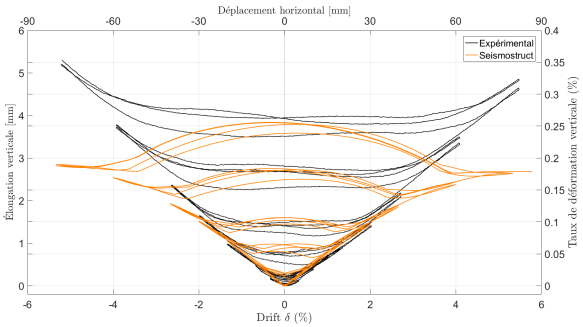


Figure 4.45 – Comparaison des graphes d'élongation pour la colonne 2C.

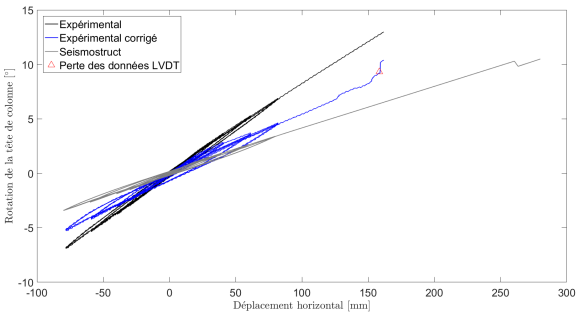


Figure 4.46 – Comparaison des graphes de rotation en tête pour la colonne 2C.

La colonne 2C est la dernière des colonnes à l'échelle 3:4 que nous avons testées. En analysant son graphe force-déplacement à la figure 4.44, on remarque qu'elle présente un pic de force maximale de 29.5 [kN], 0.5 [kN] de plus que les prédictions du modèle. Son pic de force minimale est de -27.6 [kN]. Elle possède donc un comportement hystérétique relativement bien symétrique et suit de très près les prédictions faites par la modélisation sur *Seismostruct*. De fait, en mesurant les valeurs d'enrobage effectives à la fin du test, on trouve 23 [mm] de part et d'autre de la colonne comme décidé dans le design. Ces mesures sont visibles aux images 4.47 et 4.48.



Figure 4.47 – Enrobage des étriers à gauche de la colonne 2C.



Figure 4.48 – Enrobage des étriers à droite de la colonne 2C.

A l'instar de sa colonne jumelle (C2B), la colonne 2C a atteint la rupture par écrasement du béton à 277 [mm] soit 18.5% de dérive latérale. Il s'agit d'une valeur supérieure à celle correspondant à la borne supérieure prédite par les simulations à la figure 4.18. La première armature, quant à elle, se rompt vers 300 [mm] soit à 20% de dérive latérale. On peut aisément dire que la colonne 2C a eu un comportement plus ductile que ce à quoi nous pouvions nous attendre.

Les valeurs de dissipation énergétique par cycle sont présentées dans le tableau 4.11.

Les mêmes conclusions que pour la colonne 2B peuvent être tirées, les valeurs étant relativement semblables.

En ce qui concerne l'élongation verticale à la figure 4.45, les données provenant des LVDT's

Colonne 2C	$\frac{1}{4}\Delta_y$	$\frac{1}{2}\Delta_y$	$\frac{3}{4}\Delta_y$	Δ_y	$1.5\Delta_y$	$2\Delta_y$	$3\Delta_y$	$4\Delta_y$
Énergie expérimentale [J]	41.4	60.2	80.8	127	441	795	1892	3056
Énergie *Seismostruct* [J]	5.94	4.50	18.0	114	493	952	2075	3263
Rapport $\frac{E_{seis}}{E_{exp}}$ [/]	0.14	0.07	0.22	0.9	1.11	1.20	1.10	1.07

Table 4.11 – Énergie des cycles hystérétiques - comparaison avec *Seismostruct* - C2C.

nous donnent une élongation finale résiduelle de 4 [mm], soit 0.27% de taux de déformation verticale. Cette valeur est quasi identique à celle calculée par *Seismostruct*.

Enfin, comme nous l'avons expliqué pour les colonnes précédentes, nous avons également post-traité les valeurs de rotation en tête de colonne afin de nous rapprocher de celles calculées numériquement comme montré à la figure 4.46. On observe une influence notable de la fissuration en base, la réalité se rapprochant bien du modèle.

4.7.3 Colonnes à échelle 1:2

Colonne 3A

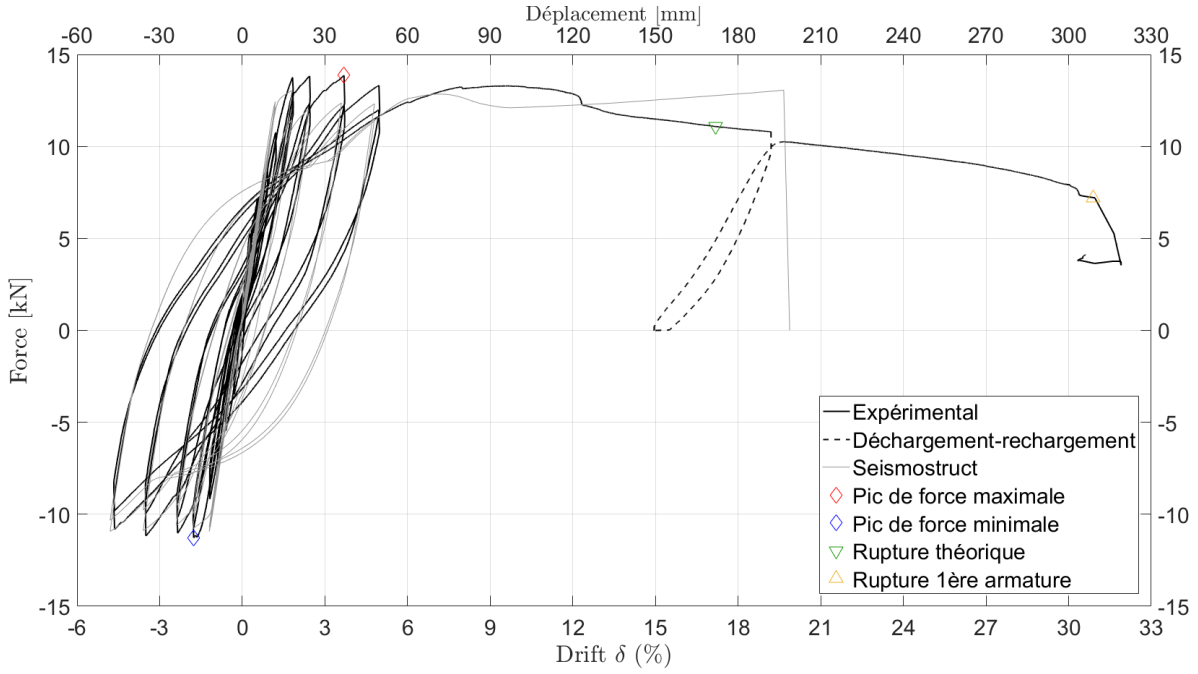


Figure 4.49 – Comparaison des graphes Force-Déplacement pour la colonne 3A.

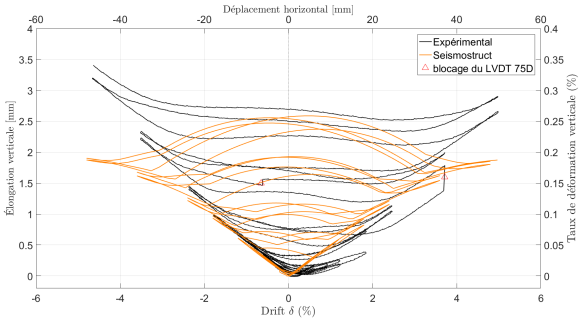


Figure 4.50 – Comparaison des graphes d'élongation pour la colonne 3A.

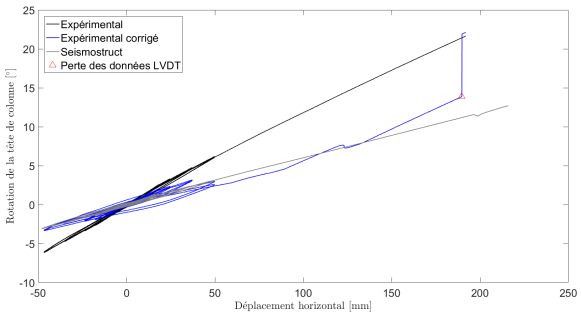


Figure 4.51 – Comparaison des graphes de rotation en tête pour la colonne 3A.

La colonne 3A est la première des colonnes à l'échelle 1:2 ayant été testées. En analysant son graphe force-déplacement à la figure 4.49, on remarque qu'elle présente un pic de force maximale de 13.9 [kN], soit 1.4 [kN] de plus que les prédictions du modèle. Son pic de force minimale est de -11.3 [kN]. On s'aperçoit que toutes les valeurs négatives de force en fin de cycles sont extrêmement proches de la simulation. Globalement, la colonne 3A possède donc un comportement hystérétique relativement bien symétrique et suit de très proche les prédictions faites par la modélisation sur *Seismostruct*.

La colonne 3A a atteint la rupture par écrasement du béton (équivalente à une perte de résistance de 20%) à 172 [mm] soit 17.2% de dérive latérale. La première armature, quant à elle, se rompt vers 309 [mm] soit à presque 31% de dérive latérale, bien plus loin que ce que prédisait le modèle *Seismostruct* à la figure 4.19. On peut aisément dire que la colonne 3A a eu un comportement très ductile, au delà de ce que nous pouvions prévoir numériquement.

Les valeurs de dissipation énergétique par cycle sont présentées dans le tableau 4.12. Les graphes, quant à eux, sont disponibles aux figures 4.52 et 4.53.

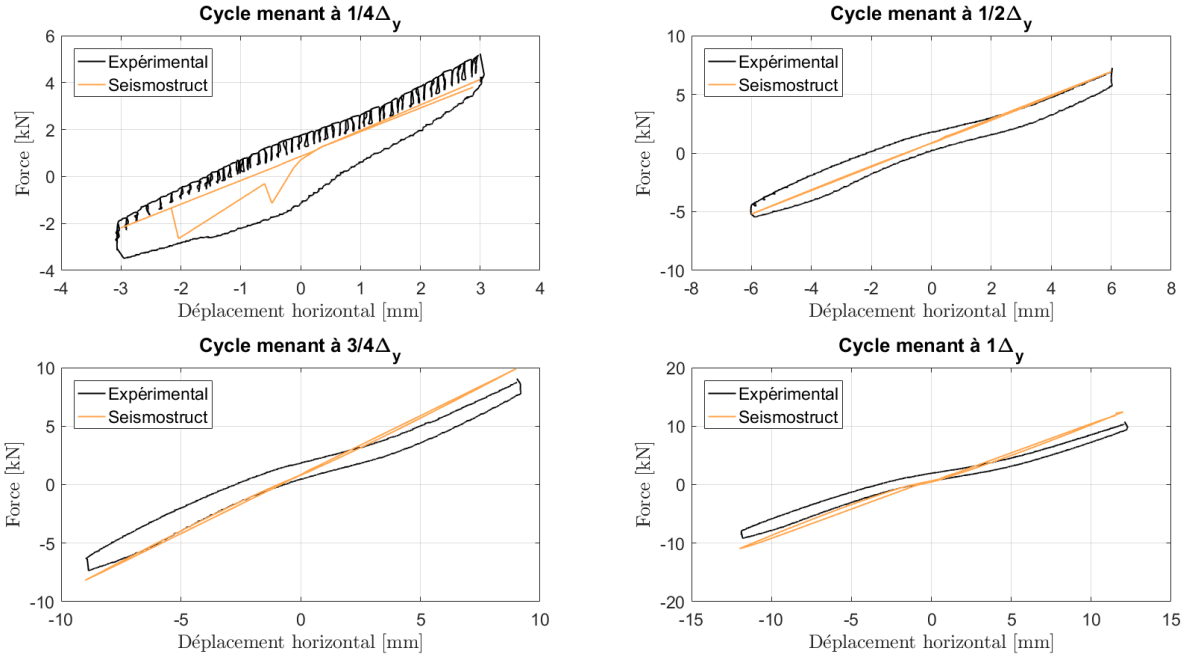


Figure 4.52 – Comparaison des graphes Force-Déplacement pour les petits cycles - colonne 3A.

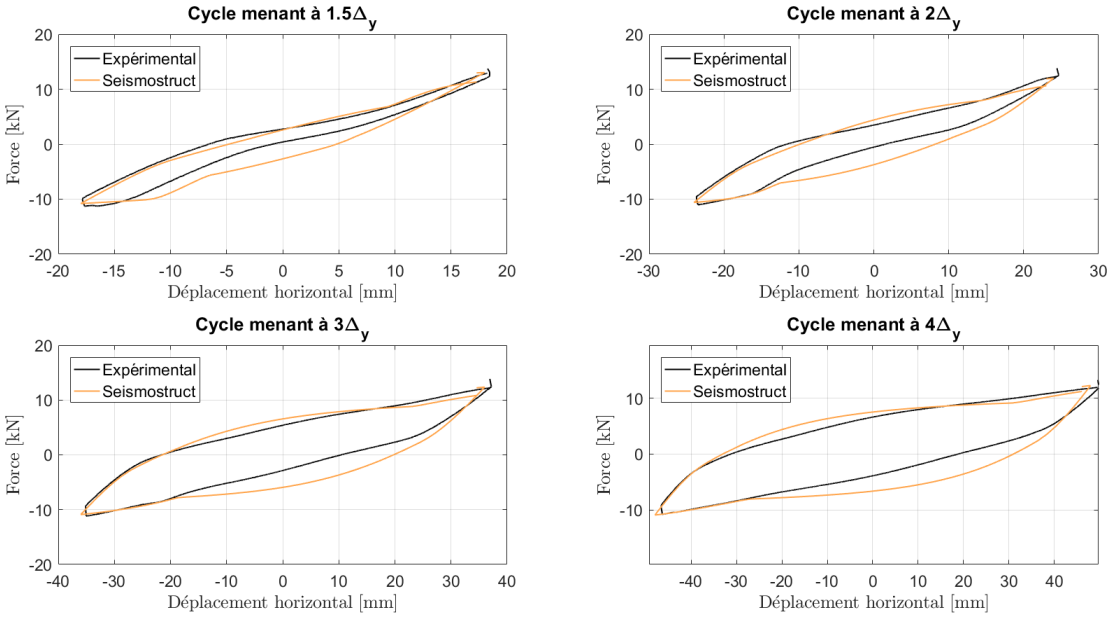


Figure 4.53 – Comparaison des graphes Force-Déplacement pour les grands cycles - colonne 3A.

Colonne 3A	$\frac{1}{4}\Delta_y$	$\frac{1}{2}\Delta_y$	$\frac{3}{4}\Delta_y$	Δ_y	$1.5\Delta_y$	$2\Delta_y$	$3\Delta_y$	$4\Delta_y$
Énergie expérimentale [J]	13.8	19.9	27.8	36.9	95.3	188	482	776
Énergie *Seismostruct* [J]	1.76	0.82	2.93	10.2	136	261	612	977
Rapport $\frac{E_{seis}}{E_{exp}}$ [/]	0.13	0.04	0.1	0.28	1.43	1.38	1.27	1.26

Table 4.12 – Énergie des cycles hystérétiques - comparaison avec *Seismostruct* - C3A.

Une fois de plus, les cycles à $\frac{1}{4}\Delta_y$, $\frac{1}{2}\Delta_y$ et $\frac{3}{4}\Delta_y$ présentent beaucoup plus de dissipation énergétique expérimentalement que dans les simulations. On peut même rajouter le cycle menant à $1\Delta_y$ pour lequel le modèle *Seismostruct* semble toujours être dans le domaine purement élastique. Une autre observation qui peut être faite en étant attentif aux deux derniers graphes à la figure 4.52 est que les forces en fin de cycle sont toujours plus faibles expérimentalement que numériquement. Enfin, pour ce qui est des cycles "inélastiques", les enveloppes sont toujours plus élevées dans la simulation numérique que dans la réalité, comme nous l'avons observé pour toutes les colonnes précédemment traitées.

En ce qui concerne l'élongation verticale à la figure 4.50, les données provenant des LVDT's nous donnent une élongation finale résiduelle de 2.75 [mm], soit 0.275% de taux de déformation verticale. Cette valeur est quasi identique à celle calculée par *Seismostruct*. On remarquera sur ce graphe que le LVDT 75 droite s'est bloqué à deux moments. Cela n'a toutefois pas d'influence sur la valeur finale de l'élongation.

Enfin, comme nous l'avons expliqué pour les colonnes précédentes, nous avons également post-traité les valeurs de rotation en tête de colonne afin de nous rapprocher de celles calculées numériquement comme montré à la figure 4.51. On observe que le post-traitement de la rotation en tête donne des résultats beaucoup plus en phase avec ceux du modèle numérique.

Colonne 3B

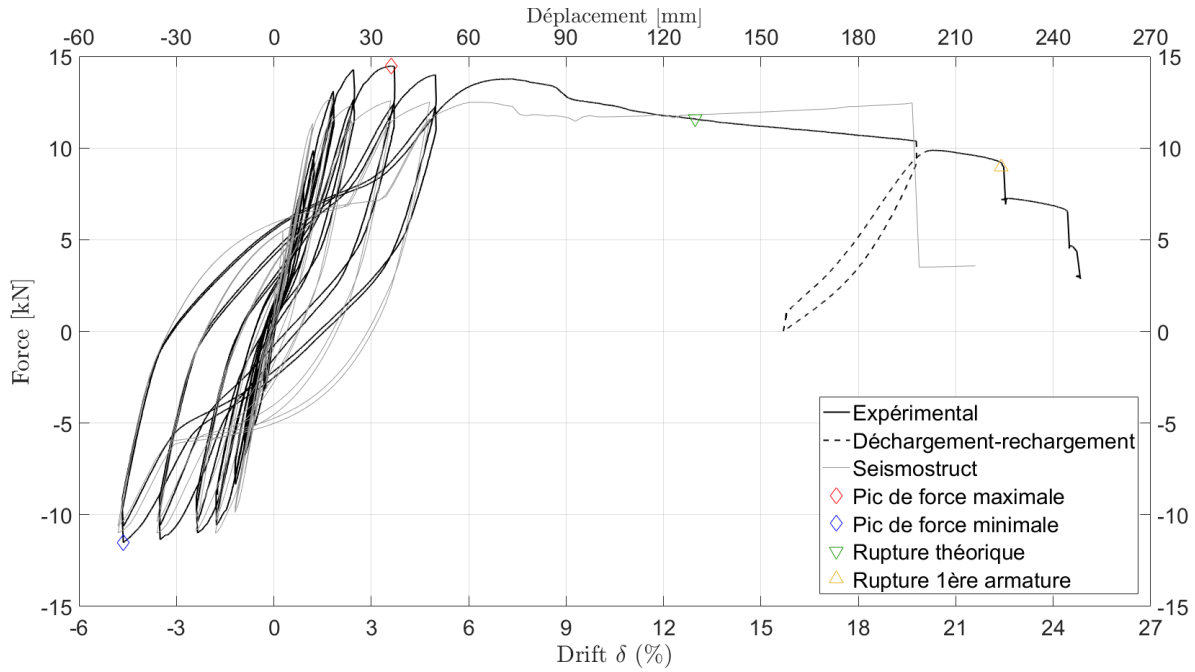


Figure 4.54 – Comparaison des graphes Force-Déplacement pour la colonne 3B.

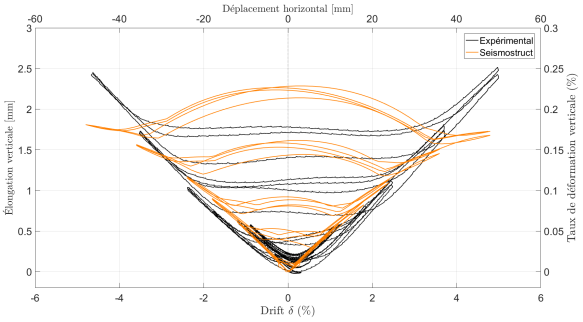


Figure 4.55 – Comparaison des graphes d'élongation pour la colonne 3B.

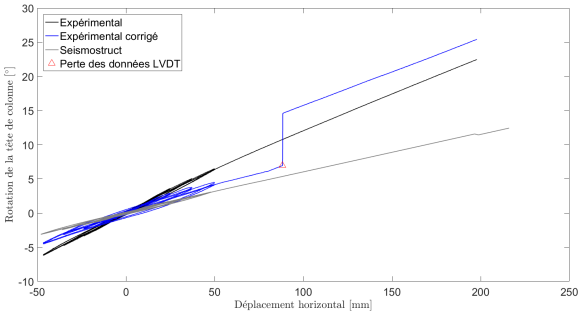


Figure 4.56 – Comparaison des graphes de rotation en tête pour la colonne 3B.

La colonne 3B est la seconde des colonnes à l'échelle 1:2 ayant été testées. En analysant son graphe force-déplacement à la figure 4.54, on remarque qu'elle présente un pic de force maximale de 14.5 [kN], soit 2.5 [kN] de plus que les prédictions du modèle. Son pic de force minimale est de -11.5 [kN]. A l'instar de la colonne 3A, on constate que toutes les valeurs négatives de force en fin de cycles sont très proches de la simulation. La colonne 3B possède donc un comportement hystérétique peu symétrique. Comme nous avons l'habitude de le faire dans ce cas, on s'intéresse aux valeurs d'enrobage. En les mesurant, on trouve un peu plus de 20 [mm] à gauche et un peu moins de 20 [mm] à droite. Ces mesures sont visibles aux images 4.57 et 4.58.

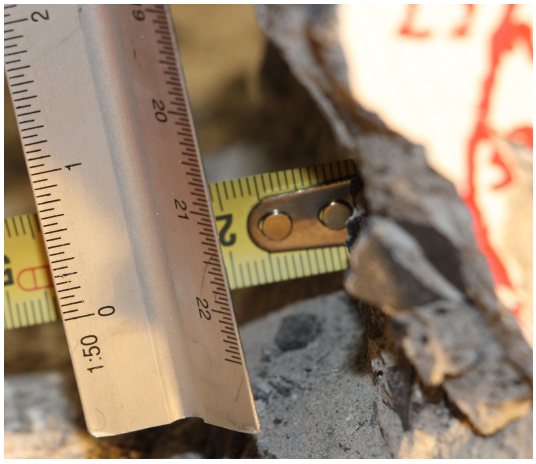


Figure 4.57 – Enrobage des étriers à gauche de la colonne 3B.



Figure 4.58 – Enrobage des étriers à droite de la colonne 3B.

La colonne 3B a atteint la rupture par écrasement du béton (équivalente à une perte de résistance de 20%) à 130 [mm] soit 13% de dérive latérale. La première armature, quant à elle, se rompt vers 224 [mm] soit à presque 22.5% de dérive latérale, un peu plus loin que ce que l'analyse 'displacement-based' laissait présager à la figure 4.20. On peut aisément dire que la colonne 3B a eu un comportement beaucoup moins ductile que la colonne 3A.

Les valeurs de dissipation énergétique par cycle sont présentées dans le tableau 4.13.

Colonne 3B	$\frac{1}{4}\Delta_y$	$\frac{1}{2}\Delta_y$	$\frac{3}{4}\Delta_y$	Δ_y	$1.5\Delta_y$	$2\Delta_y$	$3\Delta_y$	$4\Delta_y$
Énergie expérimentale [J]	7.36	11.8	26.9	31.2	83.6	142	371	621
Énergie *Seismostruct* [J]	1.99	0.90	3.19	16.4	104	205	473	748
Rapport $\frac{E_{seis}}{E_{exp}}$ [/]	0.27	0.05	0.12	0.52	1.24	1.44	1.27	1.20

Table 4.13 – Énergie des cycles hystérétiques - comparaison avec *Seismostruct* - C3B.

Une fois de plus, les cycles allant jusqu'à $1\Delta_y$ présentent beaucoup plus de dissipation énergétique expérimentalement que dans les simulations. Pour ce qui est des cycles "inélastiques", les enveloppes sont toujours plus élevées dans la simulation numérique que dans la réalité, comme nous l'avons observé dans toutes les colonnes précédemment traitées. Pour rappel, la raison principale causant ce phénomène est la manière dont est considéré l'effet Bauschinger dans les modèles d'acier.

En ce qui concerne l'élongation verticale à la figure 4.55, les données provenant des LVDT's nous donnent une élongation finale résiduelle de 1.8 [mm], soit 0.18% de taux de déformation verticale. Cette valeur est nettement inférieure à celle calculée par *Seismostruct* qui est de 2.3 [mm] soit 0.23% de dérive latérale.

Enfin, comme nous l'avons expliqué pour les colonnes précédentes, nous avons également post-traité les valeurs de rotation en tête de colonne afin de nous rapprocher de celles calculées numériquement, comme montré à la figure 4.56. On observe que le post-traitement de la rotation en tête donne des résultats beaucoup plus en phase avec ceux du modèle numérique. Cependant,

la perte de données d'un LVDT 10 nous empêche de voir si cette corrélation se poursuivrait pour des valeurs de déplacement horizontal plus élevées.

Colonne 3C

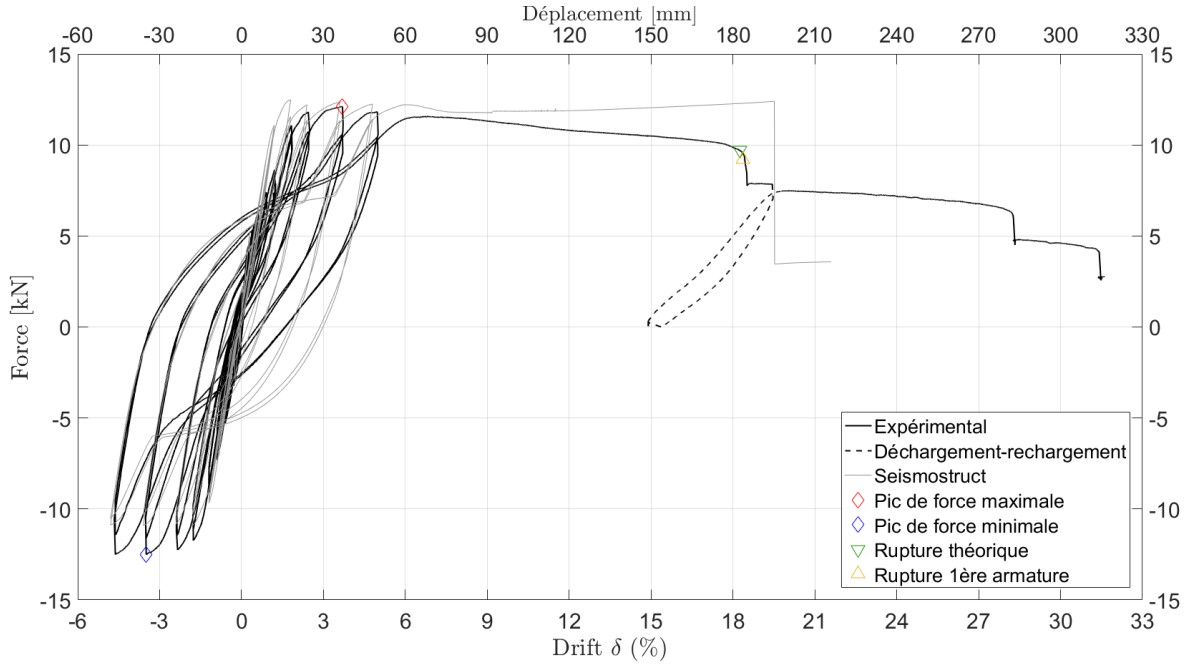


Figure 4.59 – Comparaison des graphes Force-Déplacement pour la colonne 3C.

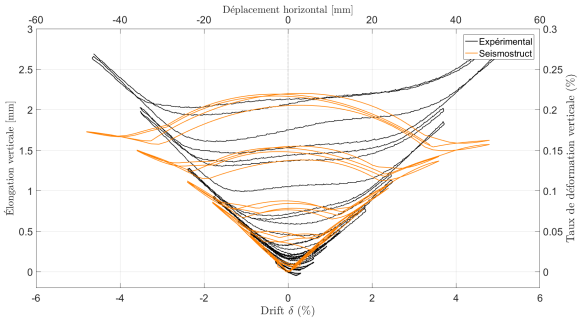


Figure 4.60 – Comparaison des graphes d'élongation pour la colonne 3C.

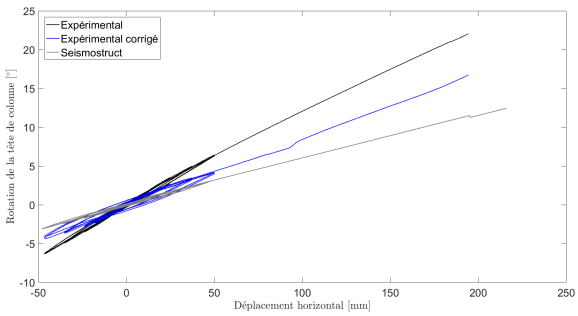


Figure 4.61 – Comparaison des graphes de rotation en tête pour la colonne 3C.

La colonne 3C est l'ultime colonne de nos essais. En analysant son graphe force-déplacement à la figure 4.59, on remarque qu'elle présente un pic de force maximale de 12.1 [kN], soit une valeur légèrement inférieure à celle du modèle modifié après les corrections effectuées au point 4.6.1. La colonne 3C possède un pic de force minimale de -12.5 [kN] soit environ 1.5 [kN] de moins que les prédictions numériques modifiées. Elle possède donc un comportement hystérétique légèrement décalé dans les valeurs négatives. Comme nous avons l'habitude de le faire dans ce cas, on s'intéresse aux valeurs d'enrobage. En les mesurant, on trouve environ 15 [mm] à gauche et 25 [mm] à droite par rapport aux 20 [mm] prévus. Ces mesures sont visibles aux images 4.62 et 4.63.



Figure 4.62 – Enrobage des étriers à gauche de la colonne 3C.

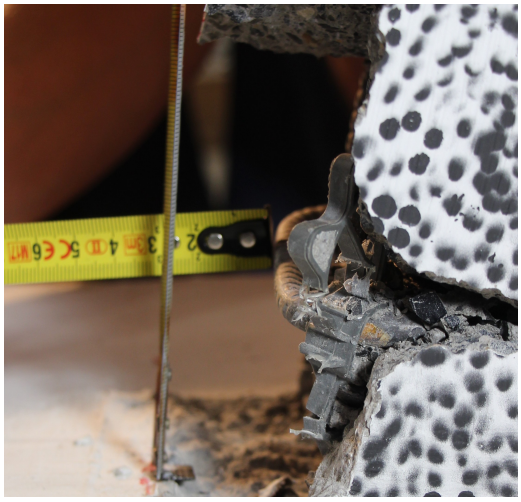


Figure 4.63 – Enrobage des étriers à droite de la colonne 3C.

La colonne 3C a atteint la rupture par écrasement du béton (équivalente à une perte de résistance de 20%) à 183 [mm] soit 18.3% de dérive latérale, environ au même moment où s'est rompue la première armature. Il s'agit d'une valeur de déplacement ultime entre les valeurs 'force-based' 3 et 4 sections calculées par l'analyse numérique à la figure 4.20. La colonne 3C a eu un comportement à la rupture assez différent de sa jumelle (C3B) puisque l'écrasement du béton a eu lieu bien plus tard (plus de 5 [cm]) mais sa première armature s'est rompue avant (4 [cm] plus tôt).

Les valeurs de dissipation énergétique par cycle sont présentées dans le tableau 4.14.

Colonne 3C	$\frac{1}{4}\Delta_y$	$\frac{1}{2}\Delta_y$	$\frac{3}{4}\Delta_y$	Δ_y	$1.5\Delta_y$	$2\Delta_y$	$3\Delta_y$	$4\Delta_y$
Énergie expérimentale [J]	11.4	18.9	24.9	31.7	89.6	165	410	659
Énergie *Seismostruct* [J]	2.39	1.39	4.16	16.3	101	202	468	742
Rapport $\frac{E_{seis}}{E_{exp}}$ [/]	0.21	0.07	0.17	0.52	1.13	1.22	1.14	1.13

Table 4.14 – Énergie des cycles hystérétiques - comparaison avec *Seismostruct* - C3C.

Les remarques ayant été faites à propos de la dissipation énergétique pour la colonne 3B sont d'application également pour cette colonne-ci.

En ce qui concerne l'élongation verticale à la figure 4.60, les données provenant des LVDT's nous donnent une élongation finale résiduelle de 2.15 [mm], soit 0.215% de taux de déformation verticale. Cette valeur est très proche de celle calculée par *Seismostruct*, qui est de 2.2 [mm] soit 0.22% de dérive latérale.

Enfin, nous avons également post-traité les valeurs de rotation en tête de colonne afin de nous rapprocher de celles calculées numériquement comme montré à la figure 4.61. On observe que le post-traitement de la rotation en tête donne de meilleurs résultats, plus en phase avec ceux du modèle numérique mais encore relativement éloignés de ce dernier.

5 Phase 2 - Impact vertical : simulations numériques

5.1 Introduction

L'impact est le coeur de notre mémoire. C'est également un phénomène particulièrement difficile à évaluer. En effet, la durée d'un impact se compte en quelques millisecondes et les forces en présence sont nettement amplifiées. De plus, comme nous le verrons dans la section suivante, les matériaux adoptent un comportement différent lorsqu'ils sont soumis à des déformations rapides. Il est, dès lors, impossible de prédire le comportement exact de nos colonnes face à cet impact. Dans cette partie, nous essayerons cependant de modéliser de la meilleure manière possible le comportement des colonnes au moment de l'impact, en établissant les bornes inférieures et supérieures des résultats attendus.

Comme cela a été expliqué dans la section 3.3.5, la partie expérimentale de l'impact n'a pas pu être réalisée dans le cadre de ce mémoire. Cependant, cette décision ayant été prise dans le cours du mois de juin, toutes les analyses présentées dans ce chapitre ont été effectuées dans l'optique de réaliser cette expérimentation au laboratoire avec le matériel qui y est disponible.

L'impact sera ainsi créé par le *Fondytest*, un prototype de test au chargement dynamique lâchant une masse de 4 tonnes depuis une hauteur de 40 cm minimum [4]. Le challenge est donc double : il s'agit de n'endommager ni le *Fondytest* ni le laboratoire. Le problème avec le *Fondytest* est que, si la masse n'est pas stoppée au bout de quelques centimètres, des dégâts importants peuvent être causés à sa base, où une sécurité empêche la masse de descendre sous un certain niveau. Nous analyserons donc la faisabilité d'un tel test dans la section 5.4. D'autre part, dans les sections 5.6 et 5.7 nous étudierons l'effet du l'impact sur le pont roulant et sur la dalle du laboratoire.

5.2 Influence du taux de déformation

Comme nous l'avons détaillé dans la révision de littérature au point 2.3.2, les matériaux béton et acier sont sensibles à la vitesse de chargement et leur résistance se voit augmentée. De nombreuses études ont permis de quantifier l'augmentation de la résistance de ces matériaux. Connaissant la valeur du taux de déformation, il est, dès lors, possible de créer un nouveau modèle pour chaque matériau et de faire les analyses avec ce nouveau modèle.

En ce qui concerne la valeur du taux de déformation $\dot{\epsilon}$, la lecture de nombreuses autres expériences de l'impact sur des éléments en béton armé montre que $\dot{\epsilon}$ se situe toujours dans l'intervalle entre 10^{-1} et 10^{1} $[s^{-1}]$. Nous avons ensuite sélectionné des articles ayant étudié l'influence du taux de déformation pour des matériaux similaires à ceux utilisés dans ce mémoire. En comparant ces derniers, nous pouvons créer le tableau disponible à la figure 5.1 exprimant l'augmentation de la résistance du béton et de l'acier pour des taux de déformations de 0.1, 1 et 10 $[s^{-1}]$.

[4] En réalité, la hauteur de l'encoche la plus basse est 30 cm mais elle a été endommagée. Dans l'attente des réparations nécessaires, la hauteur minimale devient 40 cm.

	concrete	steel	
$\dot{\epsilon}$ [1/s]	fc'/f0	fy'/f0	fu'/f0
0.1	110%	118.0%	105.5%
1	130%	124.7%	107.4%
10	180%	131.8%	109.3%

Figure 5.1 – Influence du taux de déformation sur la résistance du béton et de l'acier.

Une première approche consiste à prendre la valeur de 1 $[s^{-1}]$ et à créer de nouveaux modèles de matériaux dans *Seismostruct*.

5.2.1 Béton

En ce qui concerne le béton, on observe ainsi une augmentation de l'ordre de 30% de sa résistance en compression, passant de 38 [MPa] à 49.4 [MPa]. Dans le modèle *Seismostruct* de Mander et al, nous avons également augmenté la valeur de la déformation au pic de contrainte ϵ_c jusque 0.3% afin de diminuer la pente post-pic comme on peut l'observer dans la figure 2.16. La comparaison entre l'ancien et le nouveau modèle de béton est affichée à la figure 5.2.

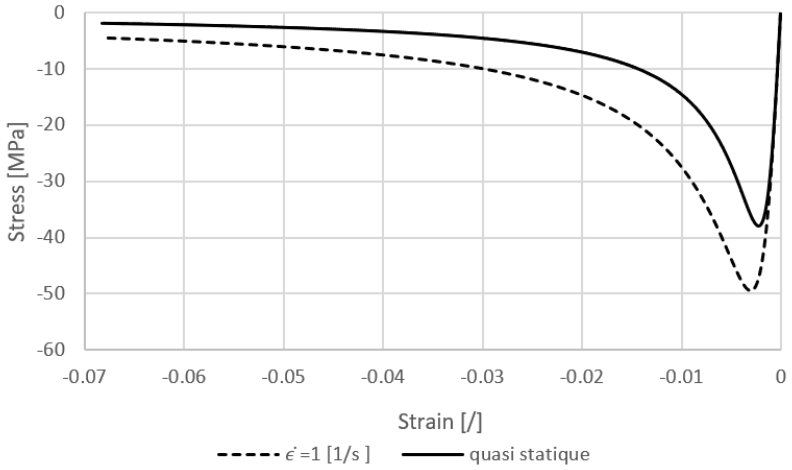


Figure 5.2 – Influence du taux de déformation sur le modèle de béton.

5.2.2 Acier

Pour ce qui est de l'acier, deux paramètres sont principalement influencés par le taux de déformation : la résistance élastique f_y et la résistance ultime f_u. La première est améliorée de l'ordre de 25% et la seconde de 7.5%. On est donc en présence d'un acier avec une limite élastique bien plus élevée mais avec un durcissement à l'écrouissage plus faible. La comparaison entre l'ancien et le nouveau modèle d'acier est affichée à la figure 5.3.

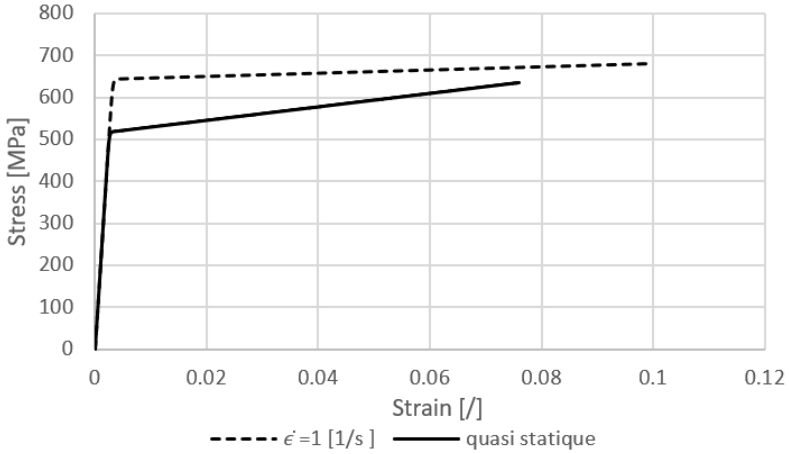


Figure 5.3 – Influence du taux de déformation sur le modèle d'acier.

Nous avons donc défini de nouveaux matériaux et nous pouvons désormais les implémenter dans *Seismostruct* pour lancer les analyses modélisant l'impact.

5.3 Intégration de l'impact dans notre protocole de chargement

Comme nous l'avons expliqué dans la section 4.3, les éléments FB à 3 sections d'intégration semblent nous donner les résultats les plus proches de la réalité. C'est donc avec ces éléments que nous concentrerons nos analyses. Par ailleurs, les conditions d'appuis définies dans la section 4.2.1 restent d'actualité, à savoir des colonnes encastrées en pied et libres en tête.

Dans la partie 4.4, nous avons établi les déplacements horizontaux auxquels nous soumettrons nos colonnes. Ceux-ci auront une influence majeure sur la manière dont nos colonnes se comporterons dans la phase suivante, à savoir l'impact vertical.

En effet, les conséquences de ces chargements cycliques sont doubles. D'une part, les matériaux constitutifs de nos colonnes seront endommagés, principalement dans la moitié basse des colonnes. On considère généralement que les déformations plastiques ont lieu sur une distance équivalente à deux fois la longueur de la rotule plastique. D'autre part, une déformation permanente sera observée lorsque le vérin cessera d'appliquer une force. Cette excentricité, estimable grâce au modèle numérique, causera un moment de flexion durant le test à l'impact puisque la masse sera lâchée en alignement avec la tête de la colonne.

Une des difficultés de la modélisation de l'impact est que *Seismostruct* n'est pas un logiciel d'analyse 'dynamique rapide' comme *LS-DYNA* ou *ABAQUS*. Il ne comprend donc pas de type d'analyse à l'impact. Pour représenter l'impact, il reste donc 2 options :

1. Imposer une force verticale équivalente à celle engendrée par un impact.
2. Imposer un déplacement.

La première possibilité pose certains problèmes puisque les forces engendrées par un impact dépendent entièrement de la force que la colonne elle-même est capable d'opposer en retour. De plus, il est beaucoup plus difficile de faire converger un logiciel aux éléments finis lorsque l'on impose des forces plutôt que des déplacements équivalents.

Nous nous sommes donc penchés sur la seconde option, à savoir imposer un déplacement vertical sur la tête de la colonne après avoir appliqué le protocole de charge horizontale. A ce moment précis donc, il n'y aura plus aucune force horizontale appliquée sur la colonne puisque l'on aura retiré le vérin. Concrètement, cela signifie que nous devons imposer une force en x égale à 0 pendant la durée de l'impact afin que la colonne puisse se déformer de la manière qu'elle souhaite. Cela implique également que le protocole de chargement horizontal soit appliqué en termes de forces et pas de déplacement.

D'autre part, durant ce protocole de charge horizontale, la colonne grandit légèrement à chaque cycle. C'est un comportement tout à fait logique puisque lorsque l'on applique des cycles de chargement au-delà de la résistance élastique, les armatures en traction dépassent leur limite élastique et conservent ainsi une déformation résiduelle lors de la décharge. Ces déformations, petites mais pas insignifiantes, sont à prendre en considération lorsque l'on applique le déplacement vertical.

Pour résumer, l'approche adoptée pour simuler l'impact est résumée dans le schéma 5.4.
Il s'agit donc :

1. d'appliquer le protocole de chargement par déplacement à la colonne ;
2. de récupérer, dans le post-processeur, les données de l'effort tranchant en base et du déplacement vertical de la tête de colonne ;
3. de modifier ces vecteurs pour obtenir une force nulle et un déplacement vertical durant l'impact ;
4. de ré-implémenter ces vecteurs dans *Seismostruct* pour obtenir les résultats souhaités.

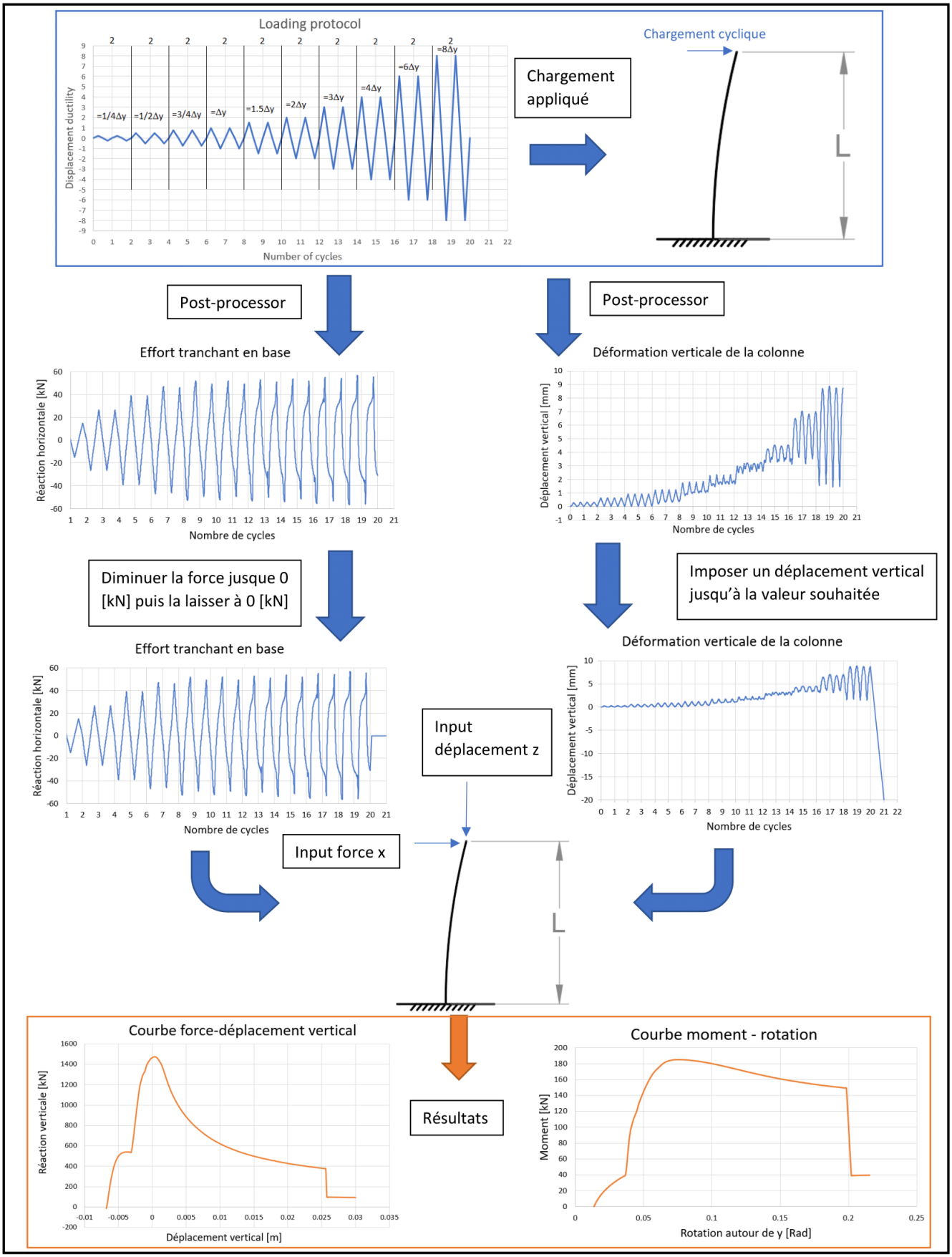


Figure 5.4 – Schéma d'explication du protocole de chargement pour modéliser l'impact.

5.4 Approche énergétique et modélisation par un système masse-ressort

Une manière d'appréhender l'impact est de l'étudier de manière énergétique. La quantité d'énergie importée dans le système est l'énergie potentielle que l'on donne à la masse créant l'impact. Par la suite, cette énergie potentielle se transformera en énergie cinétique jusqu'au moment où la masse entrera en collision avec la tête de la colonne. A ce moment-là, le système cherchera à se déformer tout en minimisant l'énergie pour le faire. Dans notre système, on peut dénombrer 4 sources principales de dissipation d'énergie :

1. L'énergie liée à la déformation verticale, c'est-à-dire l'aire sous la courbe force-déplacement vertical.
2. L'énergie liée à la déformation flexionnelle, causée principalement par l'excentricité entre la fibre moyenne de la colonne et le point d'application de la charge.
3. L'énergie dissipée dans la dalle du laboratoire.
4. L'énergie liée à toutes les dégradations locales du béton, principalement dans la zone de contact entre la masse et la colonne.

Nous avons fait l'hypothèse que nos colonnes ne se déformeraient que dans un plan (x,z), cependant, l'impact pourrait provoquer également des déformations hors plan. Celles-ci ne sont pas quantifiables avec la simulation numérique, c'est pourquoi nous n'en tiendrons pas compte.

On peut donc résumer la conservation de l'énergie par l'équation suivante :

$$E_{pot} = E_{deformation\ verticale} + E_{flexion} + E_{dalle} + E_{pertes\ locales} \tag{5.1}$$

Les pertes locales ainsi que l'énergie dissipée dans la dalle sont les deux sources les plus difficiles à déterminer. C'est pourquoi, en les négligeant, nous pouvons être certains de trouver une borne supérieure des résultats espérés.

D'un autre côté, les résultats du post-processeur nous donnent une bonne idée de la manière dont la colonne se déformerait si elle était soumise à un chargement quasi-statique.

Ce premier graphe 5.5 montre la réaction verticale typique d'une colonne à échelle 1:1 en fonction du déplacement vertical. On constate deux phases majeures : une augmentation rapide et importante de la résistance puis une perte graduelle de la réaction que la colonne est capable d'opposer au déplacement subi. Dans la première phase on note également un petit plateau correspondant à la fermeture des fissures causées par le chargement cyclique préalable. L'énergie stockée est donc l'aire sous cette courbe.

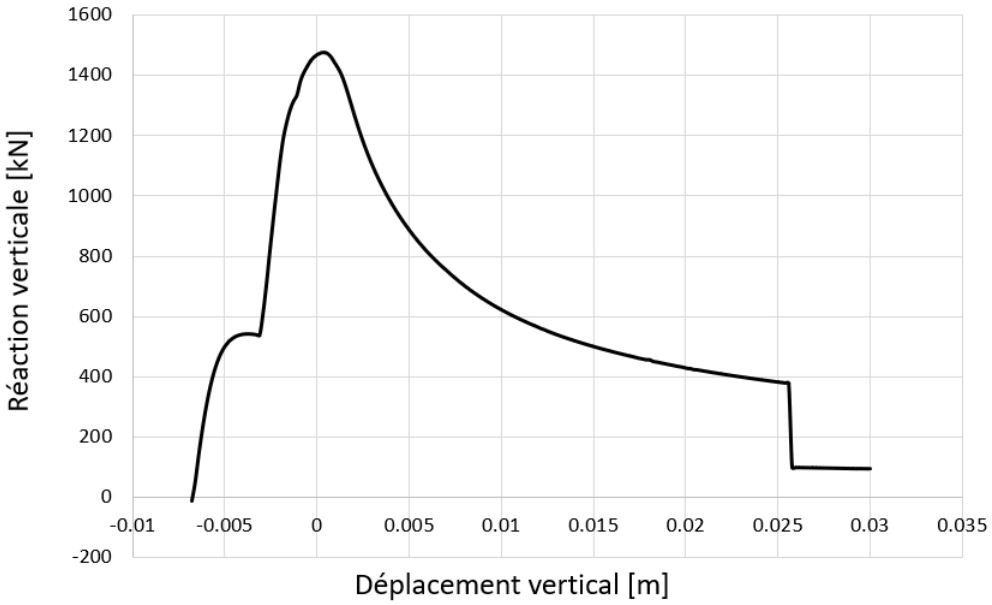


Figure 5.5 – Relation force-déplacement vertical durant l'impact.

Dans ce second graphique 5.6, on s'intéresse au comportement flexionnel d'une colonne à échelle 1:1 lors de l'impact. Comme nous l'avons expliqué, le protocole de chargement cyclique cause une excentricité qui, couplée avec le déplacement vertical, crée un moment de flexion dans la colonne. Ce graphe représente donc ce moment en fonction de la rotation autour de y. L'aire sous cette courbe correspond donc à l'énergie de flexion.

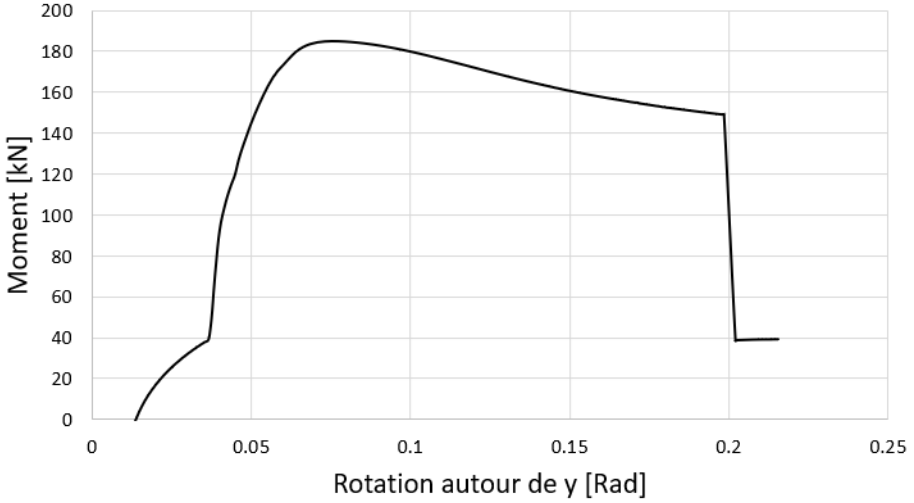


Figure 5.6 – Relation moment-rotation durant l'impact.

Par la suite, on peut calculer la quantité d'énergie stockée sous ces deux courbes et tracer le graphique de l'énergie totale en fonction du déplacement vertical et horizontal en tête, à la manière des graphiques aux figures 5.7 et 5.8 dont les informations sont tirées des colonnes à échelle 1:1.

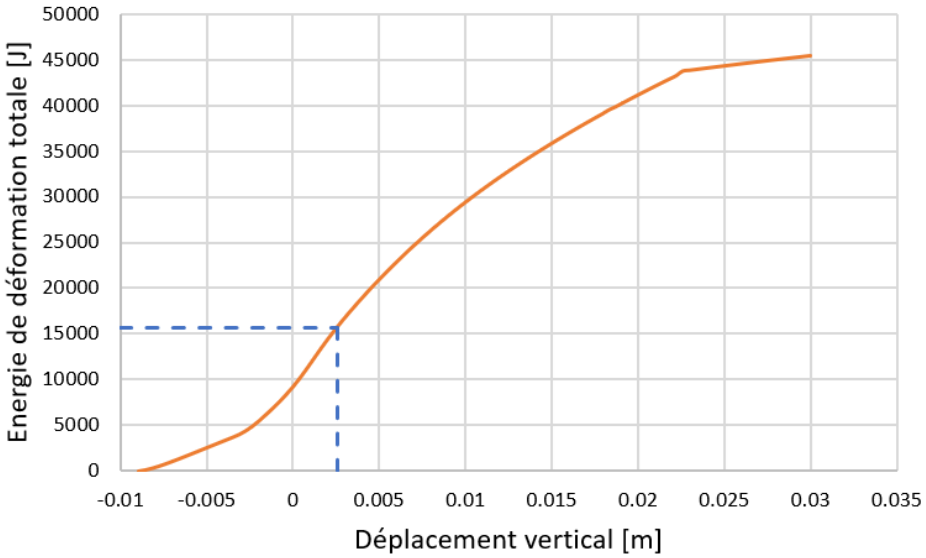


Figure 5.7 – Énergie de déformation totale en fonction du déplacement vertical.

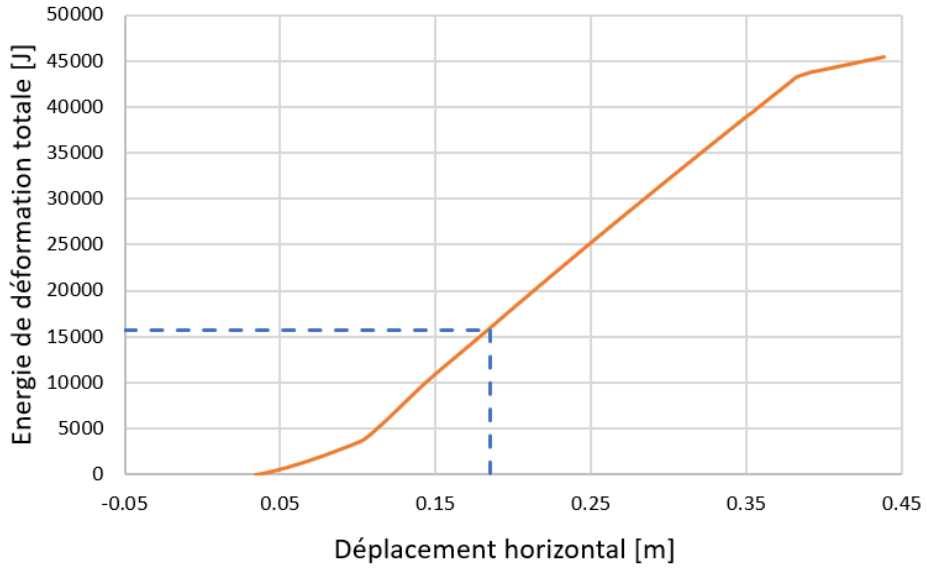


Figure 5.8 – Énergie de déformation totale en fonction du déplacement horizontal.

La ligne en pointillés correspond à la quantité d'énergie potentielle de la masse du *Fondytest* lorsqu'elle est placée à une hauteur de 40 [cm] : $E_{pot} = mgh = 4000 \cdot 9.81 \cdot 0.4 = 15696$ [J]

En reportant cette énergie sur l'axe des abscisses, on peut estimer le déplacement vertical et horizontal de la tête de la colonne après ce chargement. Ce calcul a été effectué pour les colonnes aux échelles 1:1 et 3:4 puisque ce sont les seules colonnes susceptibles de résister à un tel impact. Les valeurs se trouvent dans le tableau 5.1.

Colonne	1A et 1B	2A	2B et 2C
Déplacement vertical [mm]	2.6	10	15
Déplacement horizontal [mm]	185	237	272

Table 5.1 – Déplacements verticaux et horizontaux fictifs calculés par la méthode énergétique.

Il faut cependant garder en tête plusieurs éléments : d'une part, comme nous l'avons expliqué dans la section 5.3, avant l'application du déplacement vertical, la colonne possède déjà des déformations verticales et horizontales résiduelles. D'autre part, le protocole de chargement horizontal a été effectué jusqu'à une valeur de $8\Delta_y$, il est donc possible de l'arrêter plus tôt ou plus tard. Enfin, ces valeurs proviennent d'une analyse statique de nos colonnes et l'on constate que l'on atteint la rupture en flexion. Cependant, on peut raisonnablement penser que la durée de l'impact ne donnerait pas assez de temps à la colonne pour se déformer autant en flexion.

Système masse-ressort

Une des manière de modéliser nos colonnes afin d'estimer le taux de déformation durant l'impact est de considérer la colonne comme une masse reliée au sol par un ressort de rigidité verticale k comme sur le schéma 5.9.

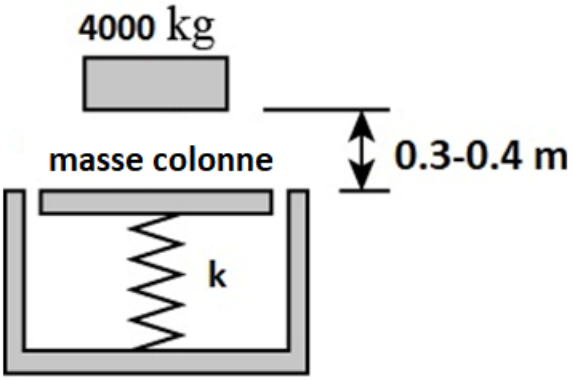


Figure 5.9 – Système masse-ressort.

La rigidité k est variable et correspond à la pente de la courbe présentée à la figure 5.5. On considère ensuite qu'une masse de 4000 [kg] est lâchée depuis une hauteur de 30 ou 40 [cm], correspondant à la hauteur minimale sur le *Fondytest*. Cette masse entre en collision avec la masse de la colonne de manière parfaitement inélastique. On peut donc établir la conservation de la quantité de mouvement pour connaître la vitesse au moment de l'impact exprimée dans l'équation suivante :

$$m_{fondy} * v_{initiale} = (m_{fondy} + m_{colonne}) * v_{finale} \tag{5.2}$$

$$v_{finale} = \frac{m_{fondy} * v_{initiale}}{m_{fondy} + m_{colonne}} \tag{5.3}$$

L'énergie cinétique du système "masse-colonne" est donc

$$E_{cinetique} = \frac{1}{2}(m_{fondy} + m_{colonne}) * v_{finale}^2 \tag{5.4}$$

Par la suite, connaissant les pertes d'énergie liées aux déformations axiales et flexionnelles, nous pouvons, pour chaque incrément de déplacement vertical, retrancher l'énergie sous les courbes 5.5 et 5.6. Avec cette quantité d'énergie restante, nous pouvons ré-estimer la vitesse du système "masse-colonne" par l'équation suivante :

$$E_{restante}(t) = \frac{1}{2}(m_{fondy} + m_{colonne}) * v^2(t) \tag{5.5}$$

$$v(t) = \sqrt{\frac{2 * E_{restante}(t)}{(m_{fondy} + m_{colonne})}} \tag{5.6}$$

Nous pouvons désormais nous intéresser à la variable temporelle. L'intervalle de temps entre deux incréments de déplacement vertical est :

$$dt(t) = \frac{dz}{v(t)} \tag{5.7}$$

Enfin, nous pouvons estimer le taux de déformation de nos colonnes par le calcul suivant :

$$\dot{\epsilon}(t) = \frac{d\epsilon(t)}{dt(t)} \tag{5.8}$$

où $\epsilon(t) = \dfrac{z(t) - z(t-1)}{L}$ est la déformation de la colonne au temps t.

Le taux de déformation moyen se situe entre 0.5 et 1.5 $\left[\frac{1}{s}\right]$, ce qui conforte notre hypothèse faite à la section 5.2.

Cette modélisation nous permet donc de tirer les conclusions suivantes :

- La capacité de nos colonnes à dissiper l'énergie du *Fondytest* pour une chute de 0.4 [m] semble suffisante pour les colonnes en taille réelle et celles à l'échelle 3:4, d'autant plus que nous ne considérons pas les pertes locales ainsi que celles absorbées dans la dalle.
- Le taux de déformation $\dot{\epsilon}$ estimé à 1 $\left[\frac{1}{s}\right]$ semble cohérent et nous permet de valider nos modèles pour les matériaux.
- Avec ces estimations, nous possédons une borne inférieure des forces de réaction verticale de nos colonnes puisqu'il s'agit d'une analyse quasi-statique.

Afin d'obtenir une borne supérieure, nous pouvons supposer que, la durée de l'impact étant très faible, les colonnes n'auront pas le temps de se déformer horizontalement et nous pouvons donc bloquer la réaction horizontale. Nous obtenons alors le graphe disponible à la figure 5.10 pour les colonnes 1A et 1B.

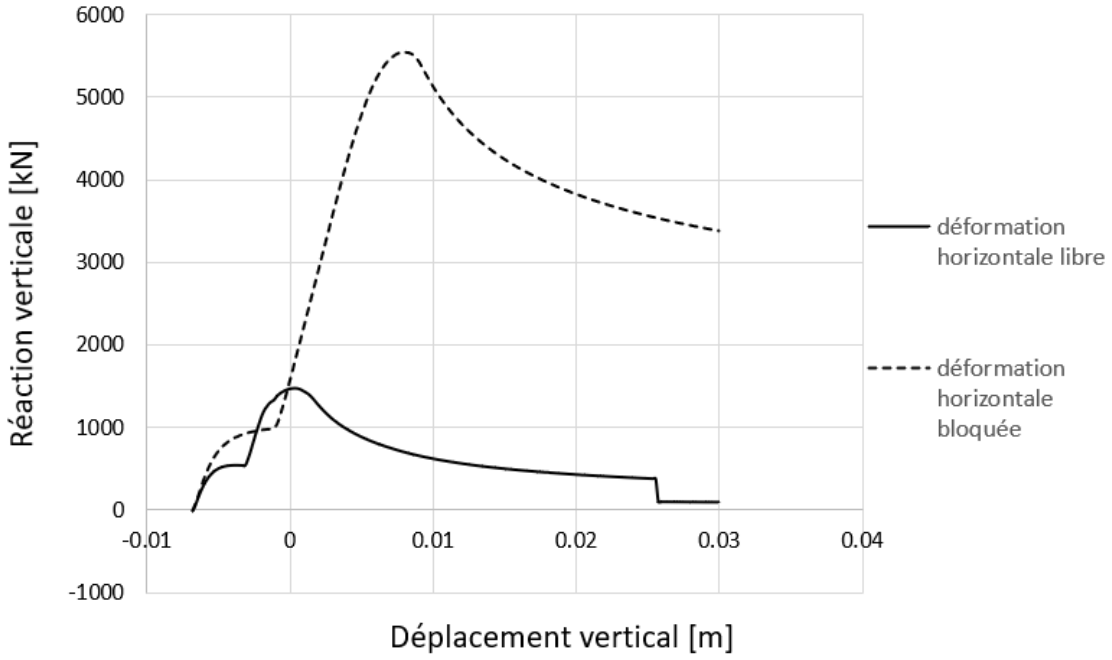


Figure 5.10 – Graphes force-déplacement vertical pour une déformation horizontale libre ou bloquée - colonnes à échelle 1:1.

La courbe en pointillé correspond à une borne supérieure de la réaction verticale. Comme on pouvait l'imaginer, la colonne gagne en rigidité et la réaction verticale est quasiment 4 fois plus importante. La réalité se situe donc entre ces extrêmes. Dans la prochaine section, nous affinerons les résultats de cette analyse quasi-statique afin de se rapprocher du comportement réel de nos colonnes lors de l'impact en utilisant l'analyse dynamique.

5.5 Analyse dynamique

5.5.1 Introduction

Dans cette section, nous allons donc utiliser un autre type d'analyse dans *Seismostruct* : l'analyse dynamique. Cela va nous permettre de spécifier au mieux la composante temporelle de notre analyse. En effet, si la première phase de chargement se fait de manière quasi-statique, la phase d'impact est, quant à elle, dynamique. Grâce à cela, nous allons donc pouvoir activer les modes de vibration verticaux et évaluer l'effet de l'inertie ainsi que l'amortissement.

5.5.2 Modélisation dans Seismostruct

Pour cette analyse dynamique, nous avons décidé de modéliser nos colonnes à l'aide d'éléments "displacement-based" (DB) et de "masses concentrées". Pour rappel, le fonctionnement des éléments DB et des "masses concentrées" a été brièvement décrit dans les sections 4.3.1 et 4.3.3. L'idée est de subdiviser nos colonnes en une dizaine d'éléments. Le premier élément correspond à la zone où se concentreront les déformations plastiques (sur une longueur égale à $2L_p$) et les autres éléments se répartissent équitablement sur le reste de la colonne. Par ailleurs, le poids

propre des matériaux est retiré et la masse est modélisée par les éléments “masses concentrées” qui sont placés à chaque noeud et dont la valeur équivaut à la zone d'influence du noeud en question. La masse de 4 tonnes lâchée par le *Fondytest* sur les colonnes n'est pas négligeable et sera donc comptabilisée dans la valeur de la masse en tête. Cela implique l'hypothèse selon laquelle la collision entre cette masse et la colonne se fait de manière inélastique, les deux objets ne formant plus qu'un corps après leur contact.

En ce qui concerne les courbes de chargement, on distingue donc deux phases principales : le chargement cyclique horizontal et la phase d'impact. Pour le chargement cyclique, nous avons d'abord réalisé l'analyse de manière quasi-statique en imposant les déplacement souhaités et récupéré les forces en base de la même manière qu'à la figure 5.4. Nous avons réinjecté ces forces dans notre modèle dynamique en prenant soin d'augmenter le pas de temps de manière à ce que cela reflète la réalité de la première phase, c'est-à-dire une phase de chargement quasi-statique dans laquelle la composante inertielle n'intervient pas.

Nous nous intéressons maintenant à la seconde phase, à savoir l'impact. En cherchant dans la littérature les articles analysant la résistance à l'impact, on observe très souvent une réponse en forme de pic de force comme dans le graphe de la figure 5.11.

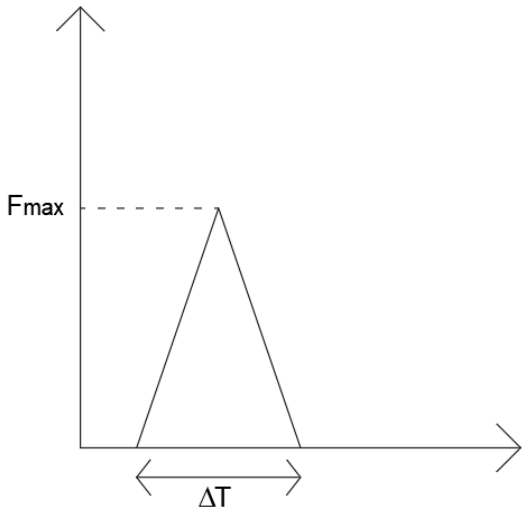


Figure 5.11 – Réponse schématique d'un élément soumis à un impact.

Il est important de garder en tête qu'il s'agit d'une simplification de la réalité. Les réponses réelles peuvent présenter un second pic ainsi qu'une prolongation avec des forces nettement moins élevées comme nous avons pu le montrer dans l'étude bibliographique et en particulier aux figures 2.23 et 2.24. Par volonté de simplicité, nous nous contenterons donc du modèle présenté ci-dessus.

Il y a donc deux paramètres principaux, à savoir la force moyenne et la durée de l'impact. La force maximale est, quant à elle, simplement égale au double de la force moyenne. L'intégrale de ce pic, c'est-à-dire l'aire du triangle, correspond au changement de quantité de mouvement de système. Il s'agit de l'application de la seconde loi de Newton :

$$F_{moy} \cdot dt = m \cdot dv \tag{5.9}$$

Plus la durée de l'impact est courte, plus la force sera importante. Pour une durée ΔT fixée, la force est connue puisque la quantité de mouvement est constante et déterminée. Ainsi, avec une masse de 4 [tonnes] et une hauteur de 40 [cm], la quantité de mouvement est

$$m \cdot dv = 4000 * \sqrt{2 \cdot 9.81 \cdot 0.4} = 11200 \left[\frac{kg\ m}{s}\right] \tag{5.10}$$

Il est donc primordial d'avoir une estimation de la durée de l'impact. Celle ci dépend de nombreux paramètres, mais principalement de la rigidité de la structure. L'état d'endommagement ainsi que l'excentricité de l'impact par rapport à la fibre neutre ont une forte influence sur la durée de l'impact. Le tableau 5.2 donne les valeurs de force moyenne et de force maximale d'impact en fonction de la durée Δ_t dans une gamme allant de 1 à 500 [ms] :

Δ_t [ms]	1	5	10	20	50	100	200	500
F_{moy} [kN]	11200	2240	1120	560	224	112	56	22
F_{max} [kN]	22400	4480	2240	1120	448	224	112	45

Table 5.2 – Valeur des forces d'impact moyennes et maximales en fonction de la durée d'impact.

En ce qui concerne nos colonnes, étant donné leur dégradation juste avant le test à l'impact et l'analyse énergétique effectuée précédemment, nous nous attendons à observer des comportements en dehors de leur zone élastique. Il nous semble raisonnable de considérer comme borne supérieure une durée d'impact de 5 [ms] et comme borne inférieure 50 [ms]. Pour la borne supérieure, nous nous sommes référés au travail de T. Lan et al. [19] dans lequel il est question de modélisation d'un impact vertical sur des colonnes en béton dans des tubes d'acier. La masse d'impact étant faible, le comportement est élastique et les durées d'impact varient entre 1 et 3 [ms]. Pour la borne inférieure, nous nous sommes penchés sur l'article de Y.J. Yu et al. [31]. Dans ce dernier, on étudie entre autres les forces et durées d'impact sur des poutres en béton armé en faisant varier la hauteur et la masse de l'objet créant l'impact. En prenant les conditions qui sont les plus proches des nôtres, nous arrivons à des valeurs de l'ordre de 100 [ms].

5.5.3 Résultats

Les résultats des analyses pour les colonnes à échelle 1:1 et 3:4 sont disponibles respectivement aux figures 5.12 et 5.13. Il y a plusieurs enseignements à tirer de ces comparaisons.

Tout d'abord, pour des durées d'impact Δ_t supérieures à 50 [ms], la force engendrée ne permet pas de faire rentrer la colonne dans le domaine des déformations plastiques. Il s'agit dès lors de notre borne inférieure. Nous n'analyserons finalement pas les cas pour lesquels la durée d'impact est plus longue.

On remarque ensuite que, pour les durées d'impact Δ_t entre 10 et 20 [ms], les forces de réaction sont nettement amplifiées par rapport aux forces d'impact appliquées. Ce phénomène d'amplification pourrait s'expliquer par la différence de rigidité entre la colonne (rigidité finie) et la fondation (rigidité infinie).

Enfin, pour des durées d'impact Δ_t égale à 5 [ms], il semble qu'on atteigne la capacité maximale des colonnes.

D'autre part, les simulations montrent que, pour des durées d'impact si faibles, la colonne n'a pas le temps de se déplacer horizontalement. La majorité de l'énergie est donc dissipée en compression plutôt qu'en flexion. A ce niveau, il y a donc une nette différence entre les analyses quasi-statiques et dynamiques puisque, dans le premier cas, une part non-négligeable de l'énergie était dissipée en déformation flexionnelle. A ce propos, on peut retrouver les valeurs des énergies de déformation verticale des colonnes 1:1 et 3:4 pour les différentes durées d'impact dans le tableau 5.3. Sachant que l'énergie minimale provenant du *Fondytest* à dissiper est de 15.7 [kJ], les énergies de déformation pour les durées d'impact de 5 et 10 [ms] représentent environ la moitié de cette quantité initiale. Il s'agit donc de valeurs se trouvant dans un ordre de grandeur cohérent.

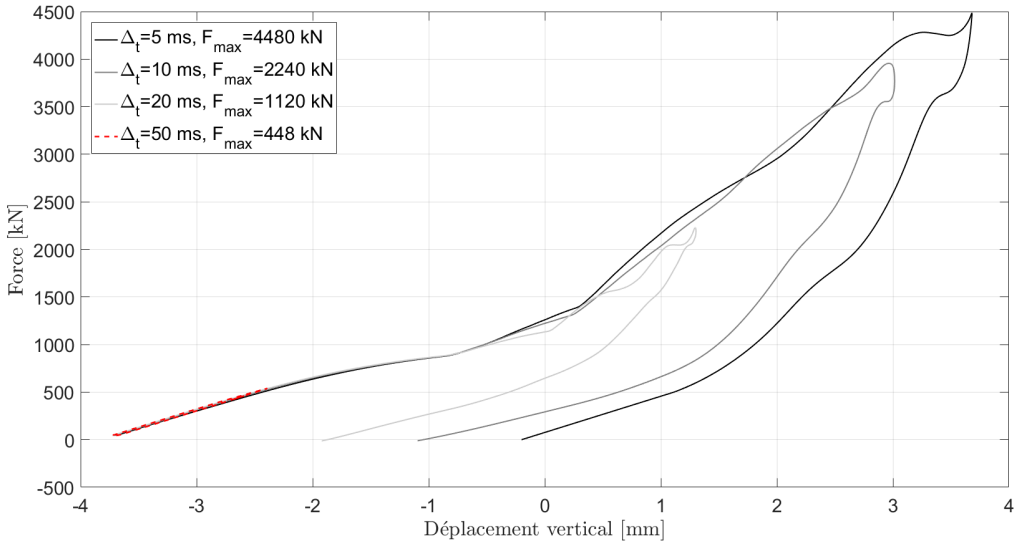


Figure 5.12 – Comparaison des graphe force-déplacement vertical pour les colonnes à échelle 1:1.

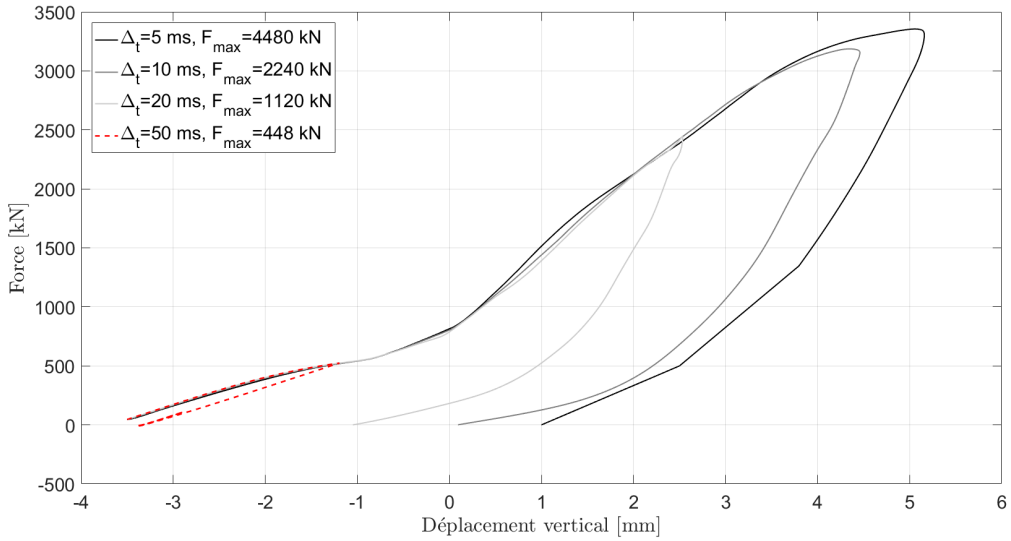


Figure 5.13 – Comparaison des graphe force-déplacement vertical pour les colonnes à échelle 3:4.

Δ_t [ms]	5	10	20	50
$E_{col1:1}$ [kJ]	7.9	5.7	2.4	0.02
$E_{col3:4}$ [kJ]	9.0	7.3	3.1	0.18

Table 5.3 – Énergies de déformation verticale pour différentes durées et forces d'impact.

A la fin de la section 5.4, à la figure 5.10, il a été montré que les résultats des graphes force-déplacement vertical devraient se situer entre deux bornes. Les analyses dynamiques ont été intégrées dans ce graphique à la figure 5.14. On constate plusieurs choses.

D'une part, pour rappel, l'analyse dynamique a été effectuée avec des éléments DB alors que l'analyse statique a été implémentée avec des éléments FB. Il est donc normal de constater une différence dans la rigidité (c'est-à-dire dans la pente) ainsi que dans la position de départ (c'est-à dire l'élongation verticale résiduelle) de ces différentes courbes.

D'autre part, les pics de force se situent bien entre les bornes prévues. Cela confirme ainsi une cohérence globale de ces analyses dynamiques et donne une plus grande confiance dans les résultats obtenus.

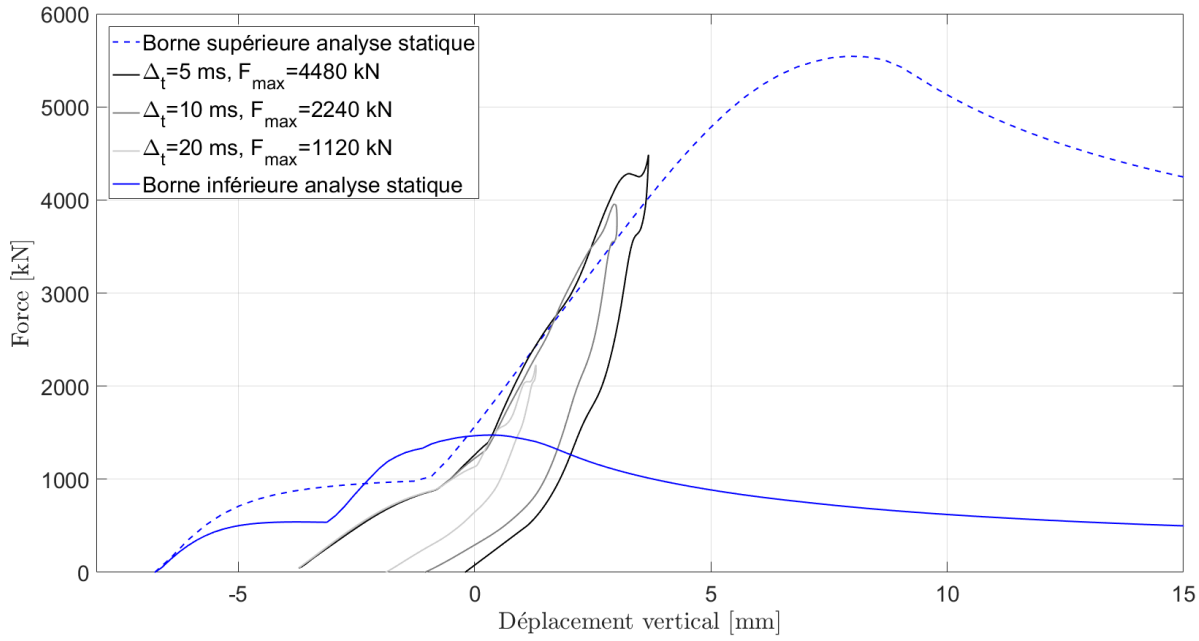


Figure 5.14 – Comparaison des graphe force-déplacement vertical entre l'analyse statique et dynamique pour les colonnes à échelle 1:1.

L'amortissement (*'damping'*) est un paramètre sur lequel il est intéressant de se pencher lorsque l'on réalise des simulations numériques dynamiques. Dans le graphe 5.15, on compare l'effet de cet amortissement (qui a été défini proportionnel à la rigidité *'stiffness proportionnal'* dans *Seismostruct*) dans le cas d'une durée d'impact de 10 [ms] pour les colonnes à échelle 1:1. Comme on peut le constater, l'effet de l'amortissement est d'atténuer fortement les forces en présence. On remarque que la réponse de la colonne est en réalité très proche de la force imposée, à savoir un triangle de force ayant pour maximum une valeur de 2240 [kN], comme

l'exemple montré à la figure 5.11. On constate également un décalage du point de départ des deux courbes. Cela est dû au fait que toute l'analyse (et donc la partie cyclique également) a été réalisée en prenant en compte l'amortissement. Il est donc normal de trouver des valeurs de l'élongation verticale différentes. Une étude plus approfondie de l'amortissement est une piste d'amélioration importante de ce modèle numérique puisqu'il joue un rôle prépondérant dans la réponse en termes de forces et de déplacements.

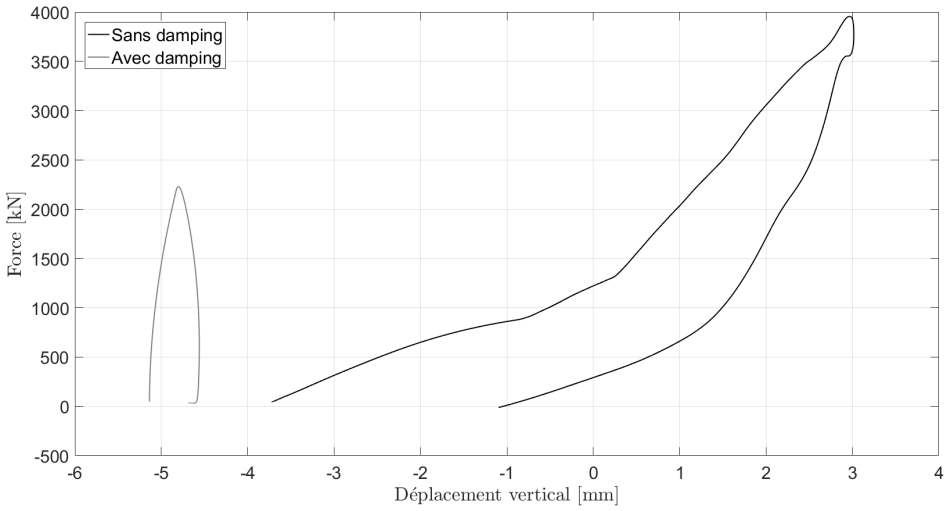


Figure 5.15 – Effet de l'amortissement sur le graphe force-déplacement vertical pour les colonnes à échelle 1:1.

5.6 Effet sur le pont roulant

Étant donné que le *Fondytest* sera attaché au pont roulant, le largage des 4 tonnes aura un effet de mise en vibration de ce dernier. Une première piste de réflexion consiste à penser que la vibration créée oscillera entre 2 bornes. La borne inférieure est la déformée du pont roulant sous la charge totale du *Fondytest*, c'est-à-dire sa masse à vide plus la masse de 4 tonnes. La borne supérieure, quant à elle, est la déformée du pont roulant uniquement sous la charge du *Fondytest* à vide.

En effet, dans l'hypothèse où la colonne est entièrement capable de supporter et de résister au 'choc' créé, on peut simplement considérer ces deux états de déformation et imaginer une oscillation dégressive du pont roulant entre ces deux bornes. Cela ne devrait pas poser de soucis au laboratoire.

Cependant, si l'hypothèse se révèle fausse et que la colonne n'est pas capable de supporter cet impact, c'est-à-dire qu'elle se 'dérobe' sous ce dernier, le *Fondytest* devra reprendre une charge nettement plus importante lors de la retombée de la masse. Cette fois, l'analyse devient beaucoup plus complexe étant donné l'incertitude autour de cette force et de l'instant où elle apparaît.

Ne disposant pas des ressources nécessaires (manque de temps, dimensions exactes, appuis et rigidités du pont roulant, distance par rapport aux appuis où l'impact aurait lieu,...) pour étudier ce phénomène, nous n'effectuerons donc pas cette analyse dynamique. Il s'agit là d'une piste de réflexion pour de futurs travaux sur ce sujet.

5.7 Effet sur la dalle du laboratoire

En ce qui concerne la dalle du laboratoire, nous devons nous assurer que celle-ci soit capable de supporter le pic de force que la colonne testée opposera en réaction à l'impact. Cette dalle est soutenue par un réseau de colonnes selon le schéma suivant :

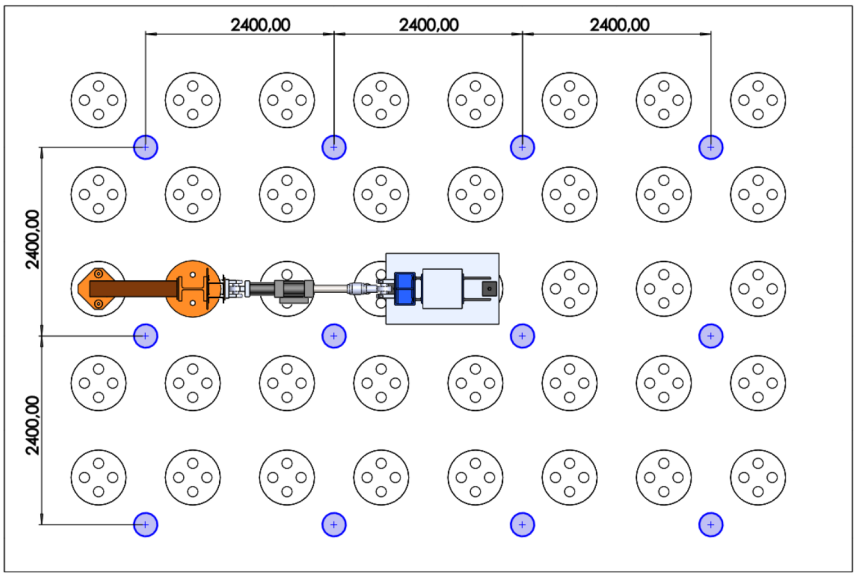


Figure 5.16 – Emplacement des colonnes sous le plancher d'essai.

Nous avons donc modélisé sur *Scia* le plancher d'essai et le réseau de colonnes conformément aux plans disponibles (voir Annexe H) dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Le plancher d'essai en béton armé a une épaisseur de 1.25 [m].
- Les colonnes métalliques sont circulaires, de 30 [cm] de diamètre et de 2 [m] de haut . Elles sont remplies de béton et forment un maillage carré de 2.4 [m] de côté.
- Ce réseau est entouré par un mur de 30 [cm] d'épaisseur.

Scia permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques :
L'analyse statique, représentée à la figure 5.17, a été faite en appliquant une force ponctuelle de 5500 [kN] (correspondant à la borne maximale de la modélisation sur *Seismostruct*) à l'endroit précis où se situent les colonnes testées lors de la phase de chargement cyclique. Néanmoins, il est totalement possible de réaliser l'impact à autre emplacement sur le plancher d'essai. En effet, le *Fondytest* est mobile et la colonne ne nécessite que deux réservations dans la dalle pour être ancrée. On observe des déplacements minimes, de l'ordre de 0,2 [mm] à l'endroit de l'impact. En terme d'efforts internes, la colonne de soutient la plus sollicitée reprend 386 [kN] en compression, ce qui donne une contrainte de 23,8 [Mpa]. Cette analyse, bien qu'imparfaite, donne déjà une certaine confiance quant à la résistance du plancher à cet impact.

L'analyse dynamique, étant fort complexe à configurer, fournit des résultats erronés qu'il faudrait d'étudier plus en profondeur afin d'en déterminer les causes. Il s'agit donc à nouveau d'une piste d'amélioration pour un hypothétique test futur.

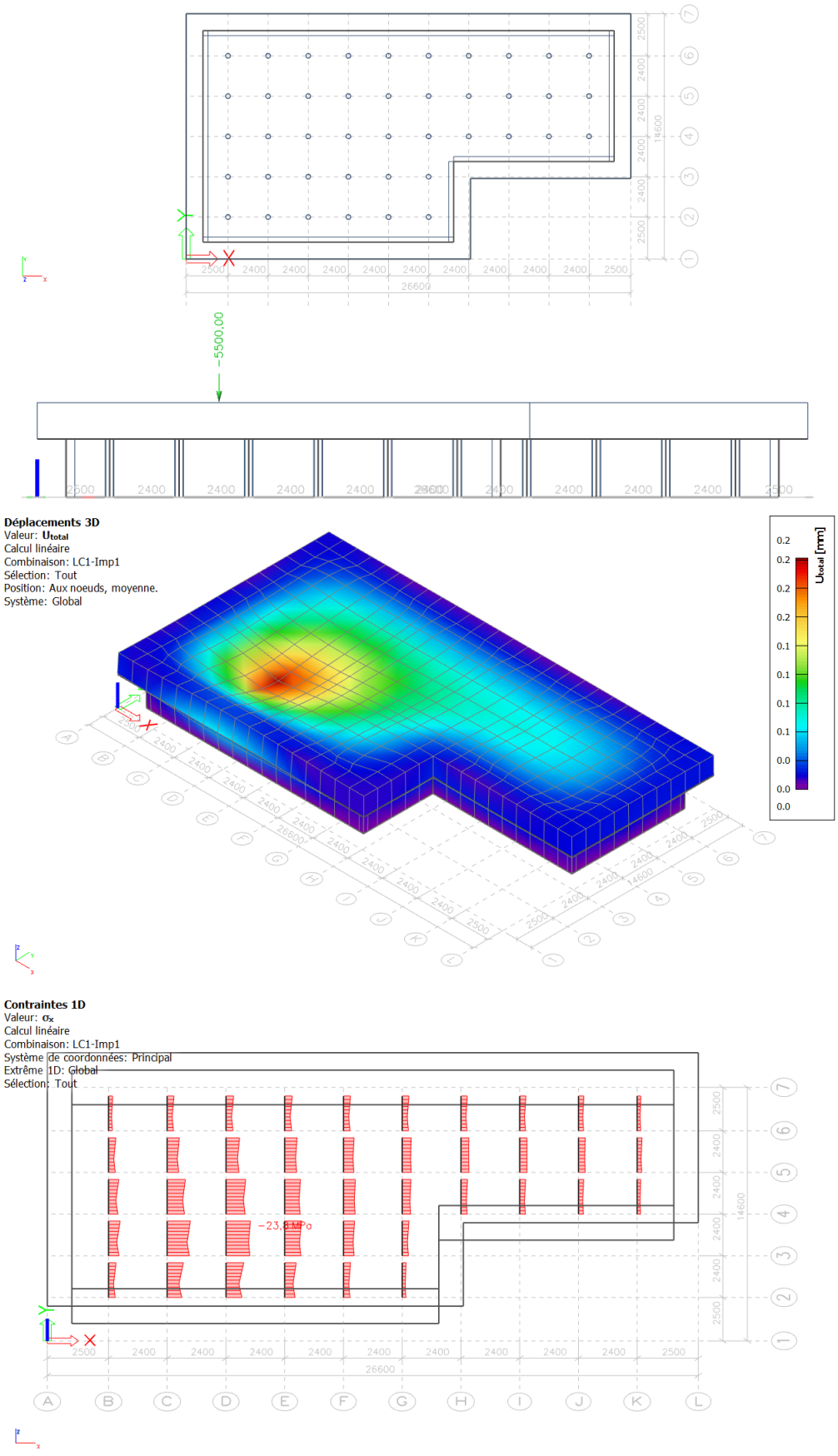


Figure 5.17 – Modélisation du plancher d'essai et des efforts engendrés par l'impact - Scia.

5.8 Conclusions sur l'impact

Les analyses numériques et les développements théoriques effectués dans ce chapitre soulèvent plusieurs conclusions et permettent de nombreuses ouvertures. Dans cette dernière partie, il sera question de résumer cela.

Comme cela a été expliqué dans l'introduction, l'impact est un phénomène difficile à appréhender et à quantifier. La lecture de publications expérimentales à ce sujet permet de se rendre compte du nombre de paramètres qu'il faut prendre en considération pour définir correctement un impact. On peut, entre autres, citer la masse de l'objet créant l'impact, sa vitesse, les matériaux composant le corps impacté, l'influence du taux de déformation sur ces derniers, les rigidités des 2 corps, la taille de la zone de contact,...

Par des modélisations simplifiées, des analyses énergétiques et dynamiques, il a été possible de donner des bornes inférieures et supérieurs des résultats attendus. Ainsi, si les expériences en laboratoire avaient pu être réalisées, il aurait, plus que vraisemblablement, été observé des forces d'impact allant de 1500 à 4500 [kN], soit des facteurs d'amplification de 40 à 115, créant un impact très important sur la dalle du laboratoire. D'après les analyses, les colonnes à échelle 1:1 et 3:4 auraient pu résister à un tel choc sans atteindre l'état de ruine. Leurs déformations seraient principalement dues à la compression, la durée d'un impact étant si courte qu'elle ne laisse pas aux colonnes le temps de se déformer en flexion.

Il est cependant clair, malgré toutes les analyses réalisées, que la connaissance du comportement des colonnes à l'impact dans le cadre de ce TFE reste limitée. Il existe de nombreuses pistes de réflexion pour approfondir ce sujet.

Comme cela a été évoqué plus tôt, les analyses dynamiques peuvent être grandement améliorées. Il serait intéressant d'étudier l'effet de l'amortissement sur la réponse des colonnes puisqu'il a été prouvé que ce dernier avait une influence notable. Cependant, *Seismostruct* n'étant pas un logiciel spécialisé dans les analyses d'impact, l'utilisation de software plus spécifique comme *LS-DYNA* ou *ABAQUS* permettrait d'obtenir des résultats plus précis et cohérents.

D'autre part, une analyse plus approfondie du plancher du laboratoire et du pont roulant est indispensable si l'on désire réaliser ces tests à l'impact au laboratoire de génie civil (LEMSC).

6 Conclusion

L'objectif de ce travail de fin d'études était de caractériser la résistance de colonnes en béton armé soumises à un effondrement progressif par un programme expérimental, un modèle numérique et l'élaboration d'un cadre d'évaluation. Ces colonnes ont été dimensionnées, fabriquées et testées en collaboration avec Marie-Joy de Crombrugghe et François Beauvois dont le mémoire [1] étudie et caractérise l'influence de divers paramètres sur le comportement structurel de colonnes à échelle réduite. Afin de modéliser concrètement l'effondrement progressif sur les colonnes, il a été décidé de le diviser en deux phases distinctes : une phase de chargement cyclique horizontal en tête de colonne correspondant aux déformations sismiques et une phase d'impact vertical correspondant à la chute des étages supérieurs.

La première étape a consisté à lire de nombreux articles et publications scientifiques traitant d'effondrement progressif, de chargement cyclique et d'impact sur des éléments en béton armé. L'objectif étant de bien cerner l'entièreté du cadre de ce mémoire et de comprendre les différentes étapes techniques auxquelles nous allions être confrontés. Tous ces lectures nous ont apporté des connaissances sur l'impact sans toutefois répondre à la problématique de notre mémoire. Cela a donc bien confirmé que la recherche dans ce domaine était ouverte et a justifié l'utilité de notre TFE. Par la suite, le dimensionnement des colonnes (comprenant les plans de ferraillage et le choix des bétons utilisés) a été effectué en accord avec les recommandations de l'Eurocode 8.

A partir de ce moment-là, les modélisations sur le logiciel aux éléments finis *Seismostruct* ont commencé à voir le jour. Des analyses ont été effectuées à l'aide de différents éléments (FB, DB et masses concentrées) de manière à fixer des bornes inférieures et supérieures aux résultats attendus. Celles-ci ont permis d'obtenir les premières estimations des forces à appliquer et des déplacements qui y sont associés, fournissant des informations essentielles pour la conception du dispositif d'essai. Ces modèles ont été adaptés au cours du temps de manière à répondre aux modifications dans le dimensionnement des colonnes (meilleure connaissance des matériaux utilisés, changements imprévus dans le ferraillage,...). En se basant à nouveau sur l'Eurocode 8, un protocole de chargement adapté a ensuite été établi pour chaque colonne, finalisant les modèles de la partie "chargement cyclique".

En parallèle, un maquette virtuelle du dispositif d'essai a été élaborée sur *SolidWorks*. Grâce à cet outil, il a été possible de dessiner avec une grande précision chaque élément nécessaire à la conception du dispositif expérimental et d'agencer ces éléments entre eux. Cela nous a donné une très grande confiance en la faisabilité du programme expérimental et a grandement facilité la mise en place de ce dernier. Il a ensuite fallu réfléchir à la conception des coffrages et des cages d'armatures ainsi qu'à la réalisation du bétonnage. Pour des raisons de faisabilité et par manque de temps dû au *Covid-19*, il a été décidé de commander séparément ces différents éléments.

Initialement prévue en mai, la campagne de test s'est finalement déroulée durant le mois de juillet. En effet, l'accès au laboratoire n'a été rendu possible qu'à partir du début du mois de juin, date à laquelle les phases de bétonnage se sont déroulées suivies de la fabrication, de

l'usinage et de la mise en place de tous les éléments composant le dispositif d'essai. Malgré la bonne préparation de la phase de test, plusieurs imprévus sont venus perturber et ralentir le début de la campagne expérimentale. Ces derniers n'ont cependant pas empêché la bonne tenue des tests et ont permis une amélioration dans la gestion des colonnes suivantes.

Le post-traitement des données expérimentales a généralement mis en évidence une très bonne corrélation entre les modèles numériques et la réalité. En effet, il a été montré que les graphes force-déplacement se situaient bien au milieu des bornes prévues dans les simulations. D'autre part, certains comportements inattendus (courbes d'hystérèse non symétriques, forces trop faibles ou trop élevées, fissuration non symétrique) ont pu être expliqués par des mesures physiques (enrobage) sur les colonnes endommagées ou par une analyse plus théorique (moment résiduel en tête, contribution de la fissure de fondation dans la rotation en tête, hypothèses dans les modèles numériques, etc). Enfin, les colonnes ont montré dans l'ensemble une très grande ductilité (souvent supérieure à notre "meilleure estimation") et une capacité de dissipation énergétique intéressante.

Enfin, la partie expérimentale de l'impact n'a pas pu être effectuée. Pour remédier à ce manque d'information, une approche théorique (énergétique) ainsi que plusieurs simulations (quasi-statiques et dynamiques) ont été réalisées. L'exactitude de ces simulations numériques a été prouvée lors de la comparaison des modèles avec les données expérimentales des protocoles de chargements horizontaux, nous donnant une confiance notable en celles-ci. Grâce à ces modélisation, des bornes inférieures et supérieures des résultats ont pu être calculées, fournissant une idée de la capacité verticale résiduelle des colonnes suite au chargement cyclique. Cela nous renseigne sur l'importance des forces en présence s'il devait y avoir un impact sur de telles colonnes. Il en résulte ainsi que les colonnes à échelle 1:1 et 3:4 auraient pu résister à un tel choc sans atteindre l'état de ruine. Leurs déformations seraient principalement dues à la compression, la durée d'un impact étant si courte qu'elle ne laisse pas aux colonnes le temps de se déformer en flexion. Ces données pourront servir à une étude future sur ce sujet et pourquoi pas à une nouvelle campagne de tests à l'impact afin de vérifier la validité de ces modèles numériques.

D'un point de vue plus personnel, la réalisation de ce mémoire a été riche en enseignements. Il aura éveillé en nous l'intérêt pour la problématique au coeur de l'actualité qu'est l'étude de la sismicité et en particulier de l'effondrement progressif. Au niveau théorique, on peut noter l'apprentissage de nombreuses notions liées à l'impact et l'élaboration de modèles numériques cohérents. Au niveau pratique et technique, les longues semaines passées au laboratoire nous auront permis de manipuler de nombreux outils, d'apprendre à bétonner et de mettre en place un dispositif expérimental complet. Les techniciens, ingénieurs et étudiants que nous y avons croisés ont pu chacun apporter de leurs connaissances et savoir-faire, faisant ainsi avancer nos réflexions. Les multiples partages avec notre promoteur, d'une grande disponibilité et aimant transmettre son savoir, nous ont fait évoluer et ont développé nos compétences en communication. Celle-ci a également été la clé d'une relation saine et efficace avec Marie-Joy et François. Finalement, la réalisation de ce mémoire en binôme a porté ses fruits, combinant les qualités de chacun, et apportant la motivation nécessaire à la réalisation d'un projet d'une telle envergure.

7 Annexes

A Diagrammes moment-courbure

A.1 Colonnes 1A et 1B

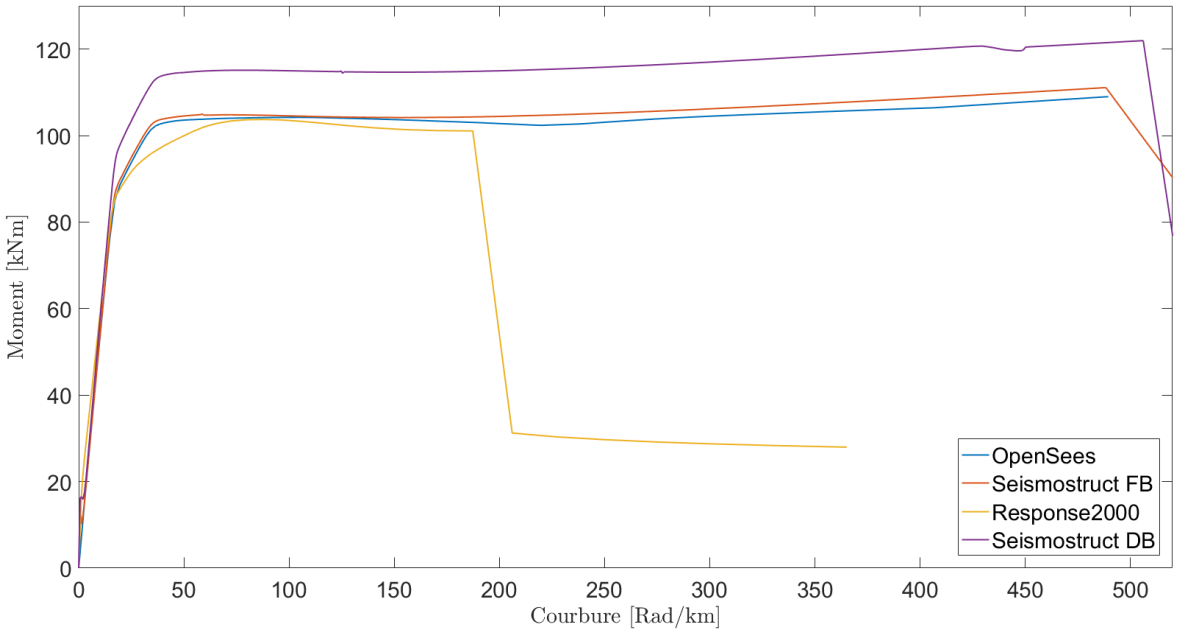


Figure A.1 – Comparaison des diagrammes moment courbure - colonnes échelle 1:1.

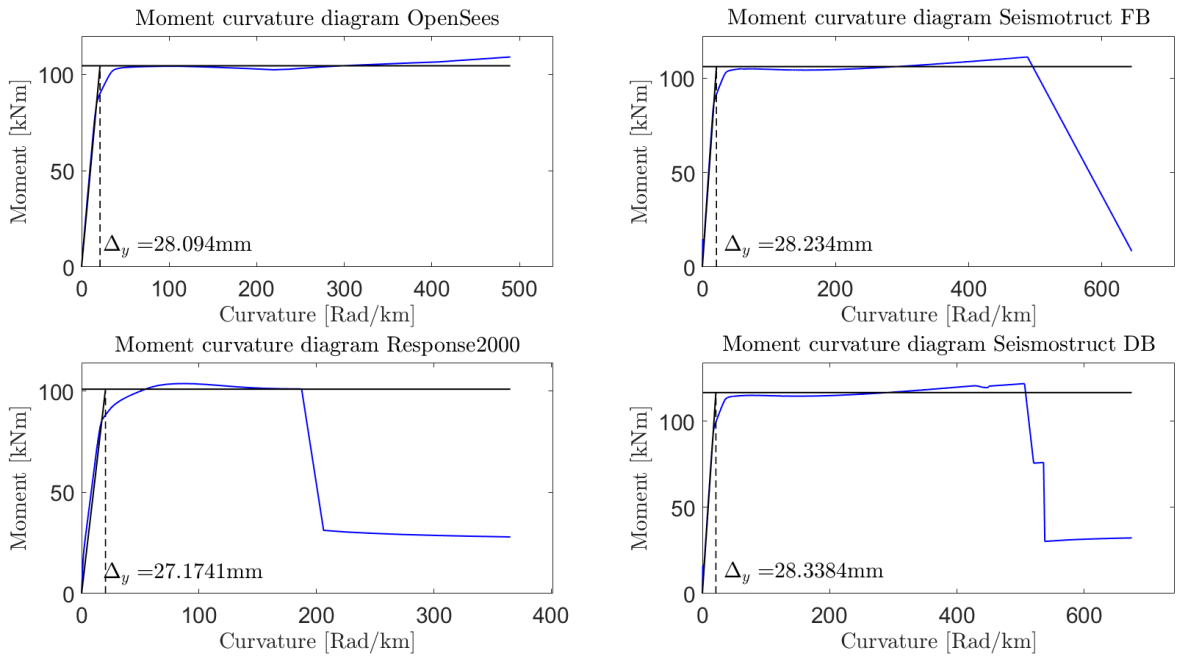


Figure A.2 – Calcul des ductilités de déplacement Δ_y - colonnes échelle 1:1.

A.2 Colonnes 2A, 2B et 2C

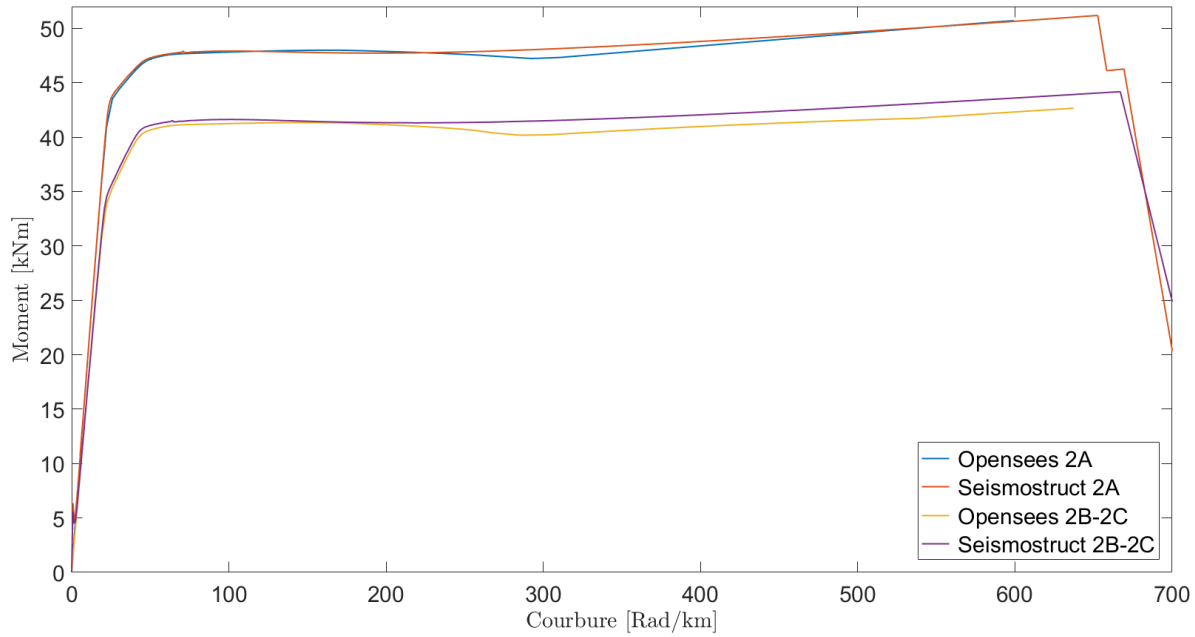


Figure A.3 – Comparaison des diagrammes moment courbure - colonnes échelle 3:4.

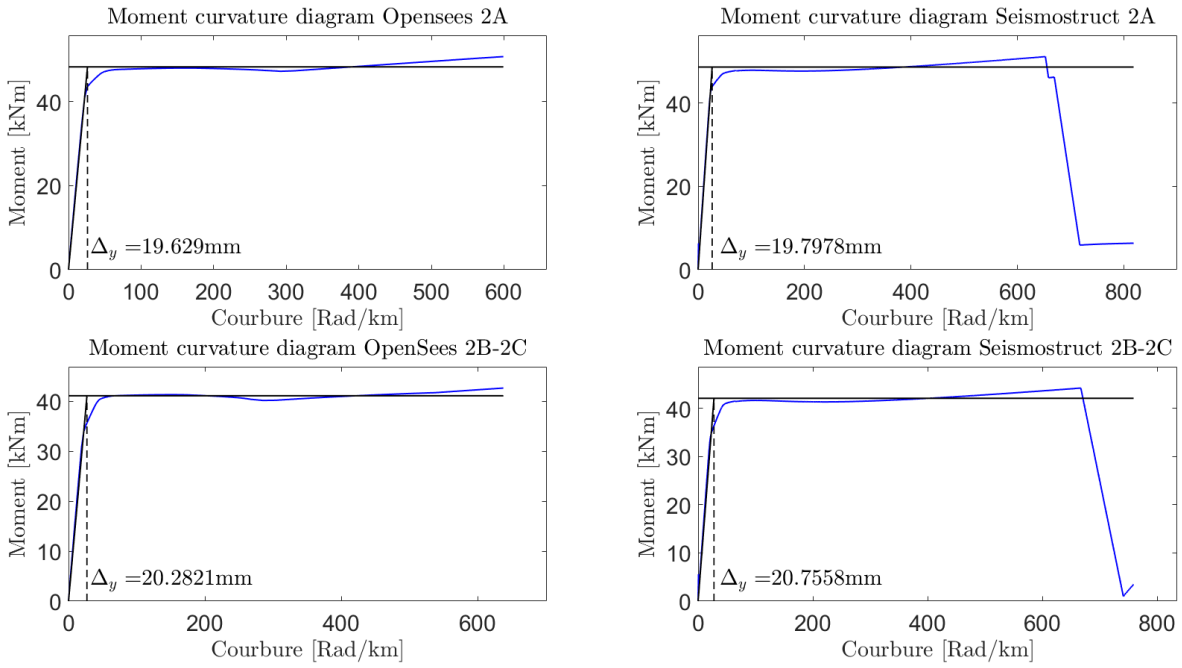


Figure A.4 – Calcul des ductilités de déplacement Δ_y - colonnes échelle 3:4.

A.3 Colonnes 3A, 3B et 3C

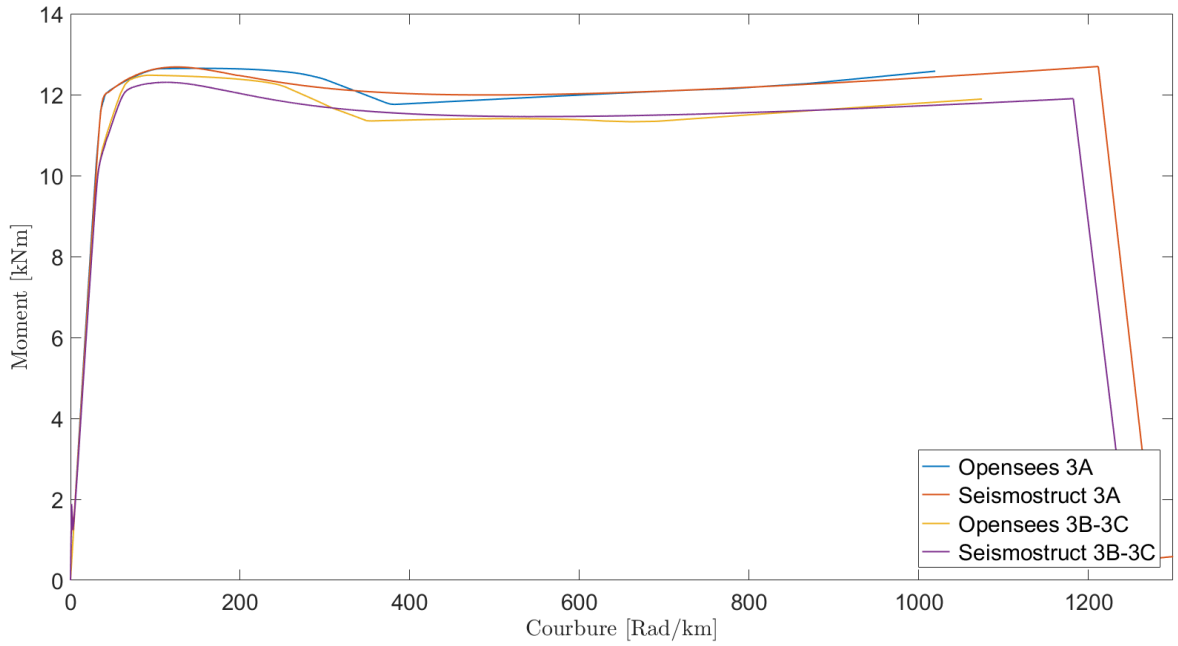


Figure A.5 – Comparaison des diagrammes moment courbure - colonnes échelle 1:2.

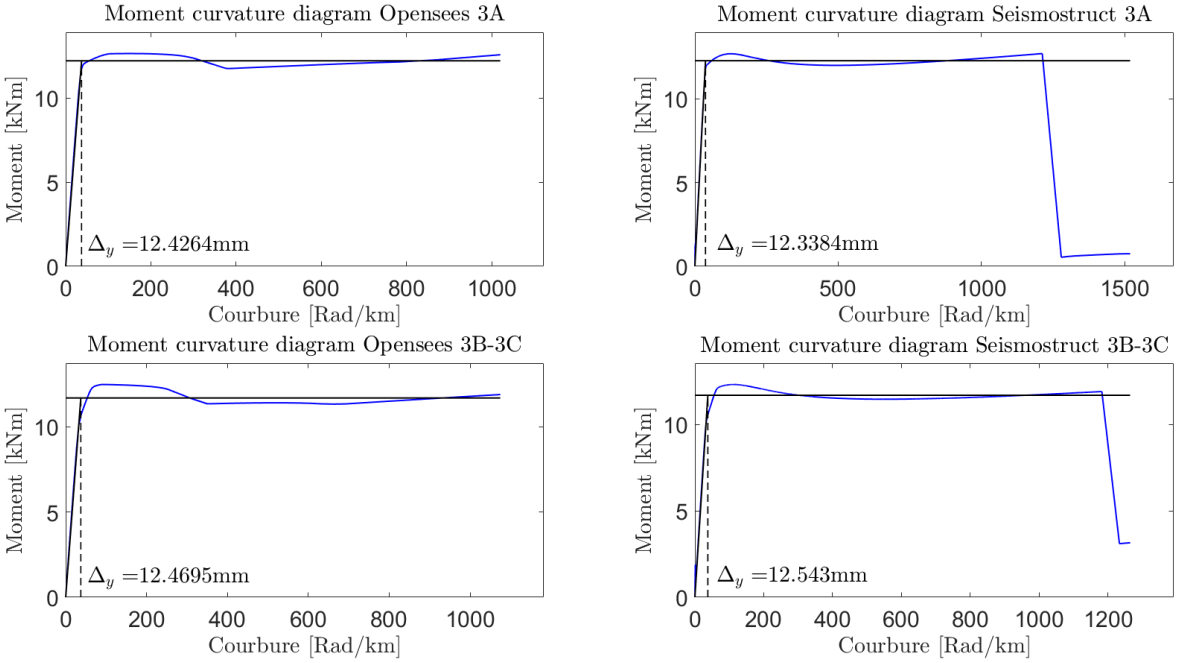


Figure A.6 – Calcul des ductilités de déplacement Δ_y - colonnes échelle 1:2.

B Fiches récapitulatives des colonnes

B.1 Colonne 1A

Informations générales

- Échelle : 1:1
- Section : 300x300mm
- Hauteur : 2m
- Béton C30/37 - BA - EE2 - S4
- D_{max} des granulats [mm] : 22
- Armatures longitudinales : 8ϕ16

Protocole de chargement

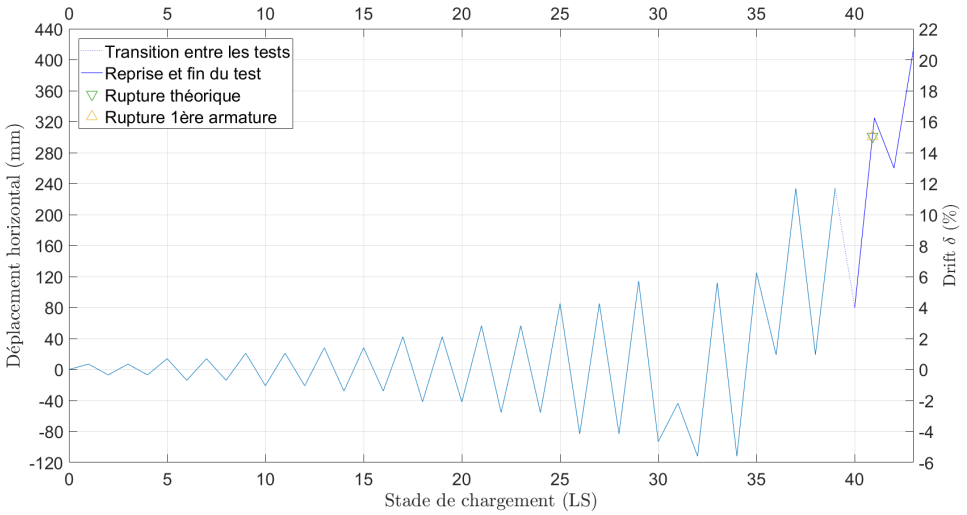


Figure B.1 – C.1A : Protocole de chargement et déplacement à la rupture.

Force - Déplacement

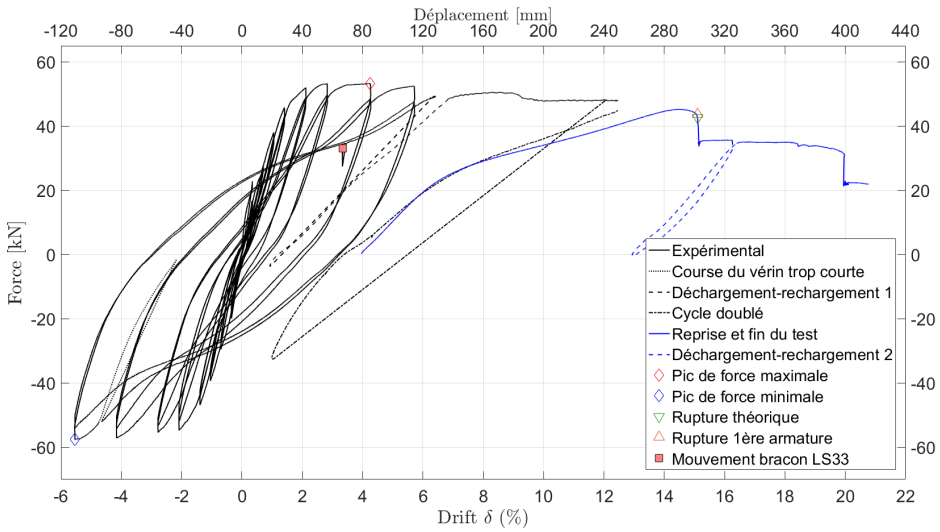


Figure B.2 – C.1A : Graphe force-déplacement jusqu'à la rupture.

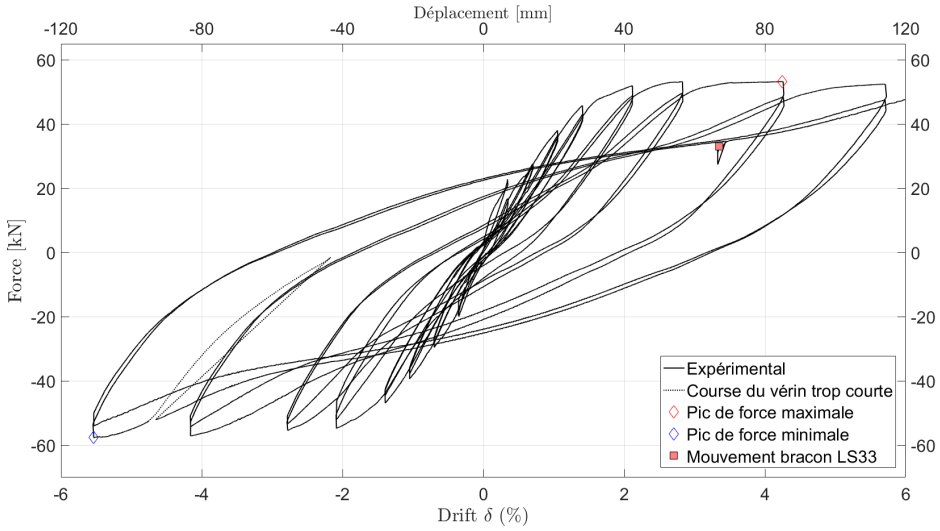


Figure B.3 – C.1A : Graphe force-déplacement (zoom sur la partie cyclique).

	Pic max +	Pic max -	Rupture théorique*	Rupture armature n°1
Force [kN]	53.26	-57.6	43.6	43.6
Déplacement [mm]	84.86	-110.68	302.00	302.00
Δ_y	$3.03\Delta_y$	$3.95\Delta_y$	$10.79\Delta_y$	$10.79\Delta_y$
Dérive latérale [%]	4.24	-5.53	15.1	15.1

Table B.1 – C.1A : Valeurs particulières de forces et déplacements.

*La rupture, pour la colonne 1A, correspond à la rupture de la première armature qui se produit avant de perdre 20% de l'effort maximal.

Élongation verticale

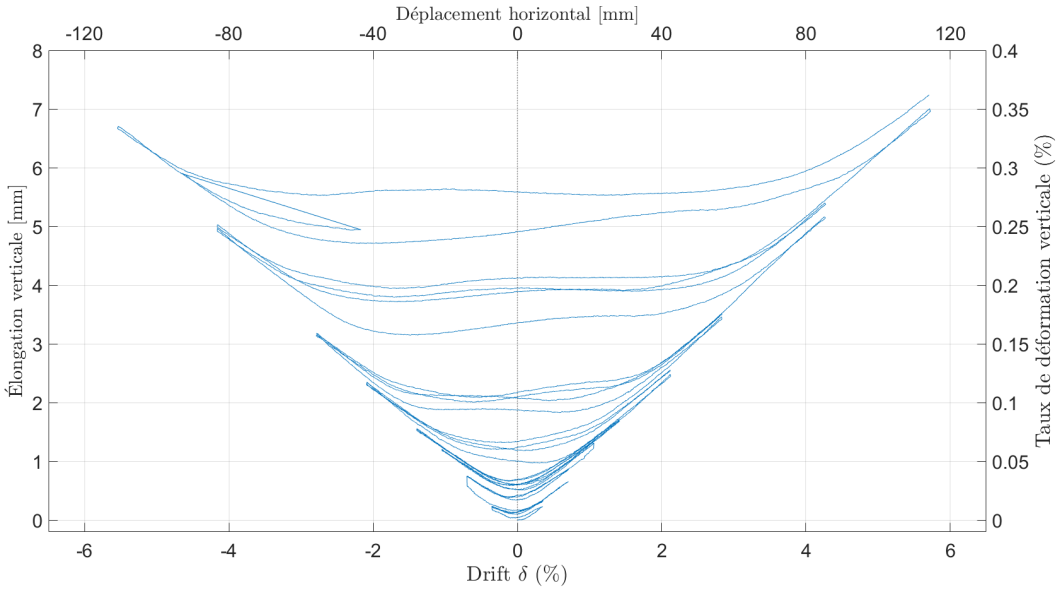


Figure B.4 – C.1A : Évolution de l'élongation de la colonne en fonction du déplacement horizontal.

Profil de courbure

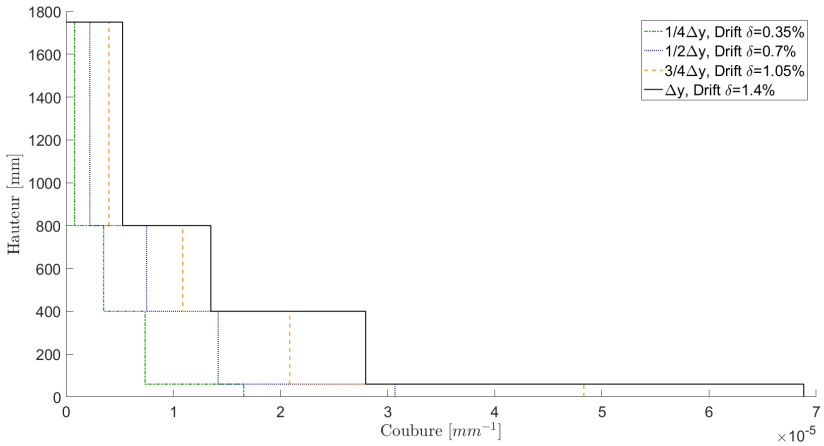


Figure B.5 – C.1A : Évolution de la courbure en fonction de la hauteur de la colonne, faibles dérives latérales.

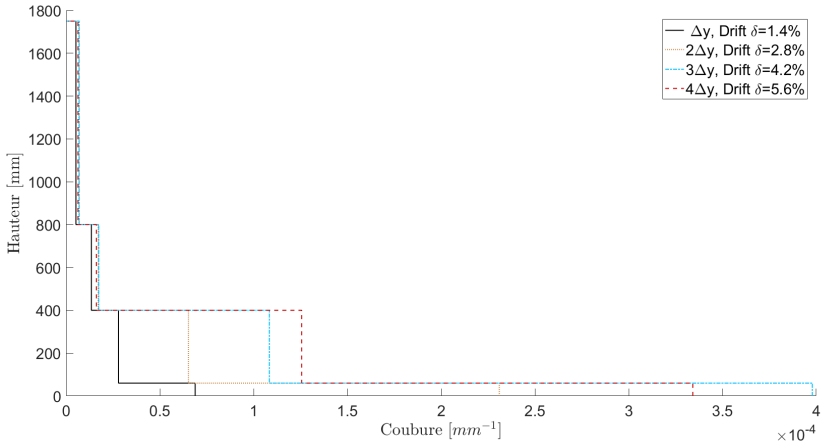


Figure B.6 – C.1A : Évolution de la courbure en fonction de la hauteur de la colonne, grandes dérives latérales.

Moment - courbure à la base

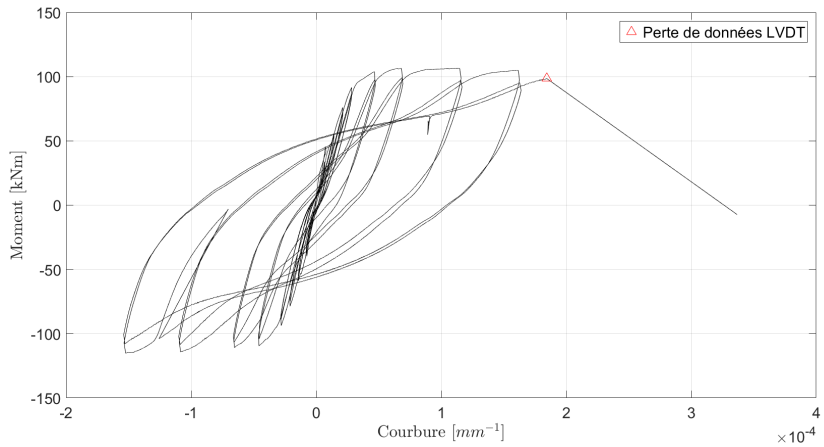
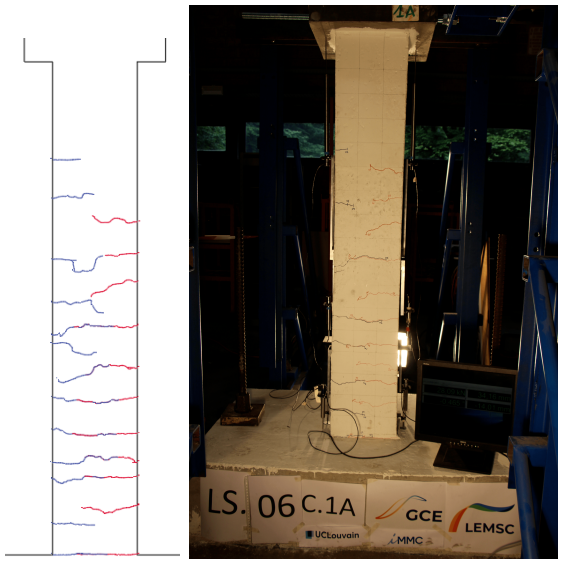
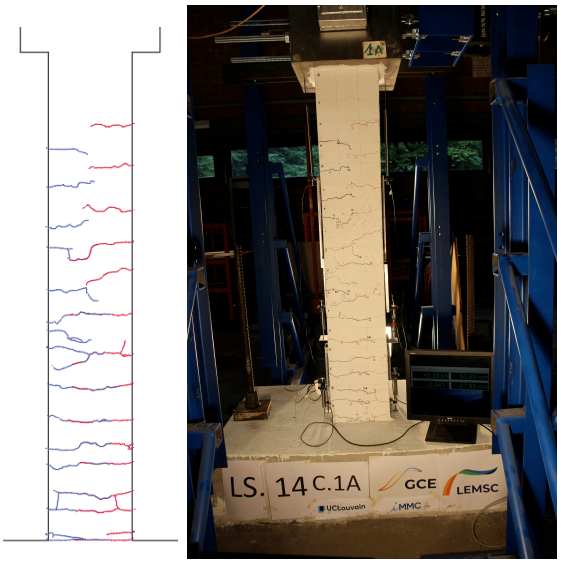


Figure B.7 – C.1A : Graphe de la courbure à la base en fonction du moment en base de colonne.

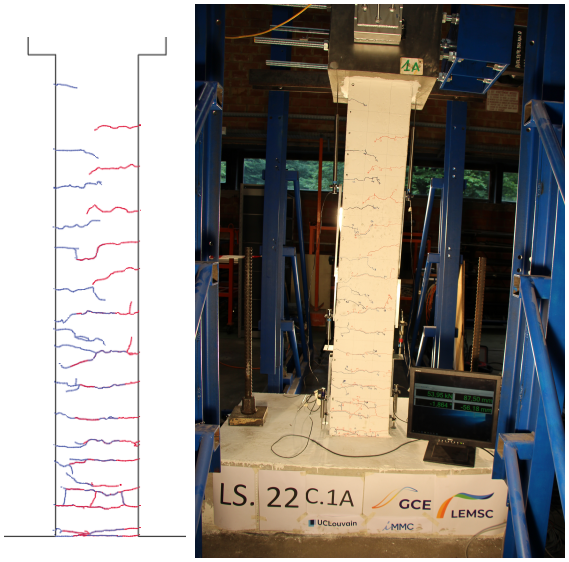
Fissuration



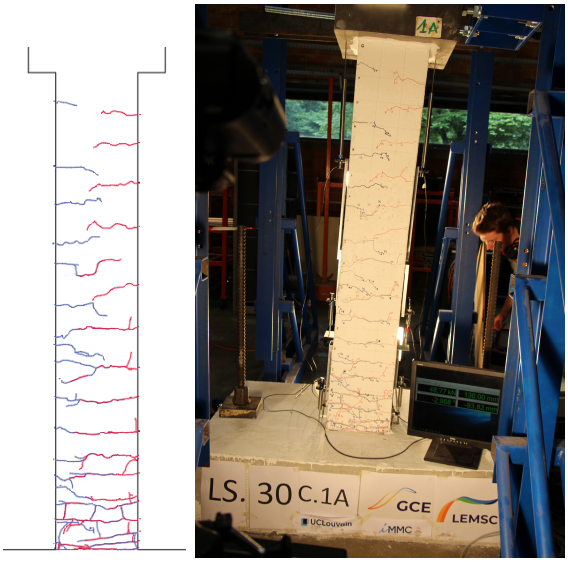
LS6 - 14mm - $0.5\Delta_y$ – 0.7%



LS14 - 28mm - Δ_y – 1.4%



LS22 - 56mm - $2\Delta_y$ – 2.8%



LS30 - 112mm - $4\Delta_y$ – 5.6%

	Gauche				Droite			
	0.5 Δ_y LS6	Δ_y LS14	2 Δ_y LS22	4 Δ_y LS30	0.5 Δ_y LS5	Δ_y LS13	2 Δ_y LS21	4 Δ_y LS29
Fissure de base [mm]	0.205	0.205	0.862	1.944	0.374	0.914	2.748	5.013
2^{eme} fissure [mm]	-	0.056	0.551	2.638	-	0.131	0.28	2.894

Table B.2 – C.1A : Ouverture des fissures principales.

Problèmes et Observations

Le protocole de chargement n'est pas très régulier. Nous avons effectivement rencontré des difficultés lors de la mise en charge de cette première colonne. Tout d'abord, nous n'avons pas pu atteindre directement le déplacement de -112mm ($4\Delta_y$-LS30) à cause d'un mauvais réglage du vérin, qui a ensuite pu être réglé. De plus, nous n'avons pas atteint la rupture de la colonne le premier jour du test, mais seulement une dizaine de jours plus tard, lors d'une seconde mise en charge.

Sur le graphe force-déplacement, nous remarquons un brusque changement de force causé par un mouvement du bracon sur lequel le vérin est fixé (LS33). Ne l'ayant pas remarqué directement, ce problème apparaîtra aussi lors du test de la colonne 1B, après quoi le bracon sera resserré et ce problème ne se produira plus.

Les mesures du potentiomètre pour le déplacement horizontal ont dû être corrigées. Effectivement, celui-ci étant fort proche de la colonne, un angle conséquent se formait avec l'horizontal lors du déplacement de la tête.

Du côté droit, à partir de LS28, trois des quatre LVDTs sont tombés ou ont bougé, ce qui a pour conséquence l'inexactitude des mesures qu'ils enregistrent ; le profil de courbure pour les grandes dérives latérales est donc incorrect.

B.2 Colonne 1B

Informations générales

- Échelle : 1:1
- Section : 300x300mm
- Hauteur : 2m
- Béton C30/37 - BA - EE2 - S4
- D_{max} des granulats [mm] : 22
- Armatures longitudinales : 8ϕ16

Protocole de chargement

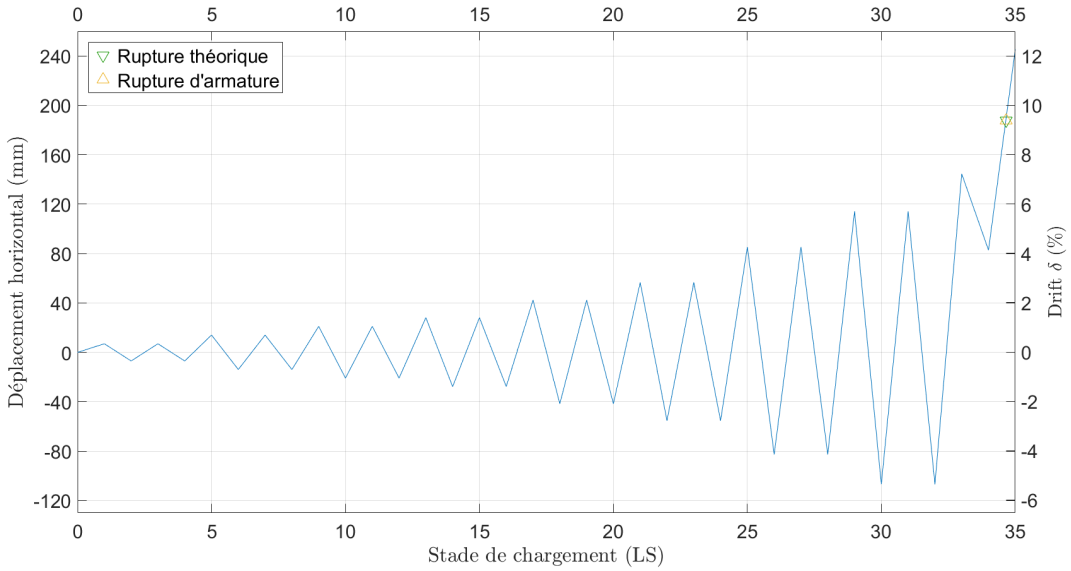


Figure B.8 – C.1B : Protocole de chargement et déplacement à la rupture.

Force - Déplacement

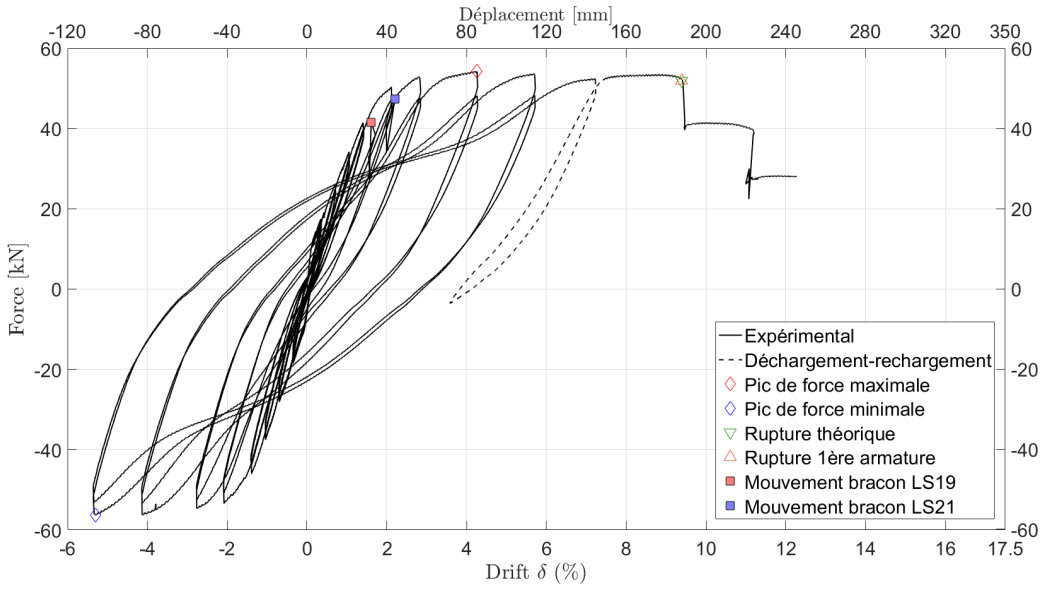


Figure B.9 – C.1B : Graphe force-déplacement jusqu'à la rupture.

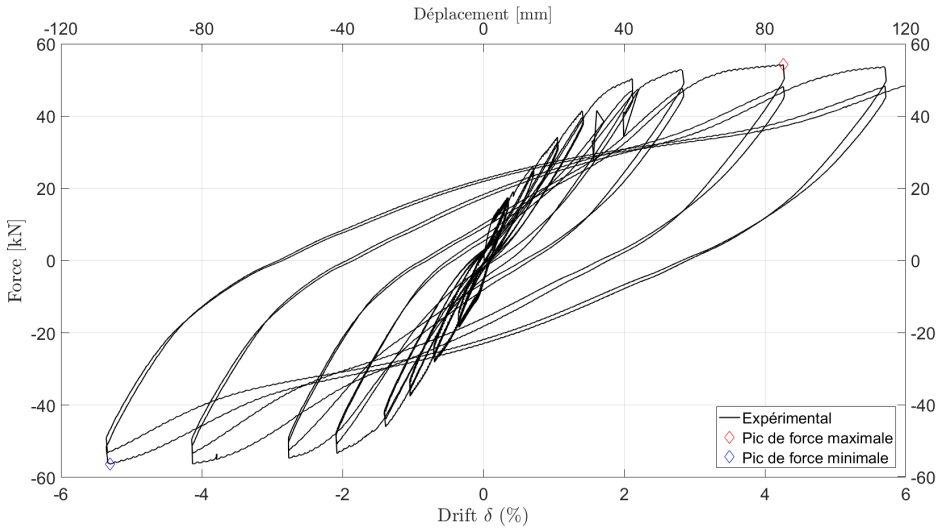


Figure B.10 – C.1B : Graphe force-déplacement (zoom sur la partie cyclique).

	Pic max +	Pic max -	Rupture théorique*	Rupture armature n°1
Force [kN]	54.22	-56.26	51.85	51.85
Déplacement [mm]	85.24	-105.98	187.79	187.79
Δ_y	$3.04\Delta_y$	$3.79\Delta_y$	$6.71\Delta_y$	$6.71\Delta_y$
Dérive latérale [%]	4.26	-5.3	9.39	9.39

Table B.3 – C.1B : Valeurs particulières de forces et déplacements.

*La rupture, pour la colonne 1B, correspond à la rupture de la première armature qui se produit avant de perdre 20% de l'effort maximal.

Élongation verticale

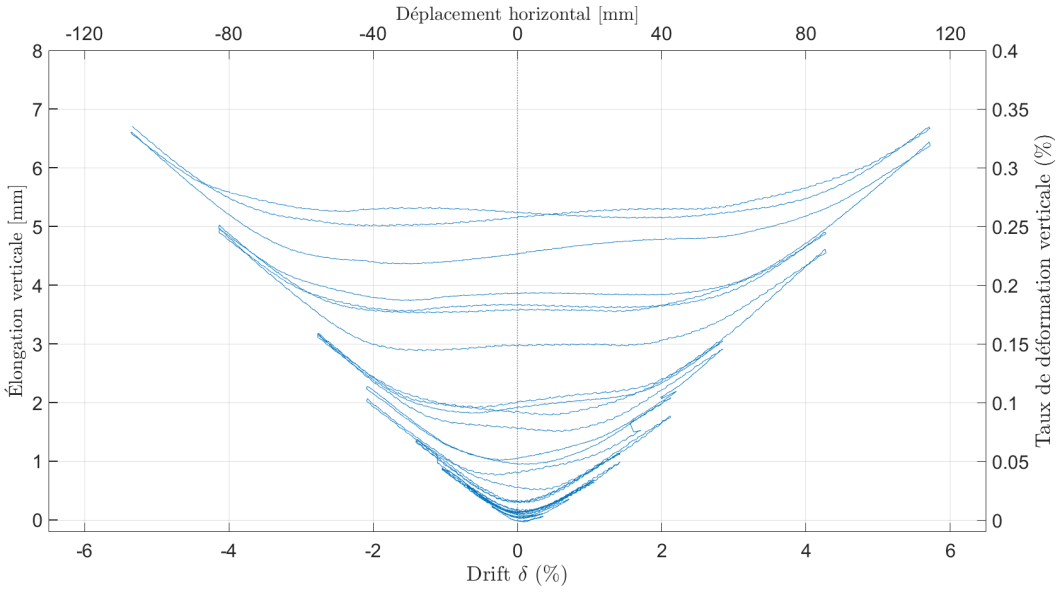


Figure B.11 – C.1B : Évolution de l'élongation de la colonne en fonction du déplacement horizontal.

Profil de courbure

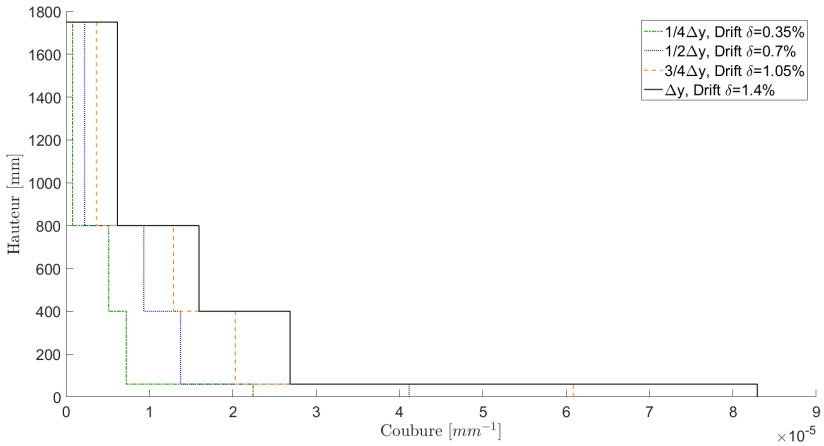


Figure B.12 – C.1B : Évolution de la courbure en fonction de la hauteur de la colonne, faibles dérives latérales.

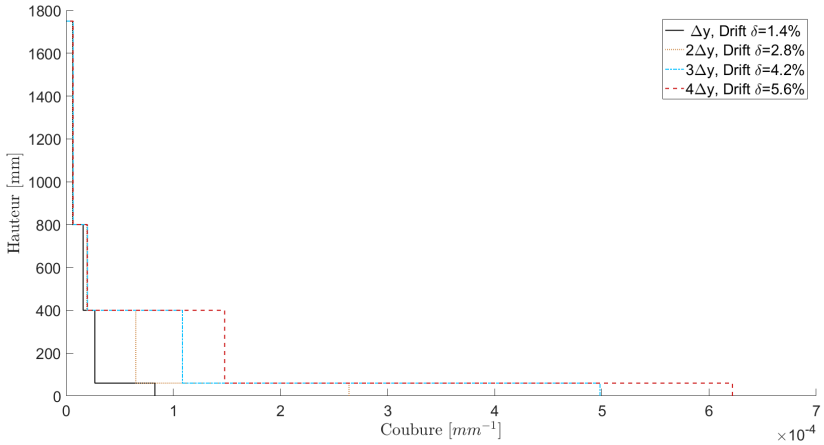


Figure B.13 – C.1B : Évolution de la courbure en fonction de la hauteur de la colonne, grandes dérives latérales.

Moment - courbure à la base

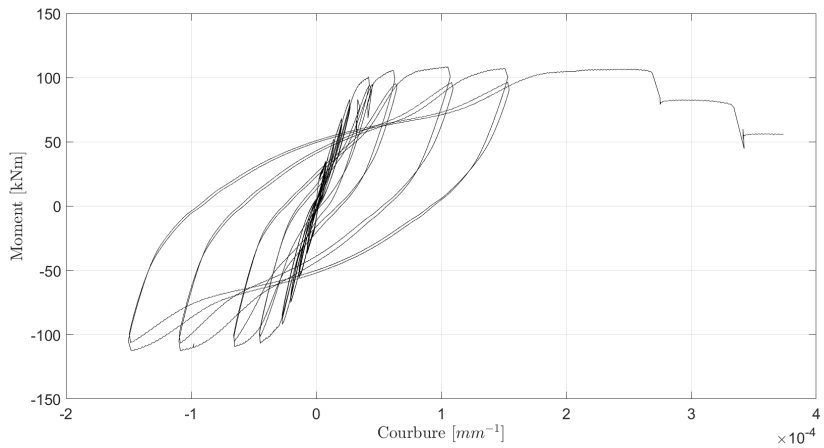
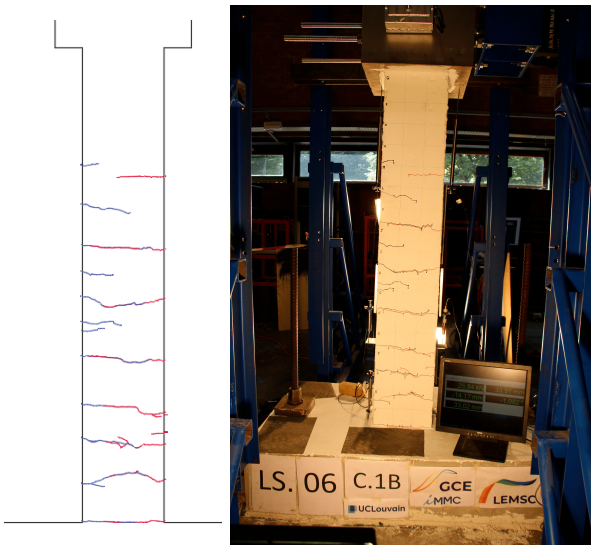
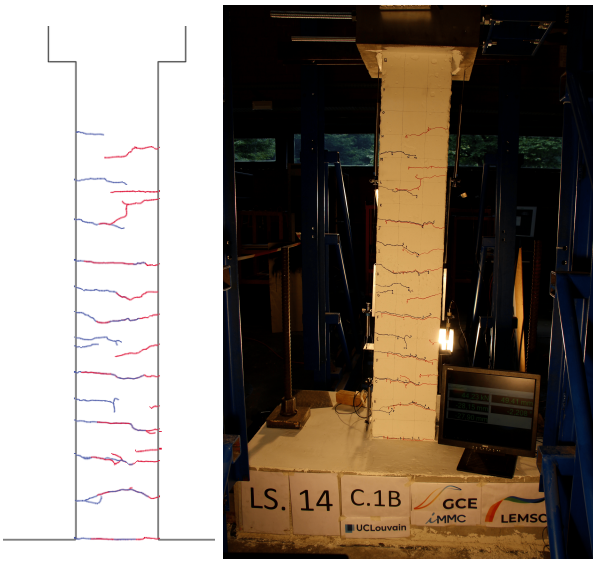


Figure B.14 – C.1B : Graphe de la courbure à la base en fonction du moment en base de colonne.

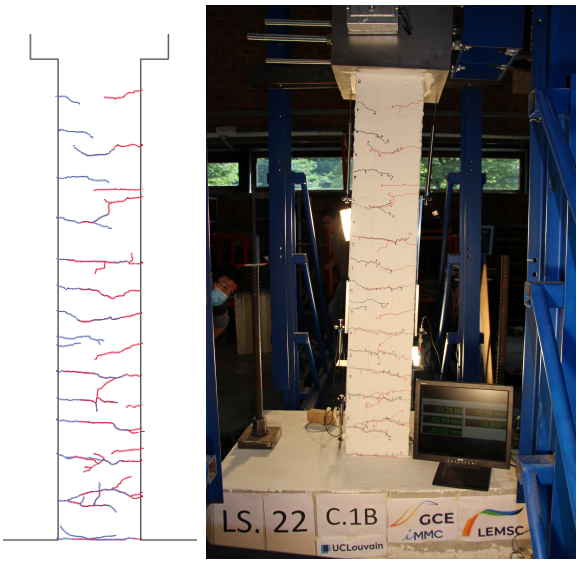
Fissuration



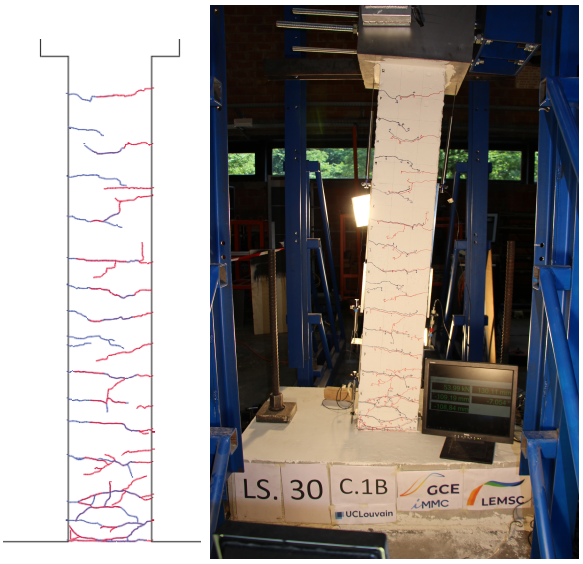
LS6 - 14mm - $0.5\Delta_y$ – 0.7%



LS14 - 28mm - Δ_y – 1.4%



LS22 - 56mm - $2\Delta_y$ – 2.8%



LS30 - 112mm - $4\Delta_y$ – 5.6%

	Gauche				Droite				
	0.5 Δ_y LS6	Δ_y LS14	2 Δ_y LS22	4 Δ_y LS30	0.5 Δ_y LS5	Δ_y LS13	2 Δ_y LS21	4 Δ_y LS29	$\rightarrow$ LS33
Fissure de base [mm]	0.307	0.706	2.345	5.52	0.382	0.78	2.45	5.226	5.608
2^{eme} fissure [mm]	-	-	-	0.824	-	-	-	2.595	4.728

Table B.4 – C.1B : Ouverture des fissures principales.

Problèmes et Observations

Sur le graphe force-déplacement nous remarquons deux brusques changements de force causés par un mouvement du bracon sur lequel le vérin est fixé (LS19 et 21).

B.3 Colonne 2A

Informations générales

- Échelle : 3:4
- Section : 250x250mm
- Hauteur : 1.5m
- Béton C30/37 - BA - EE2 - S4
- D_{max} des granulats [mm] : 22
- Armatures longitudinales : 4ϕ16 + 4ϕ8

Protocole de chargement

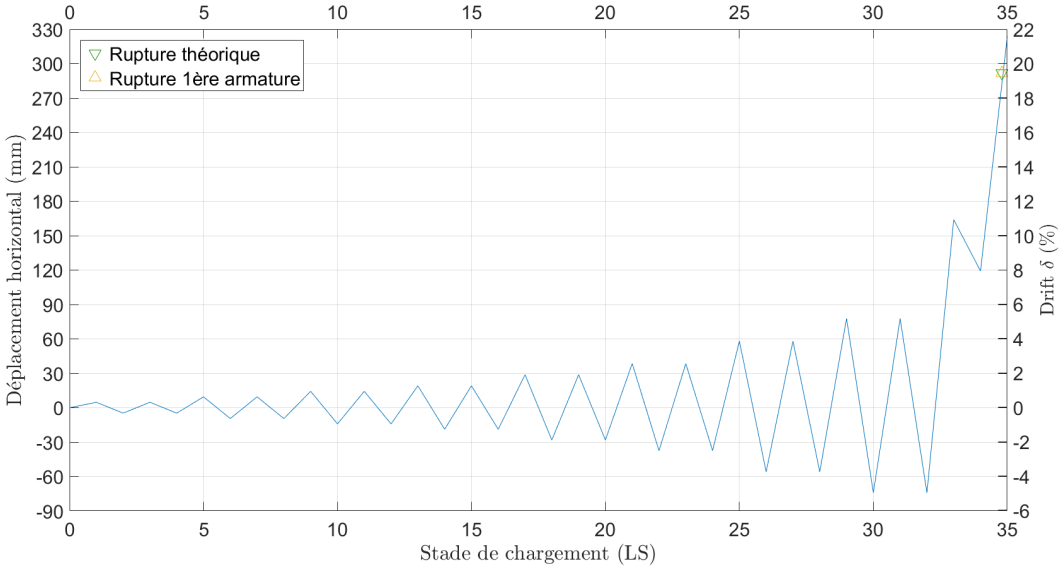


Figure B.15 – C.2A : Protocole de chargement et déplacement à la rupture.

Force - Déplacement

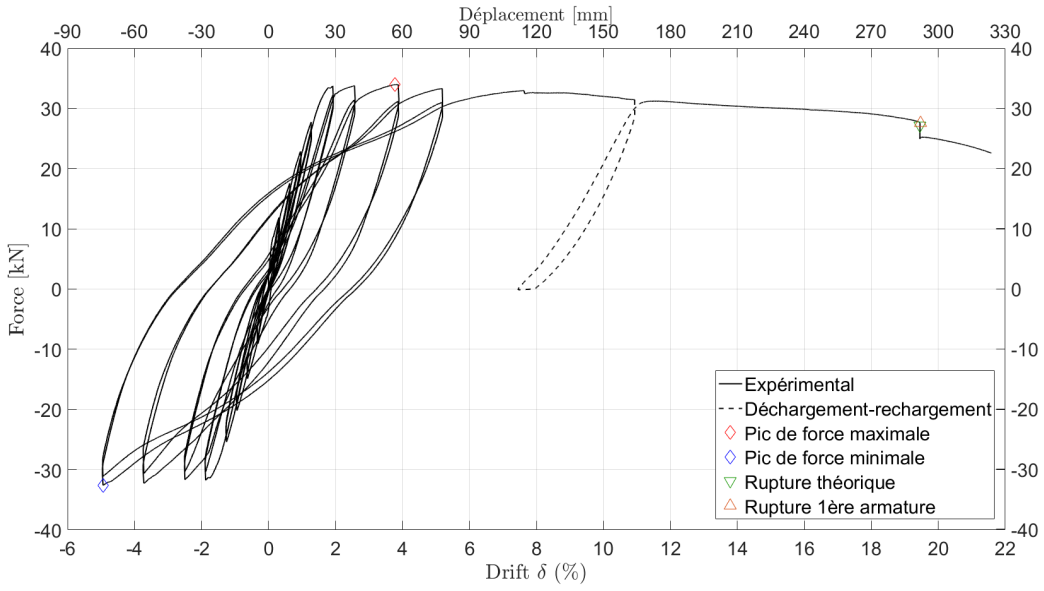


Figure B.16 – C.2A : Graphe force-déplacement jusqu'à la rupture.

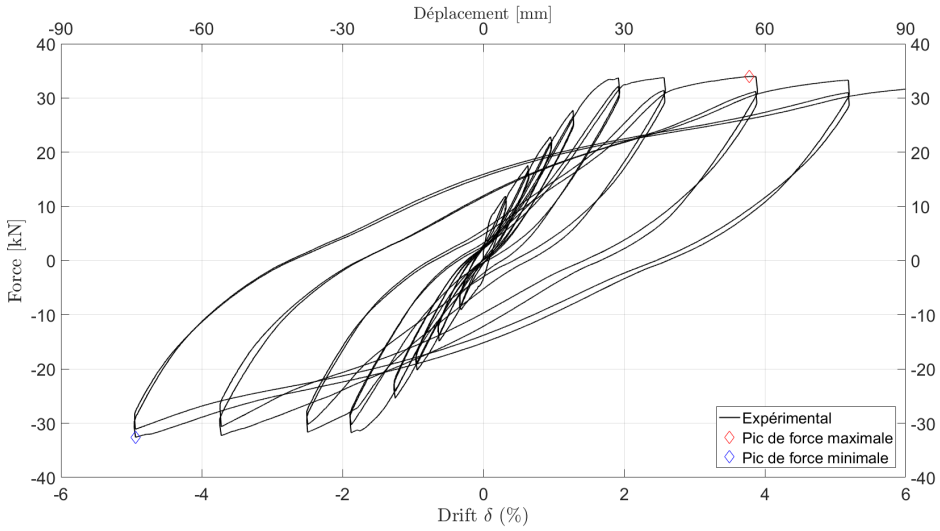


Figure B.17 – C.2A : Graphe force-déplacement (zoom sur la partie cyclique).

	Pic max +	Pic max -	Rupture théorique*	Rupture armature n°1
Force [kN]	33.97	-32.6	27.53	27.53
Déplacement [mm]	56.71	-74.1	292.00	292.00
Δ_y	$2.98\Delta_y$	$3.9\Delta_y$	$15.37\Delta_y$	$15.37\Delta_y$
Dérive latérale [%]	3.78	-4.94	19.47	19.47

Table B.5 – C.2A : Valeurs particulières de forces et déplacements.

*La rupture, pour la colonne 2A, correspond à la rupture de la première armature qui se produit avant de perdre 20% de l'effort maximal.

Élongation verticale

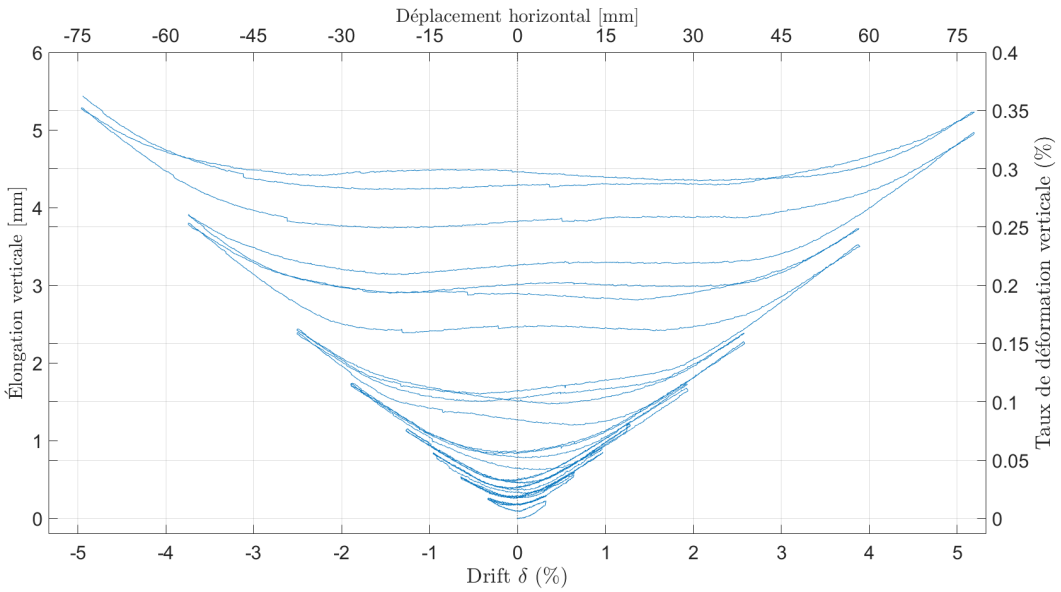


Figure B.18 – C.2A : Évolution de l'élongation de la colonne en fonction du déplacement horizontal.

Profil de courbure

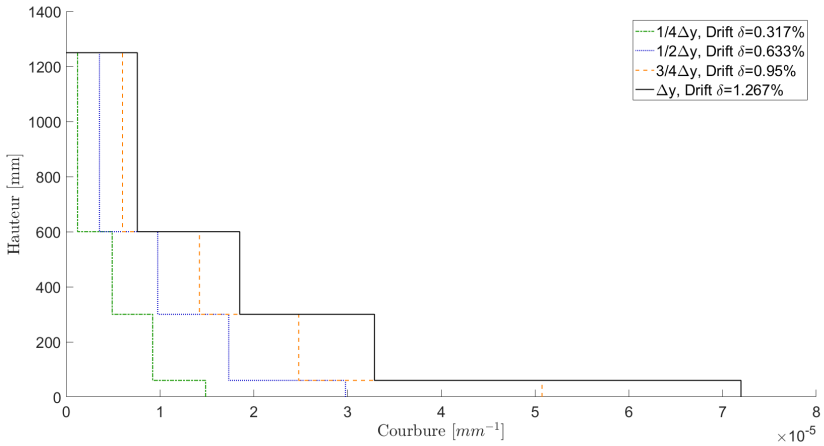


Figure B.19 – C.2A : Évolution de la courbure en fonction de la hauteur de la colonne, faibles dérives latérales.

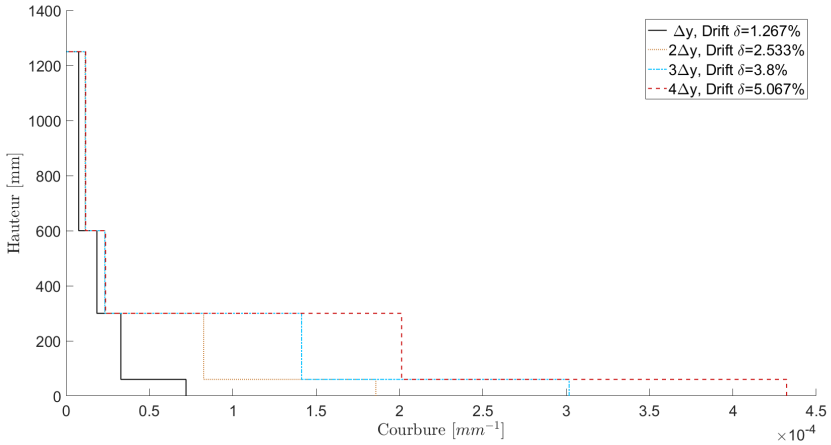


Figure B.20 – C.2A : Évolution de la courbure en fonction de la hauteur de la colonne, grandes dérives latérales.

Moment - courbure à la base

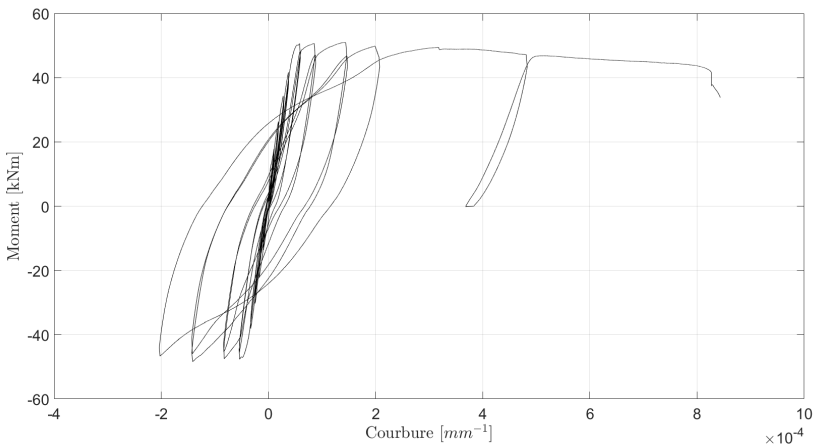
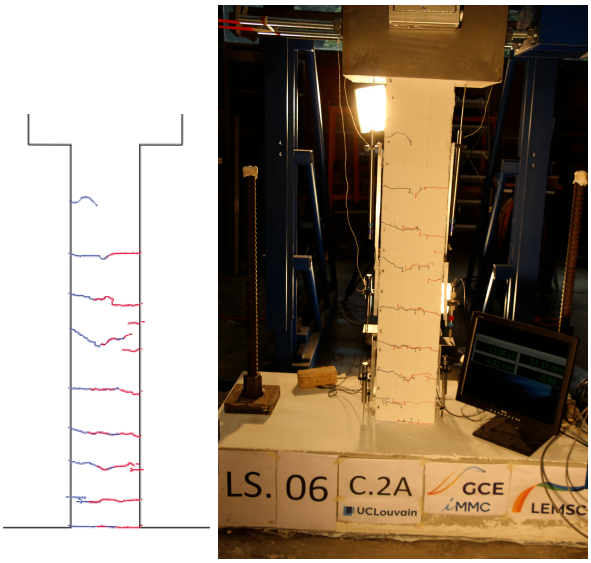
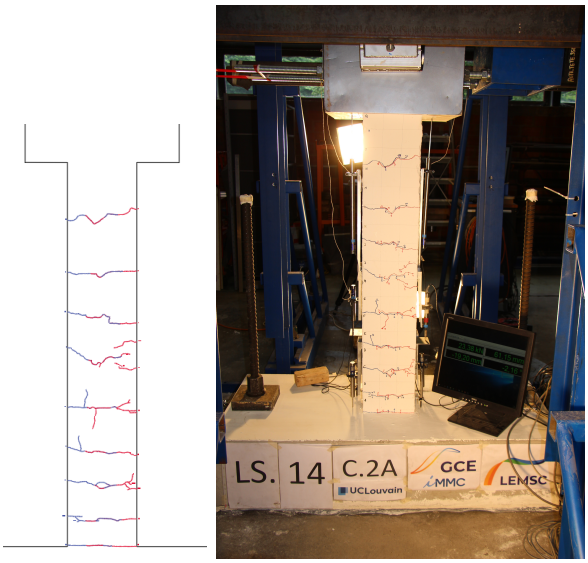


Figure B.21 – C.2A : Graphe de la courbure à la base en fonction du moment en base de colonne.

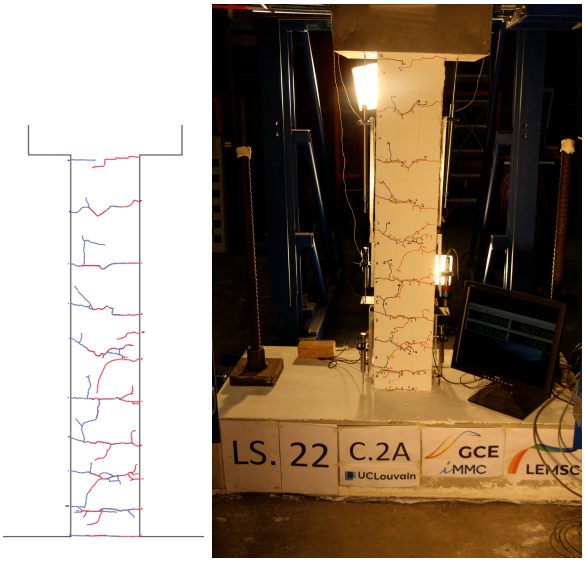
Fissuration



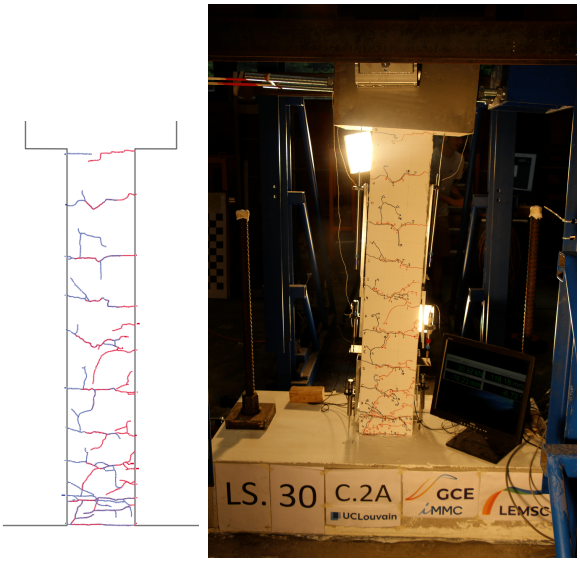
LS6 - 9.5mm - $0.5\Delta_y$ – 0.63%



LS14 - 19mm - Δ_y – 1.26%



LS22 - 38mm - $2\Delta_y$ – 2.53%



LS30 - 76mm - $4\Delta_y$ – 5.06%

	Gauche				Droite				
	0.5 Δ_y LS6	Δ_y LS14	2 Δ_y LS22	4 Δ_y LS30	0.5 Δ_y LS5	Δ_y LS13	2 Δ_y LS21	4 Δ_y LS29	$\rightarrow$ LS33
Fissure de base [mm]	0.257	0.323	0.485	1.805	0.18	0.311	0.582	2.074	4.452
2^{eme} fissure [mm]	0.064	0.057	0.136	2.749	0.181	0.36	1.164	3.724	7.747

Table B.6 – C.2A : Ouverture des fissures principales.

Problèmes et Observations

La mise en charge de cette colonne s'est déroulée sans problèmes majeurs.

B.4 Colonne 2B

Informations générales

- Échelle : 3:4
- Section : 250x250mm
- Hauteur : 1.5m
- Béton C30/37 - BA - EE2 - S4
- D_{max} des granulats [mm] : 22
- Armatures longitudinales : 8ϕ12

Protocole de chargement

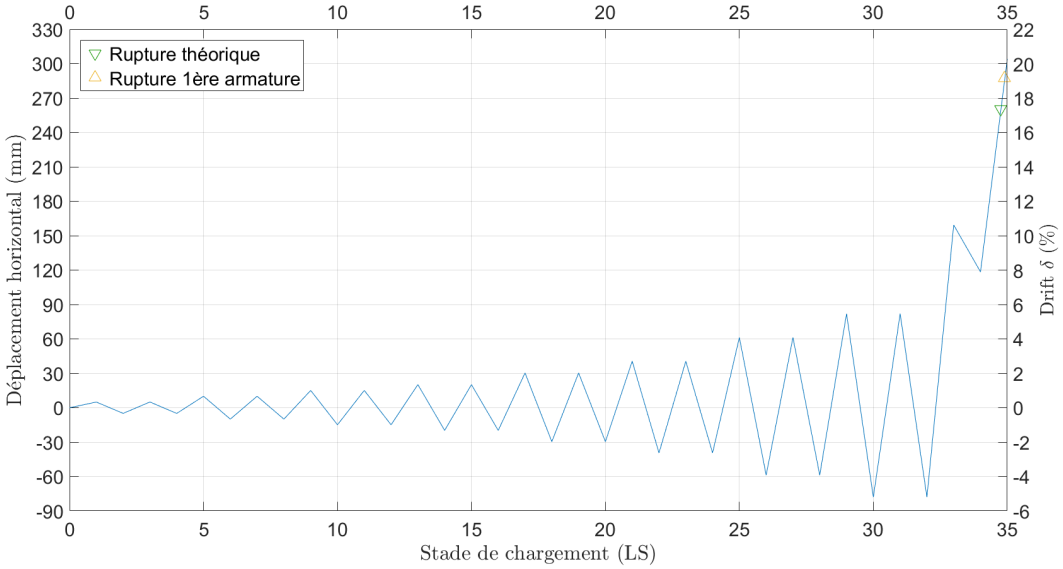


Figure B.22 – C.2B : Protocole de chargement et déplacement à la rupture.

Force - Déplacement

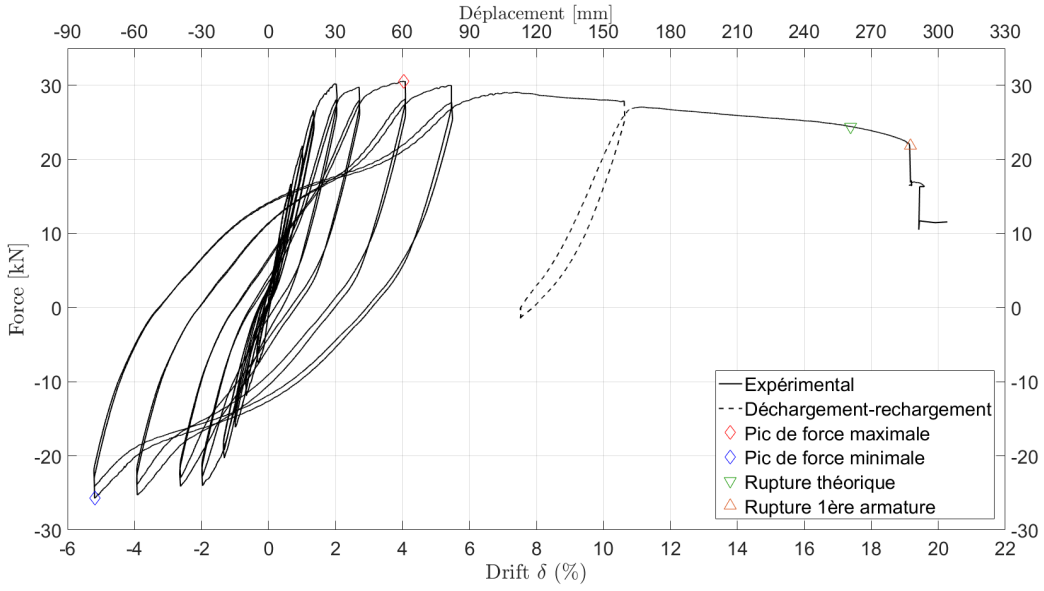


Figure B.23 – C.2B : Graphe force-déplacement jusqu'à la rupture.

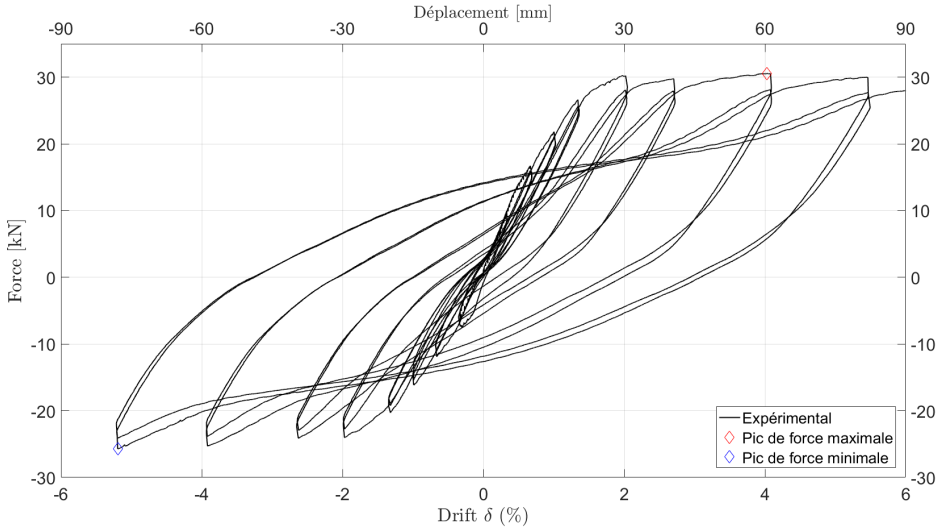


Figure B.24 – C.2B : Graphe force-déplacement (zoom sur la partie cyclique).

	Pic max +	Pic max -	Rupture théorique*	Rupture armature n°1
Force [kN]	30.54	-25.75	24.44	21.8
Déplacement [mm]	60.45	-77.85	260.59	287.5
Δ_y	$3.02\Delta_y$	$3.89\Delta_y$	$13.03\Delta_y$	$14.38\Delta_y$
Dérive latérale [%]	4.03	-5.19	17.37	19.17

Table B.7 – C.2B : Valeurs particulières de forces et déplacements.

*La rupture théorique de la colonne 2B, c'est-à-dire quand elle atteint 20% de perte de résistance, est une rupture par écrasement du béton. - Armatures non centrées

Élongation verticale

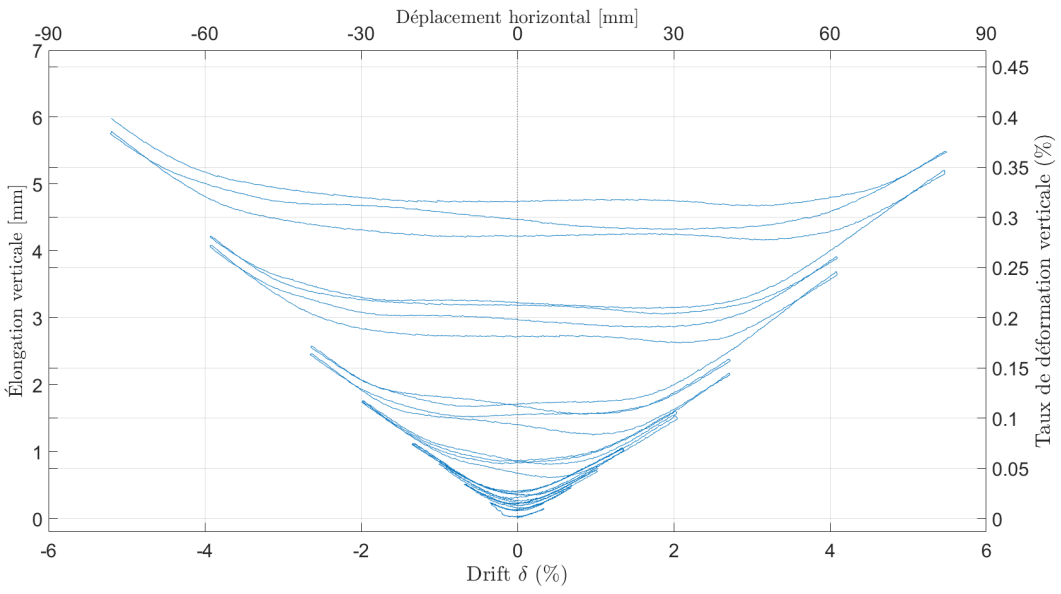


Figure B.25 – C.2B : Évolution de l'élongation de la colonne en fonction du déplacement horizontal.

Profil de courbure

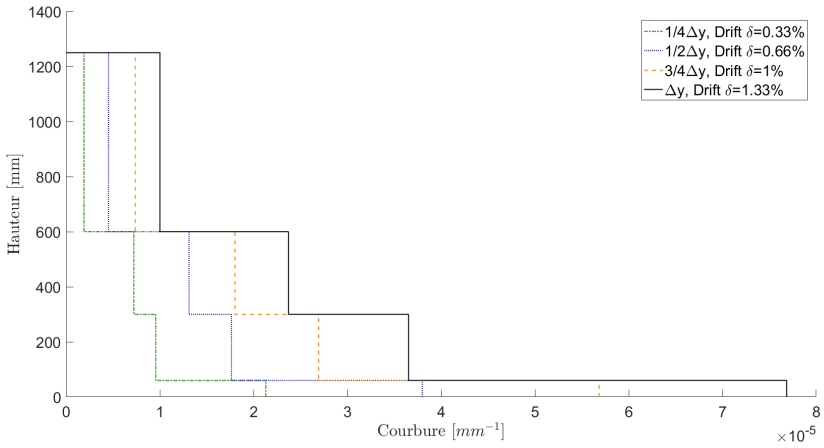


Figure B.26 – C.2B : Évolution de la courbure en fonction de la hauteur de la colonne, faibles dérives latérales.

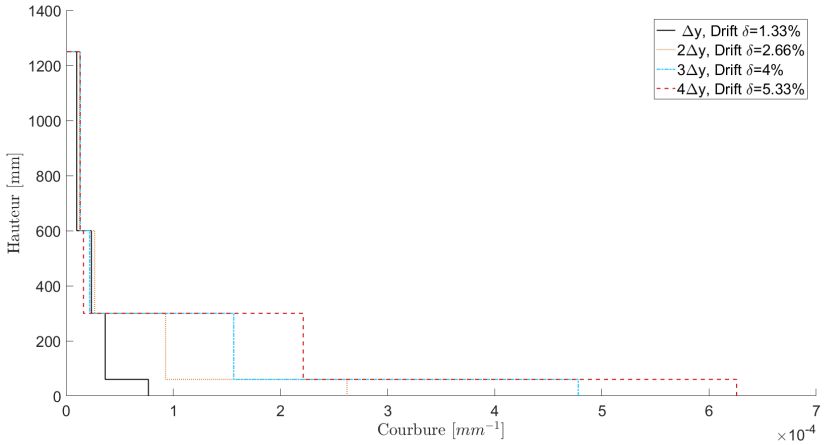


Figure B.27 – C.2B : Évolution de la courbure en fonction de la hauteur de la colonne, grandes dérives latérales.

Moment - courbure à la base

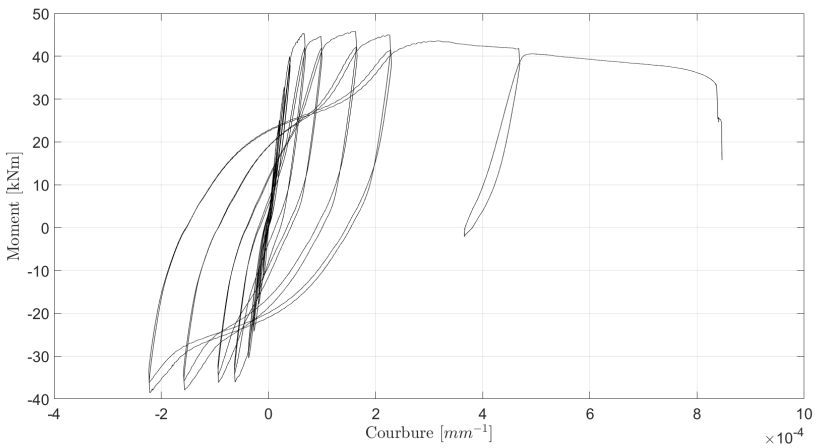
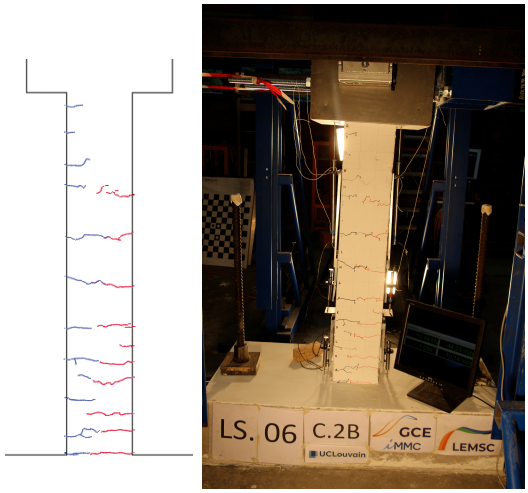
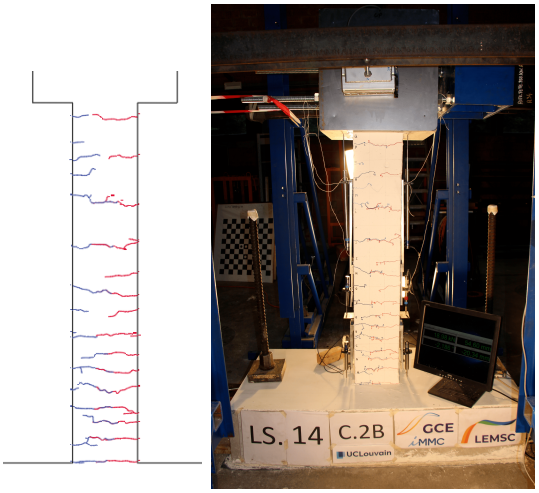


Figure B.28 – C.2B : Graphe de la courbure à la base en fonction du moment en base de colonne.

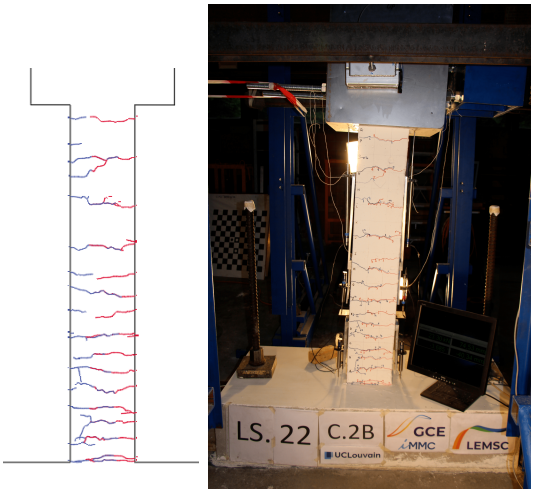
Fissuration



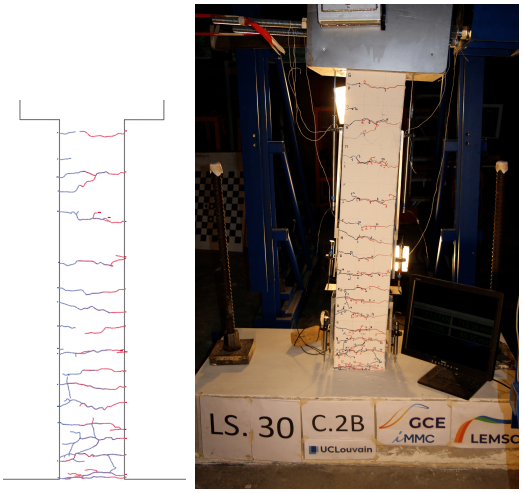
LS6 - 10mm - $0.5\Delta_y$ – 0.67%



LS14 - 20mm - Δ_y – 1.33%



LS22 - 40mm - $2\Delta_y$ – 2.67%



LS30 - 80mm - $4\Delta_y$ – 5.3%

	Gauche				Droite				
	0.5 Δ_y LS6	Δ_y LS14	2 Δ_y LS22	4 Δ_y LS30	0.5 Δ_y LS5	Δ_y LS13	2 Δ_y LS21	4 Δ_y LS29	$\rightarrow$ LS33
Fissure de base [mm]	0.197	0.288	1.82	4.401	0.229	0.323	0.546	2.243	3.38
2^{eme} fissure [mm]	0.147	0.347	0.858	2.5	-	-	-	-	4.731

Table B.8 – C.2B : Ouverture des fissures principales.

Problèmes et Observations

La mise en charge de cette colonne s'est déroulée sans problèmes majeurs. Nous remarquons cependant une grande différence entre la valeur absolue des pics maximums positifs et négatifs. Ceci s'explique par le fait que le ferraillage n'était pas parfaitement centré dans le coffrage. Les conséquences sont une asymétrie des bras de levier qui sont pris en compte dans les calculs de résistance.

B.5 Colonne 2C

Informations générales

- Échelle : 3:4
- Section : 250x250mm
- Hauteur : 1.5m
- Béton C30/37 - BA - EE2 - S4
- D_{max} des granulats [mm] : 16
- Armatures longitudinales : 8ϕ12

Protocole de chargement

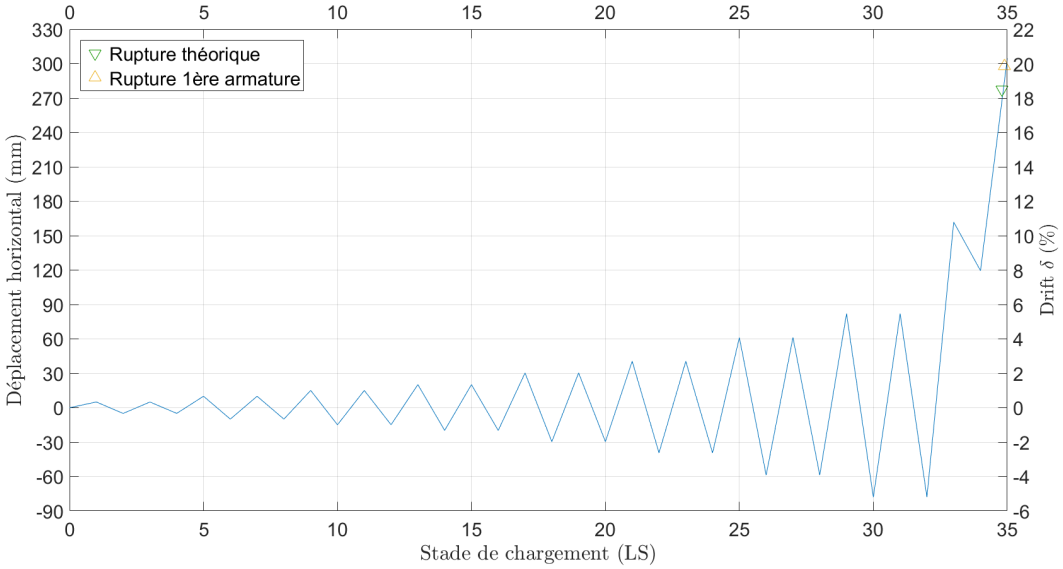


Figure B.29 – C.2C : Protocole de chargement et déplacement à la rupture.

Force - Déplacement

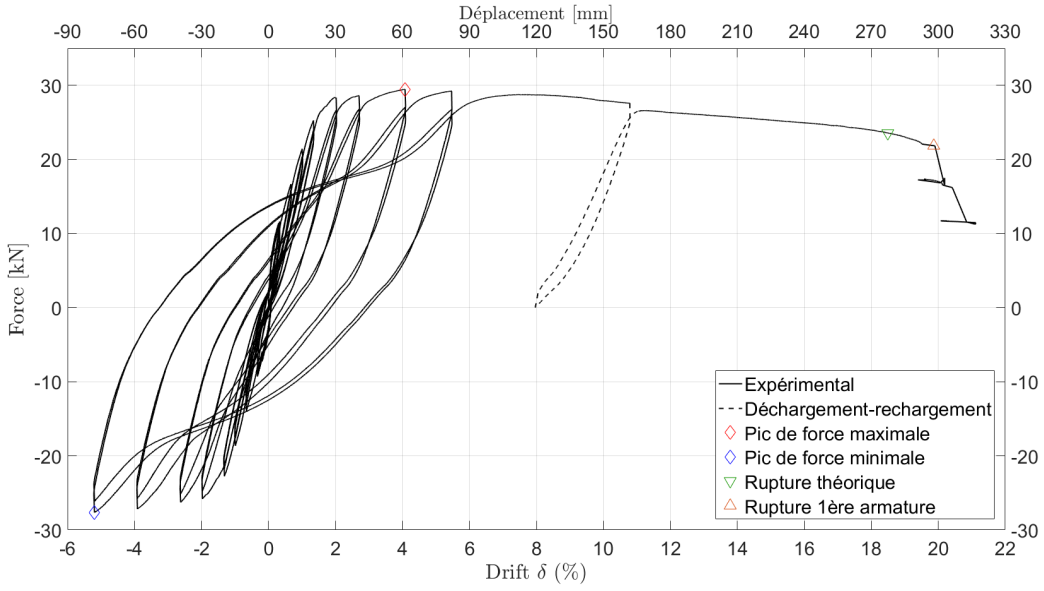


Figure B.30 – C.2C : Graphe force-déplacement jusqu'à la rupture.

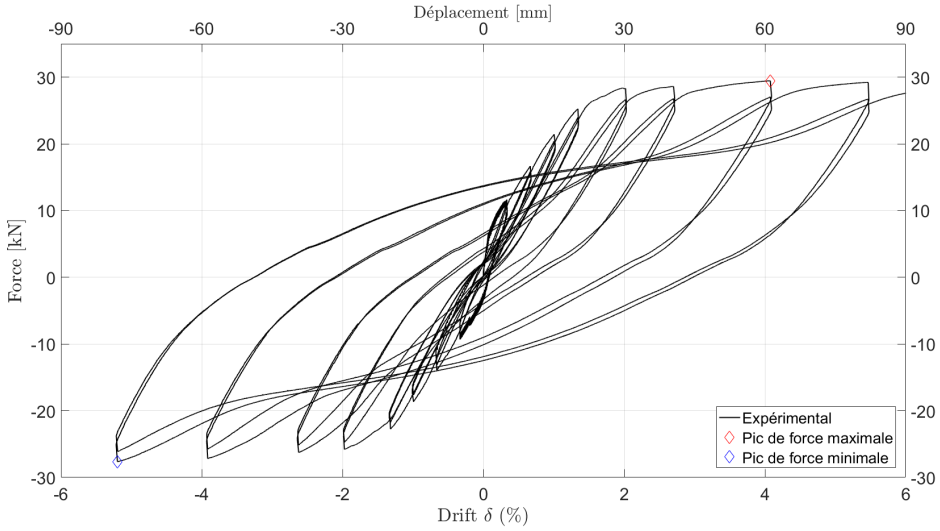


Figure B.31 – C.2C : Graphe force-déplacement (zoom sur la partie cyclique).

	Pic max +	Pic max -	Rupture théorique*	Rupture armature n°1
Force [kN]	29.46	-27.63	23.58	21.82
Déplacement [mm]	61.15	-77.96	277.28	298.00
Δ_y	$3.06\Delta_y$	$3.9\Delta_y$	$13.86\Delta_y$	$14.9\Delta_y$
Dérive latérale [%]	4.08	-5.2	18.49	19.87

Table B.9 – C.2C : Valeurs particulières de forces et déplacements.

*La rupture théorique de la colonne 2C, c'est-à-dire quand elle atteint 20% de perte de résistance, est une rupture par écrasement du béton.

Élongation verticale

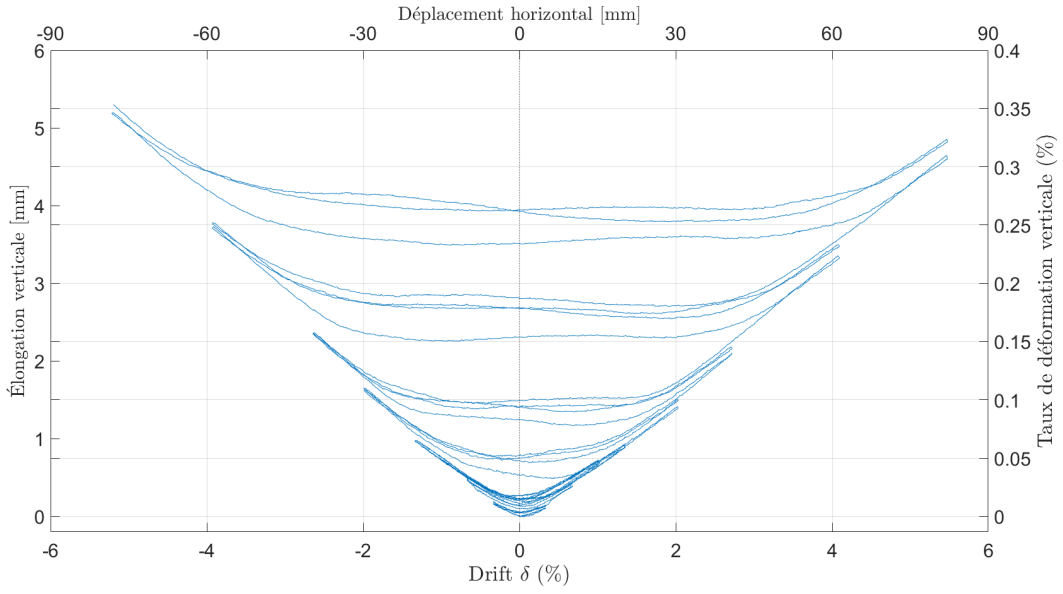


Figure B.32 – C.2C : Évolution de l'élongation de la colonne en fonction du déplacement horizontal.

Profil de courbure

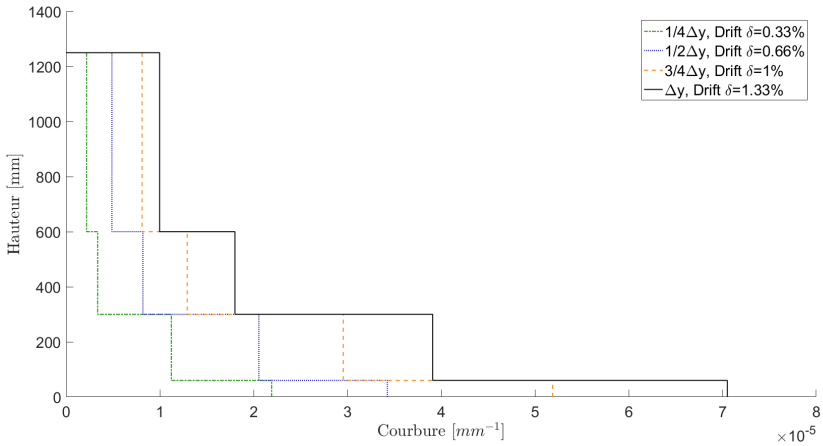


Figure B.33 – C.2C : Évolution de la courbure en fonction de la hauteur de la colonne, faibles dérives latérales.

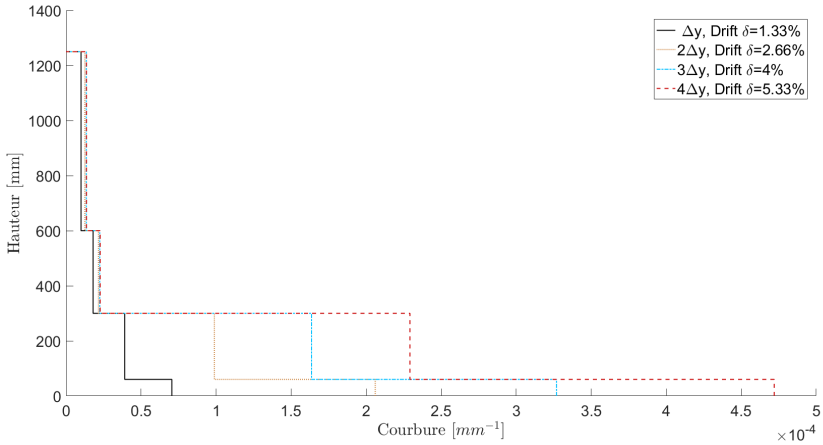


Figure B.34 – C.2C : Évolution de la courbure en fonction de la hauteur de la colonne, grandes dérives latérales.

Moment - courbure à la base

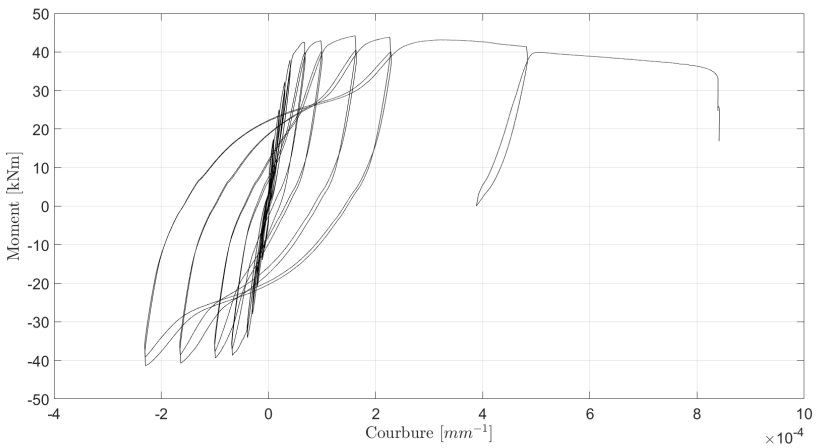
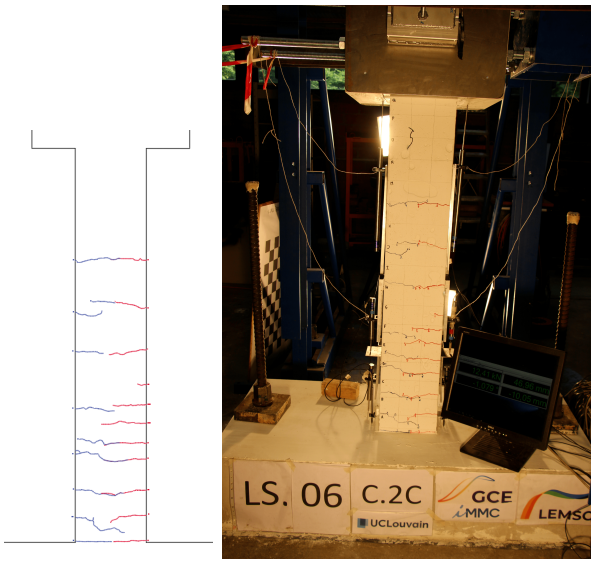
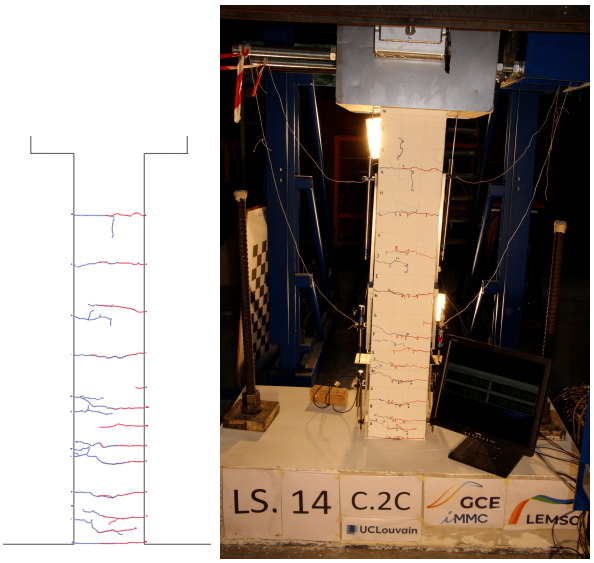


Figure B.35 – C.2C : Graphe de la courbure à la base en fonction du moment en base de colonne.

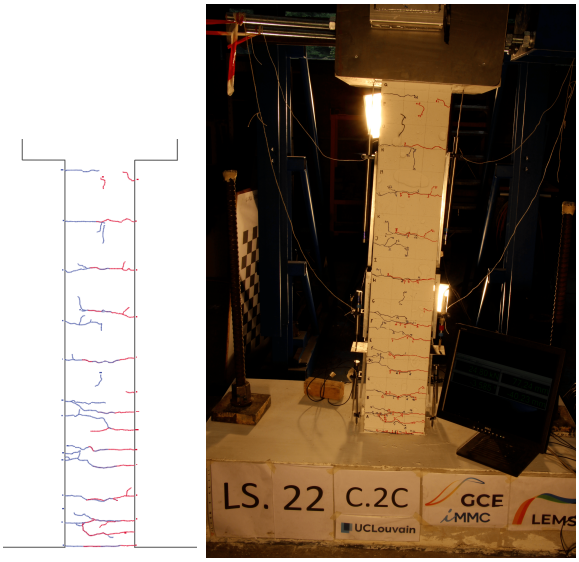
Fissuration



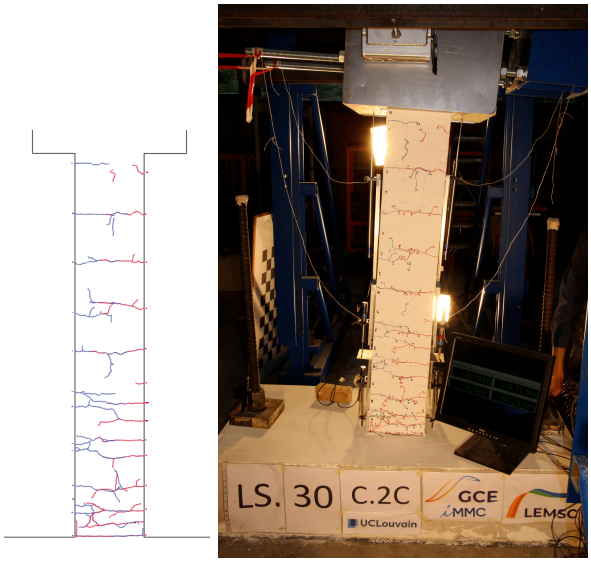
LS6 - 10mm - $0.5\Delta_y$ – 0.67%



LS14 - 20mm - Δ_y – 1.33%



LS22 - 40mm - $2\Delta_y$ – 2.67%



LS30 - 80mm - $4\Delta_y$ – 5.3%

	Gauche				Droite				
	0.5 Δ_y LS6	Δ_y LS14	2 Δ_y LS22	4 Δ_y LS30	0.5 Δ_y LS5	Δ_y LS13	2 Δ_y LS21	4 Δ_y LS29	$\rightarrow$ LS33
Fissure de base [mm]	0.216	0.447	1.822	4.808	0.154	0.337	0.688	2.07	4.848
2^{eme} fissure [mm]	0.144	0.281	1.354	3.571	-	0.071	0.285	2.071	4.555

Table B.10 – C.2C : Ouverture des fissures principales.

Problèmes et Observations

La mise en charge de cette colonne s'est déroulée sans problèmes majeurs.

B.6 Colonne 3A

Informations générales

- Échelle : 1:2
- Section : 150x150mm
- Hauteur : 1m
- Béton C30/37 - BA - EE2 - S4
- D_{max} des granulats [mm] : 22
- Armatures longitudinales : 4ϕ12

Protocole de chargement

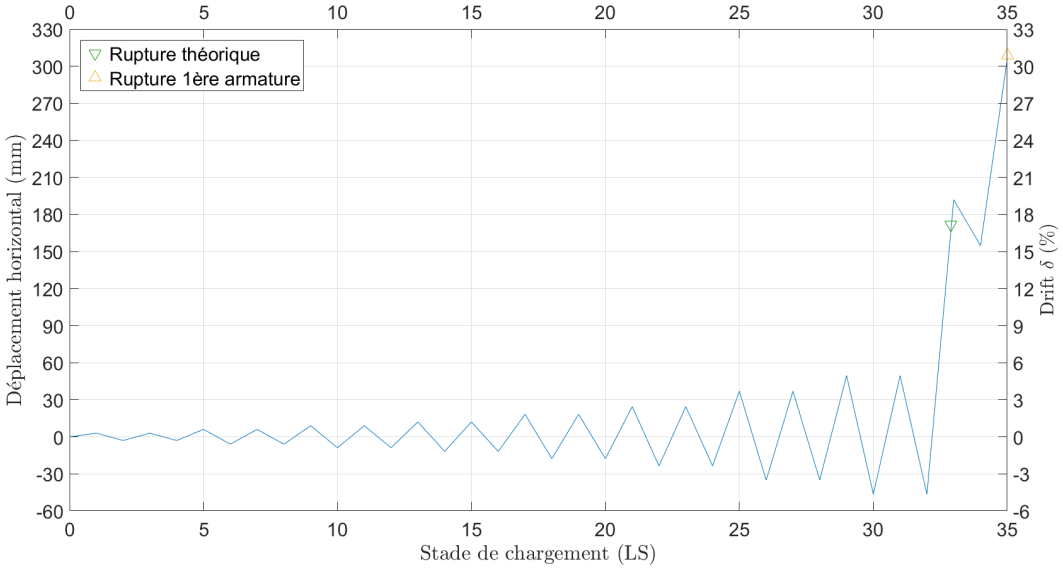


Figure B.36 – C.3A : Protocole de chargement et déplacement à la rupture.

Force - Déplacement

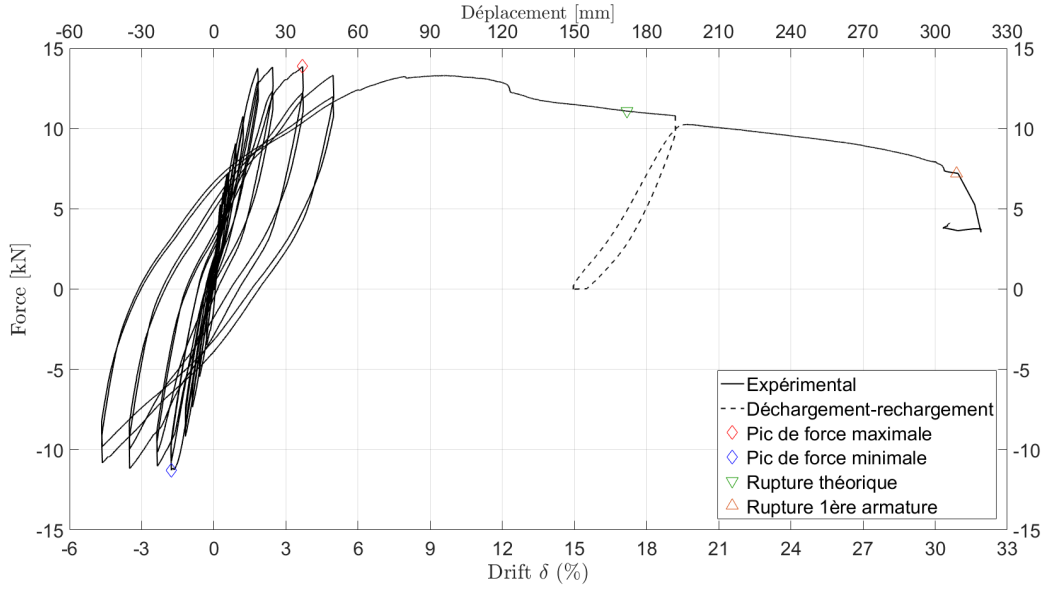


Figure B.37 – C.3A : Graphe force-déplacement jusqu'à la rupture.

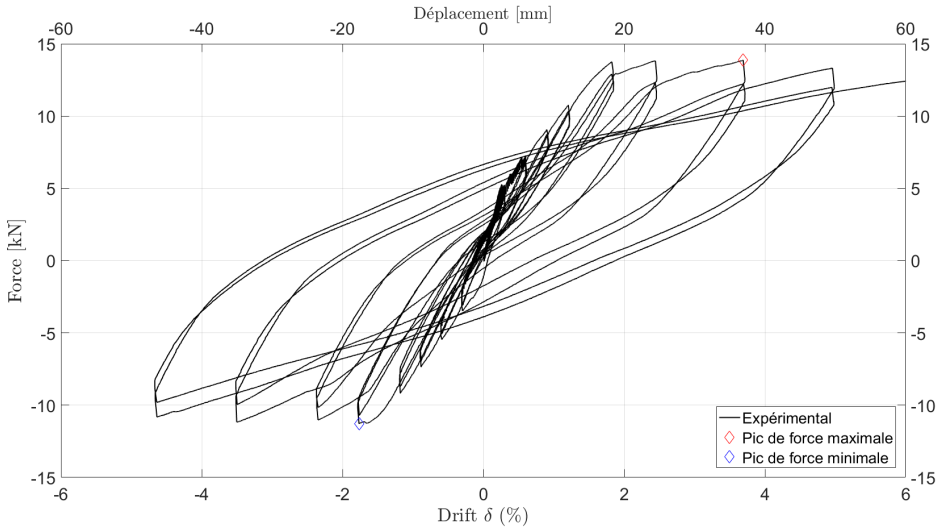


Figure B.38 – C.3A : Graphe force-déplacement (zoom sur la partie cyclique)

	Pic max +	Pic max -	Rupture théorique*	Rupture armature n°1
Force [kN]	13.86	-11.28	11.09	7.2
Déplacement [mm]	36.92	-17.64	171.77	309.00
Δ_y	$3.08\Delta_y$	$1.47\Delta_y$	$14.31\Delta_y$	$25.75\Delta_y$
Dérive latérale [%]	3.69	-1.76	17.17	30.9

Table B.11 – C.3A : Valeurs particulières de forces et déplacements.

*La rupture théorique de la colonne 3A, c'est-à-dire quand elle atteint 20% de perte de résistance, est une rupture par écrasement du béton.

Élongation verticale

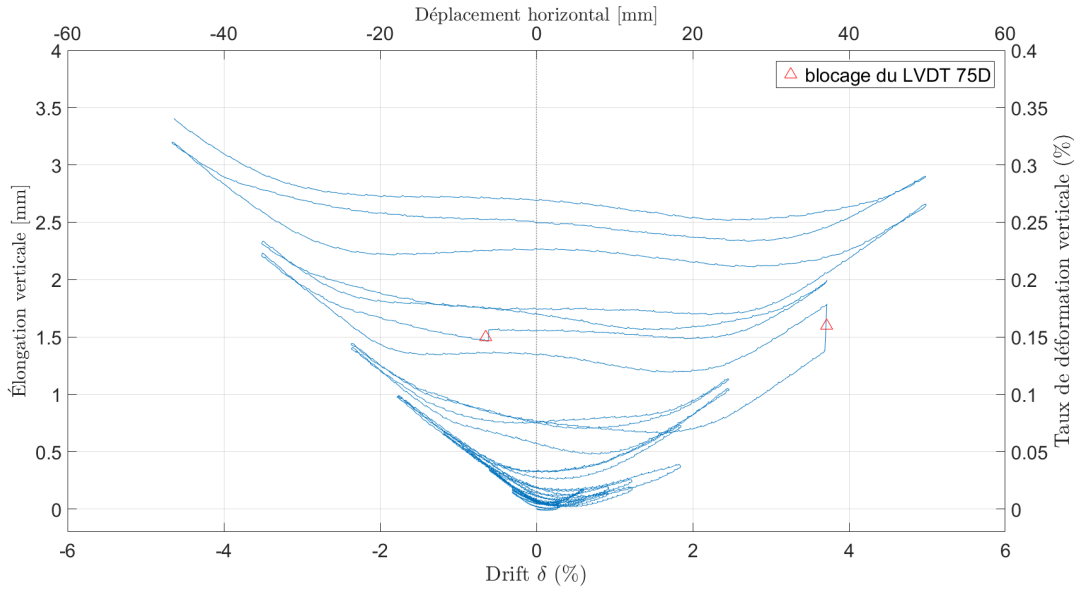


Figure B.39 – C.3A : Évolution de l'élongation de la colonne en fonction du déplacement horizontal.

Profil de courbure

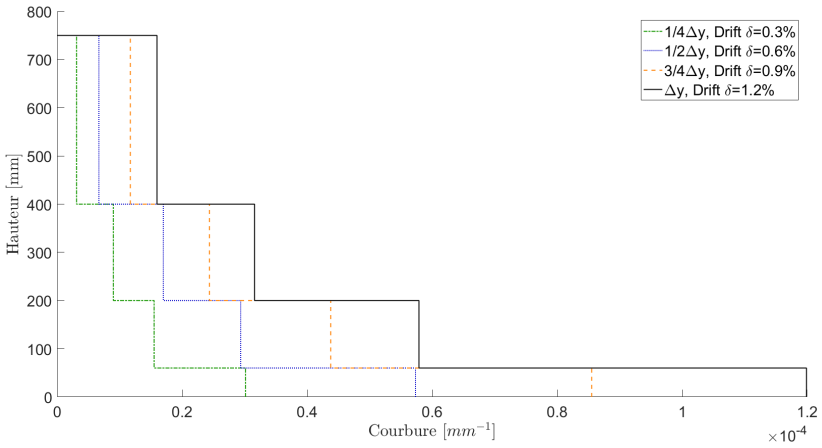


Figure B.40 – C.3A : Évolution de la courbure en fonction de la hauteur de la colonne, faibles dérives latérales.

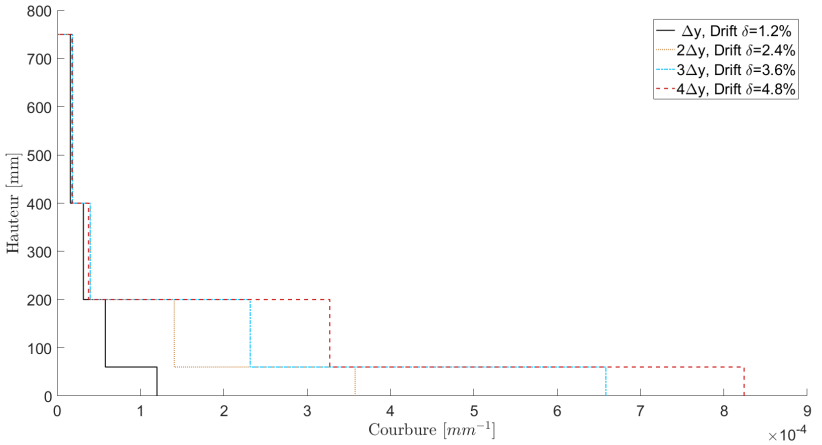


Figure B.41 – C.3A : Évolution de la courbure en fonction de la hauteur de la colonne, grandes dérives latérales.

Moment - courbure à la base

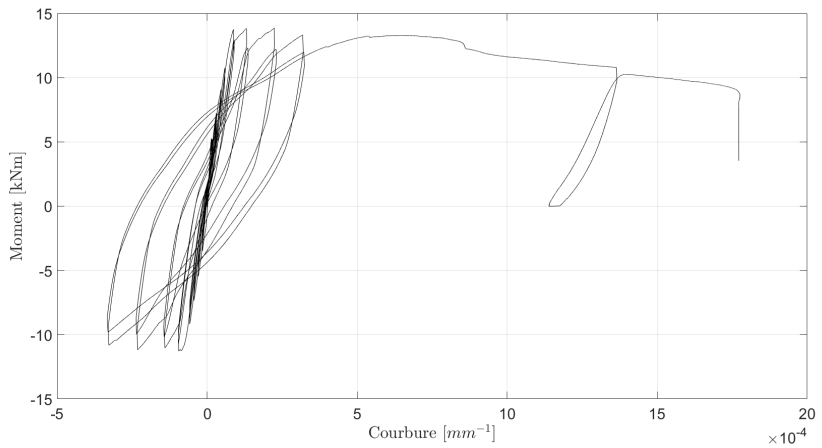
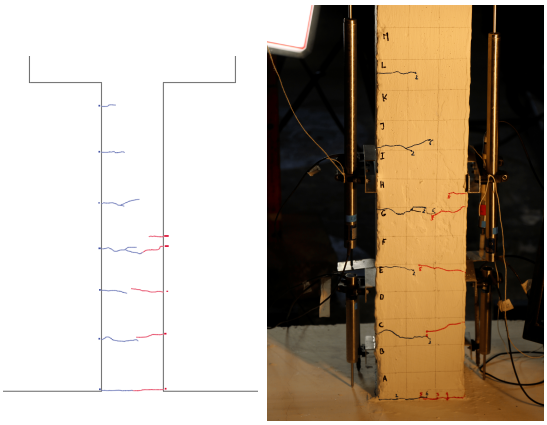
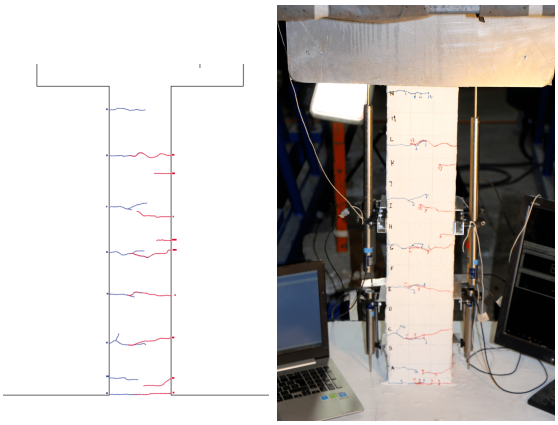


Figure B.42 – C.3A : Graphe de la courbure à la base en fonction du moment en base de colonne.

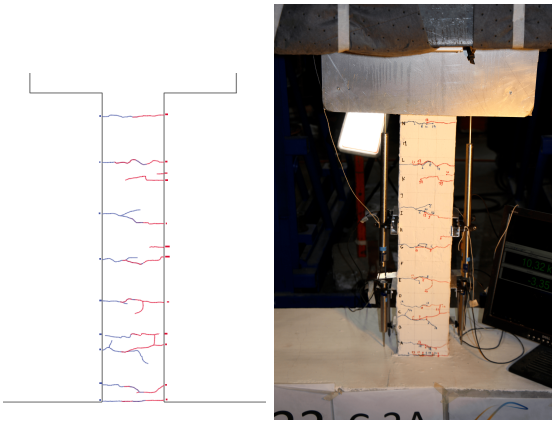
Fissuration



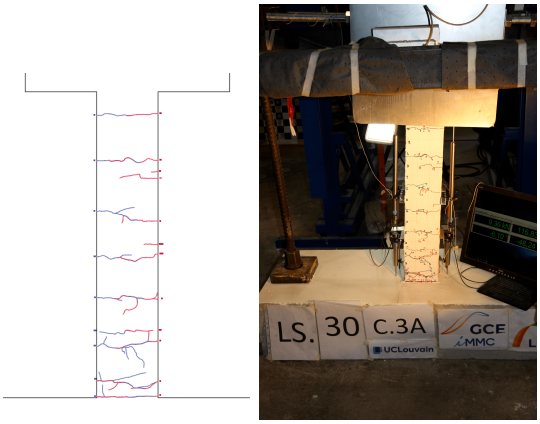
LS6 - 6mm - $0.5\Delta_y$ – 0.6%



LS14 - 12mm - Δ_y – 1.2%



LS22 - 24mm - $2\Delta_y$ – 2.4%



LS30 - 48mm - $4\Delta_y$ – 4.8%

	Gauche				Droite				
	0.5 Δ_y LS6	Δ_y LS14	2 Δ_y LS22	4 Δ_y LS30	0.5 Δ_y LS5	Δ_y LS13	2 Δ_y LS21	4 Δ_y LS29	$\rightarrow$ LS33
Fissure de base [mm]	0.261	0.334	0.633	2.579	0.231	0.602	0.631	1.807	6.423
2^{eme} fissure [mm]	-	0.079	0.167	1.449	-	0.088	0.176	1.529	8.781

Table B.12 – C.3A : Ouverture des fissures principales.

Problèmes et Observations

Nous n'avons pas rencontré de problèmes majeurs lors de la mise en charge de la colonne 3A. Nous remarquons cependant une très grande ductilité de la colonne. La rupture de la première armature est très tardive et n'a lieu qu'a 30% de dérive latérale.

B.7 Colonne 3B

Informations générales

- Échelle : 1:2
- Section : 150x150mm
- Hauteur : 1m
- Béton C30/37 - BA - EE2 - S4
- D_{max} des granulats [mm] : 22
- Armatures longitudinales : 8ϕ8

Protocole de chargement

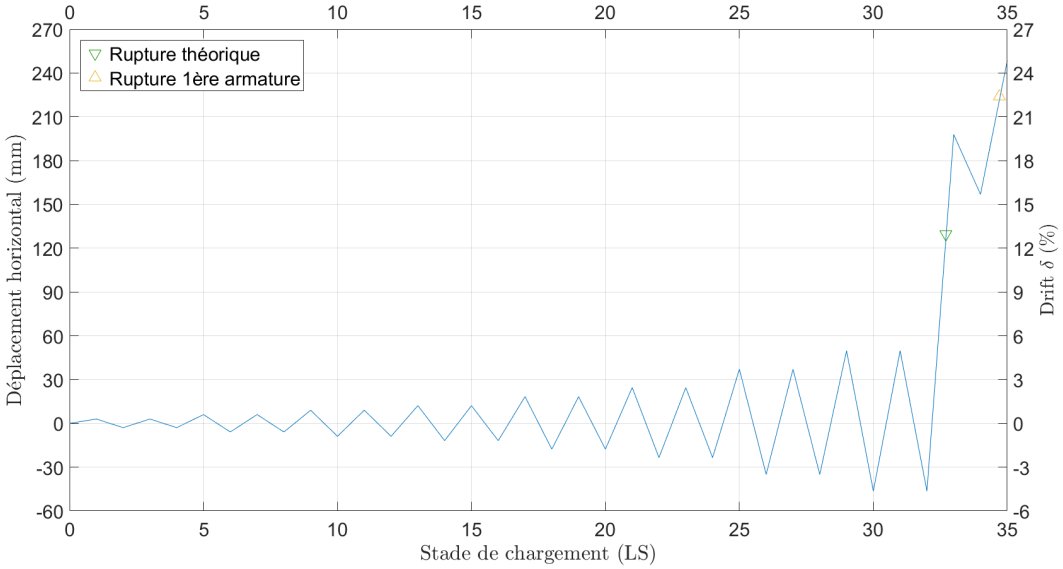


Figure B.43 – C.3B : Protocole de chargement et déplacement à la rupture.

Force - Déplacement

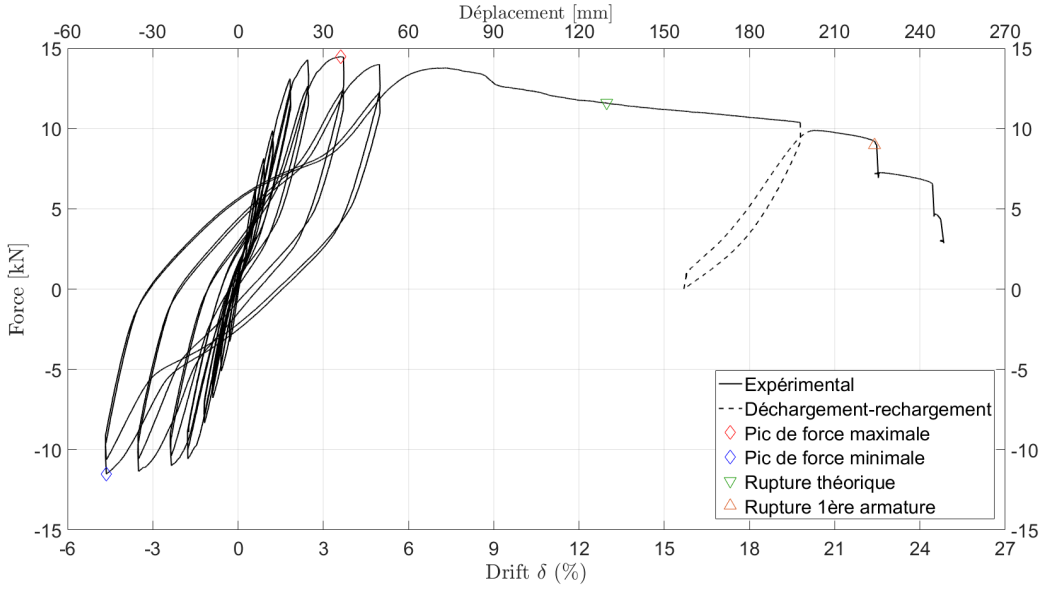


Figure B.44 – C.3B : Graphe force-déplacement jusqu'à la rupture.

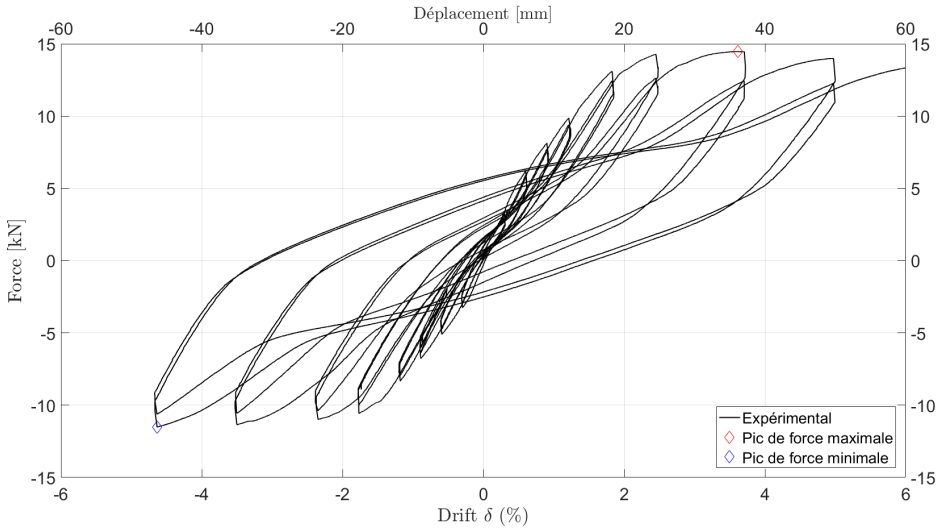


Figure B.45 – C.3B : Graphe force-déplacement (zoom sur la partie cyclique).

	Pic max +	Pic max -	Rupture théorique*	Rupture armature n°1
Force [kN]	14.48	-11.52	11.59	8.98
Déplacement [mm]	36.13	-46.34	129.75	224.00
Δ_y	$3.01\Delta_y$	$3.86\Delta_y$	$10.81\Delta_y$	$18.66\Delta_y$
Dérive latérale [%]	3.61	-4.63	12.98	22.4

Table B.13 – C.3B : Valeurs particulières de forces et déplacements.

*La rupture théorique de la colonne 3B, c'est-à-dire quand elle atteint 20% de perte de résistance, est une rupture par écrasement du béton.

Élongation verticale

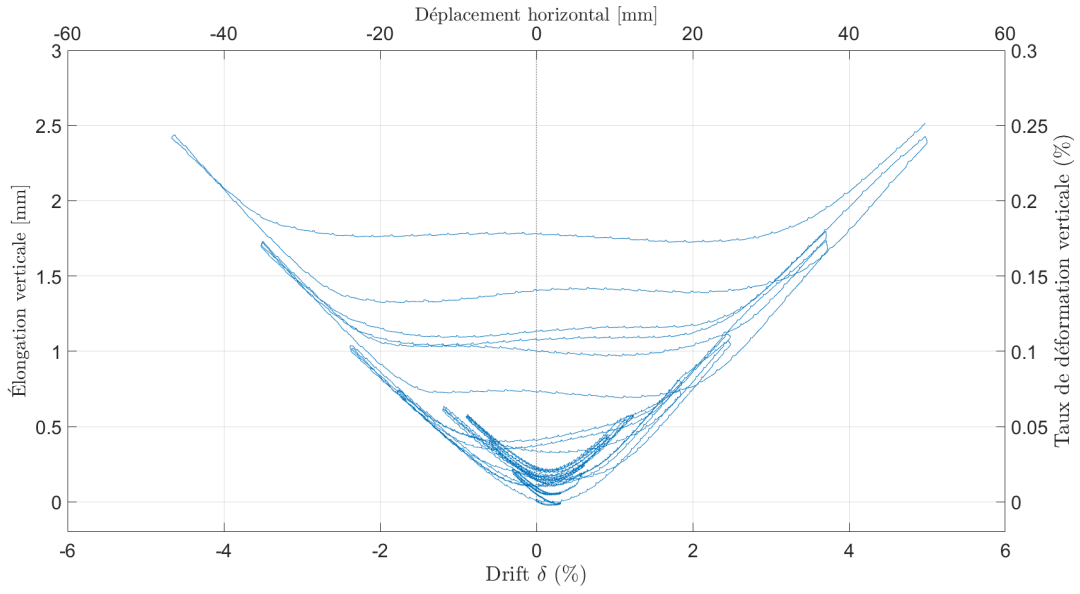


Figure B.46 – C.3B : Évolution de l'élongation de la colonne en fonction du déplacement horizontal.

Profil de courbure

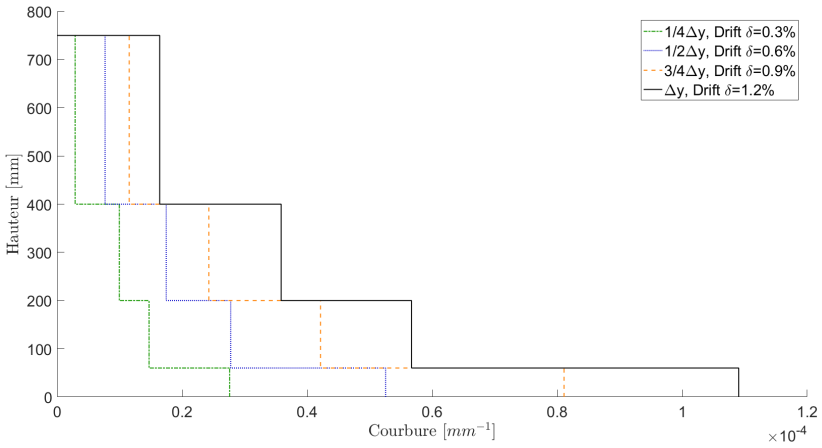


Figure B.47 – C.3B : Évolution de la courbure en fonction de la hauteur de la colonne, faibles dérives latérales.

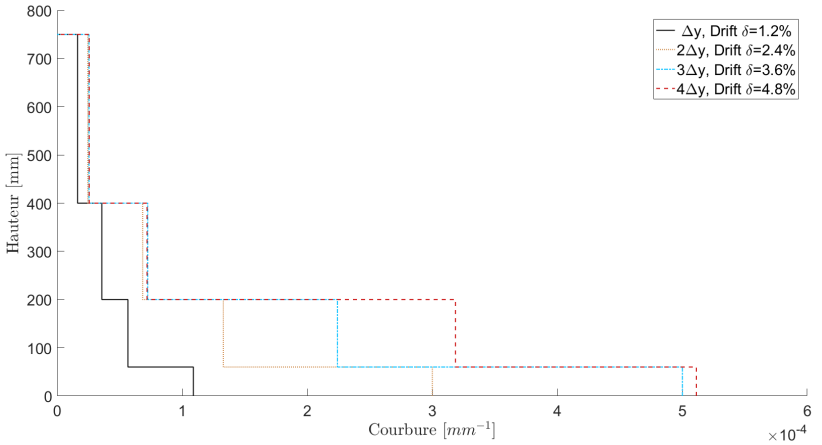


Figure B.48 – C.3B : Évolution de la courbure en fonction de la hauteur de la colonne, grandes dérives latérales.

Moment - courbure à la base

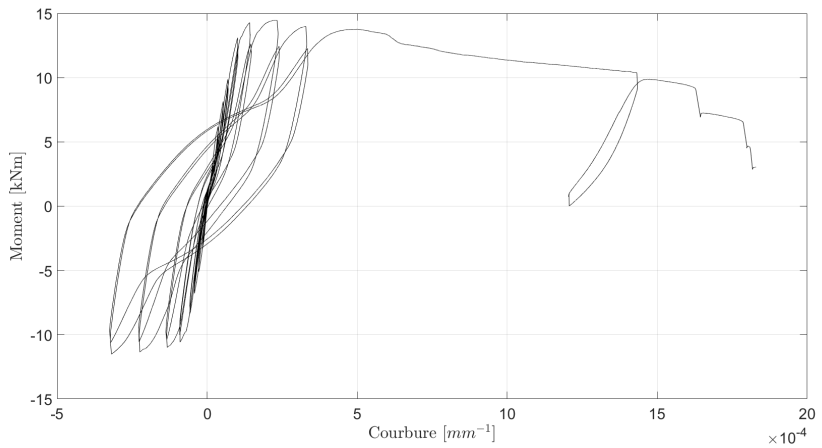
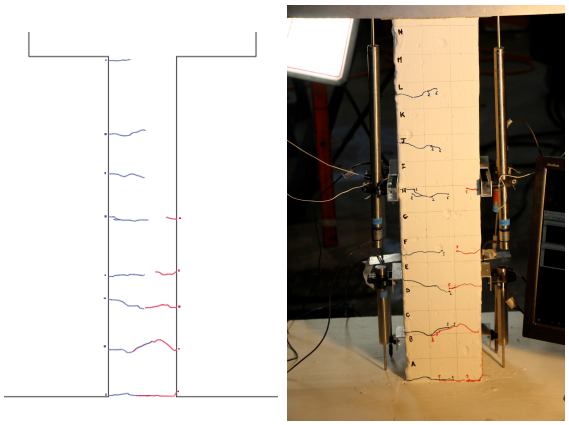
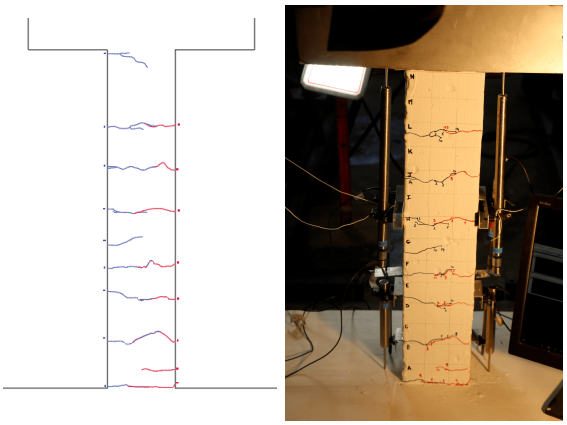


Figure B.49 – C.3B : Graphe de la courbure à la base en fonction du moment en base de colonne.

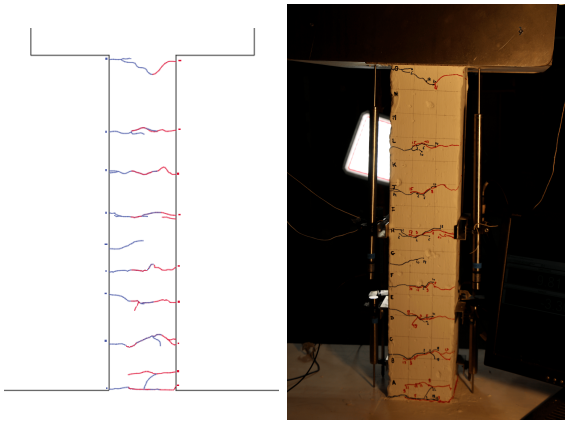
Fissuration



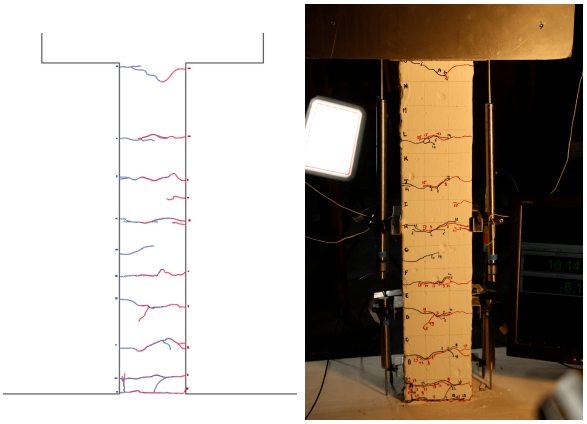
LS6 - 6mm - 0.5Δ_y – 0.6%



LS14 - 12mm - Δ_y – 1.2%



LS22 - 24mm - 2Δ_y – 2.4%



LS30 - 48mm - 4Δ_y – 4.8%

	Gauche				Droite				
	0.5 Δ_y LS6	Δ_y LS14	2 Δ_y LS22	4 Δ_y LS30	0.5 Δ_y LS5	Δ_y LS13	2 Δ_y LS21	4 Δ_y LS29	$\rightarrow$ LS33
Fissure de base [mm]	0.107	0.401	1.135	2.336	0.04	0.141	0.39	1.178	3.372
2^{eme} fissure [mm]	-	-	-	0.7	-	0.124	0.202	1.598	13

Table B.14 – C.3B : Ouverture des fissures principales.

Problèmes et Observations

Nous n'avons pas rencontré de problèmes majeurs lors de la mise en charge de la colonne 3B. Nous remarquons cependant une très grande ductilité de la colonne.

B.8 Colonne 3C

Informations générales

- Échelle : 1:2
- Section : 150x150mm
- Hauteur : 1m
- Béton C30/37 - BA - EE2 - S4
- D_{max} des granulats [mm] : 8
- Armatures longitudinales : 8ϕ8

Protocole de chargement

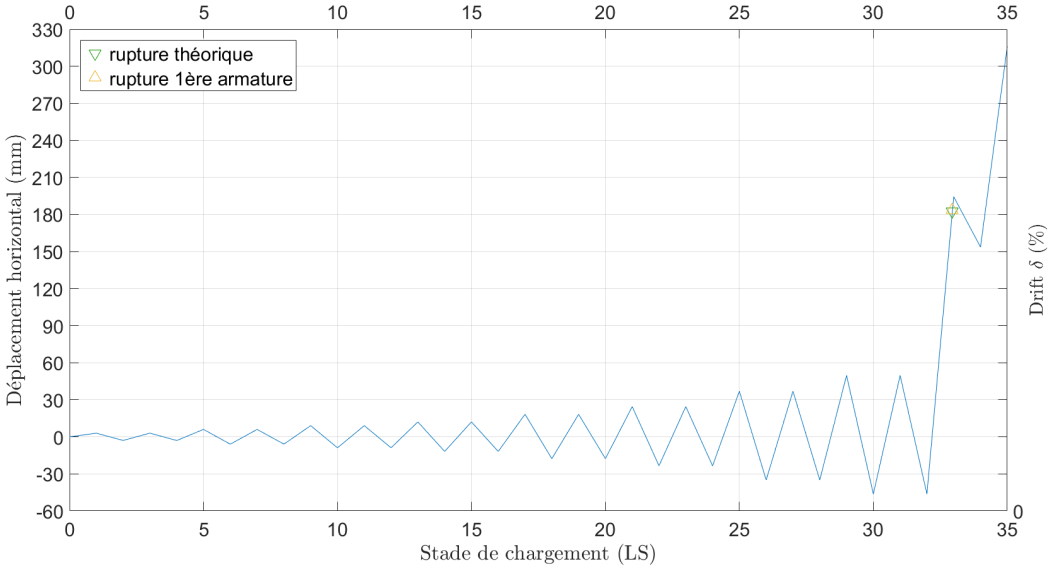


Figure B.50 – C.3C : Protocole de chargement et déplacement à la rupture.

Force - Déplacement

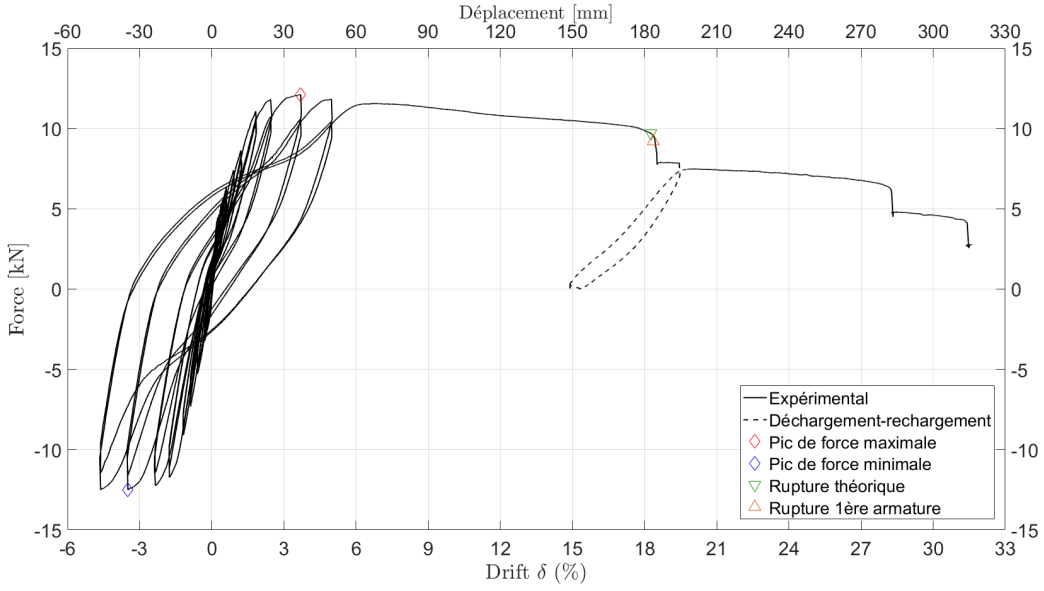


Figure B.51 – C.3C : Graphe force-déplacement jusqu'à la rupture.

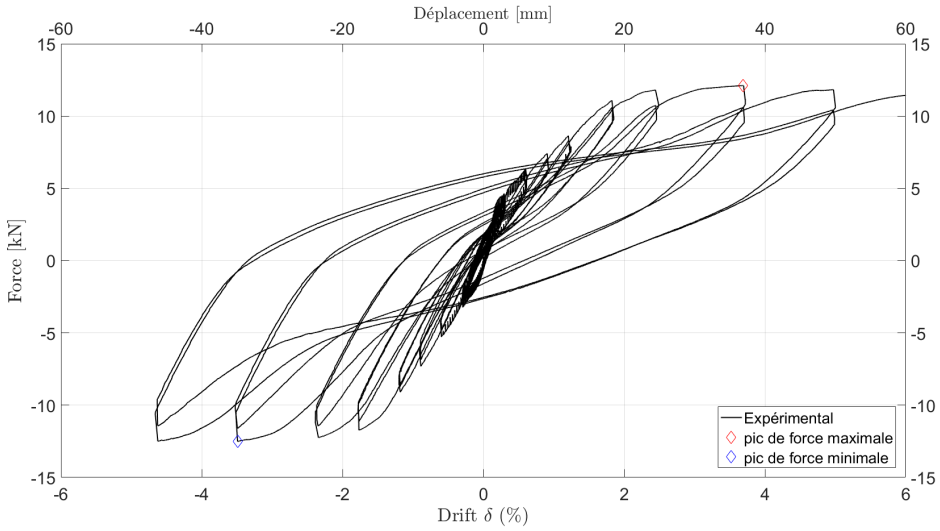


Figure B.52 – C.3C : Graphe force-déplacement (zoom sur la partie cyclique).

	Pic max +	Pic max -	Rupture théorique*	Rupture armature n°1
Force [kN]	12.12	-12.51	9.69	9.00
Déplacement [mm]	36.88	-34.91	182.57	183.50
Δ_y	$3.07\Delta_y$	$2.91\Delta_y$	$15.21\Delta_y$	$15.29\Delta_y$
Dérive latérale [%]	3.69	-3.49	18.26	18.35

Table B.15 – C.3C : Valeurs particulières de forces et déplacements.

*La rupture théorique de la colonne 3C, c'est-à-dire quand elle atteint 20% de perte de résistance, est une rupture par écrasement du béton.

Élongation verticale

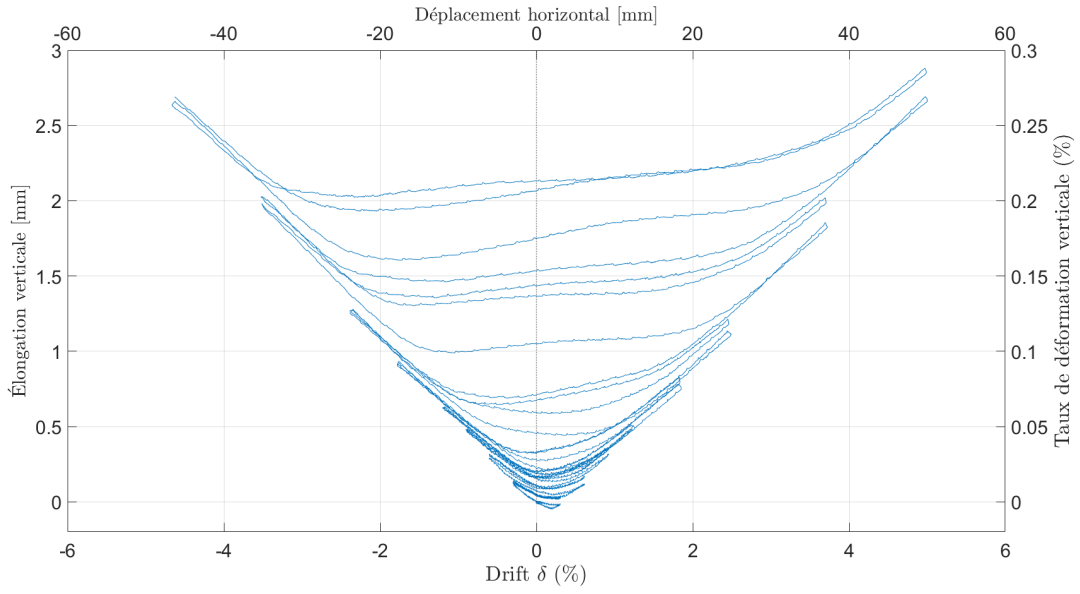


Figure B.53 – C.3C : Évolution de l'élongation de la colonne en fonction du déplacement horizontal.

Profil de courbure

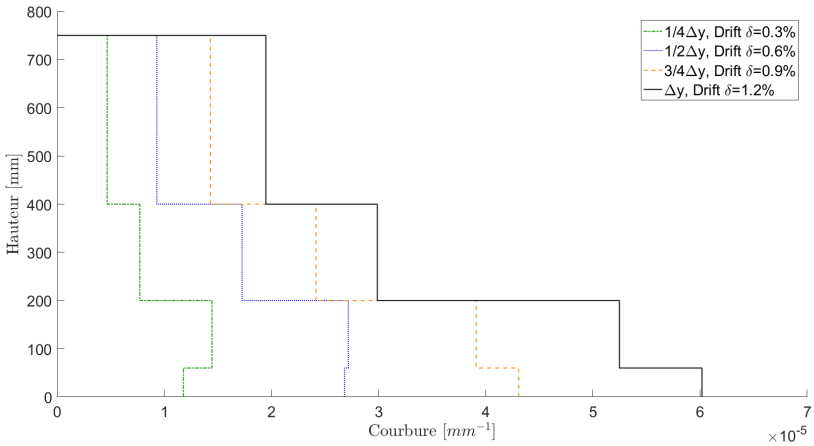


Figure B.54 – C.3C : Évolution de la courbure en fonction de la hauteur de la colonne, faibles dérives latérales.

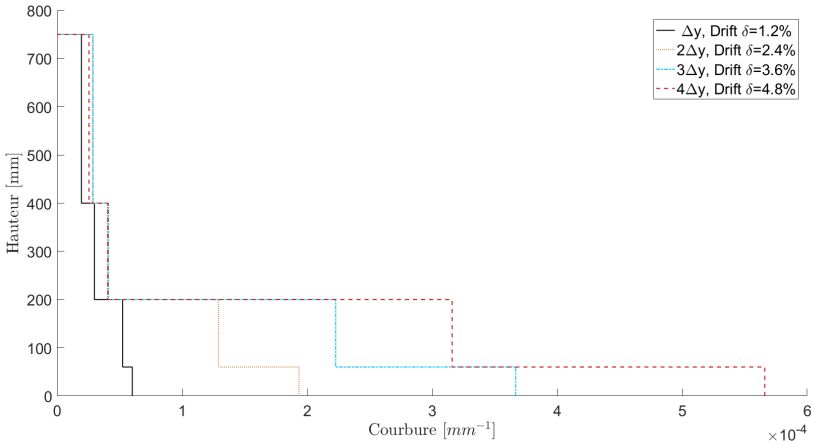


Figure B.55 – C.3C : Évolution de la courbure en fonction de la hauteur de la colonne, grandes dérives latérales.

Moment - courbure à la base

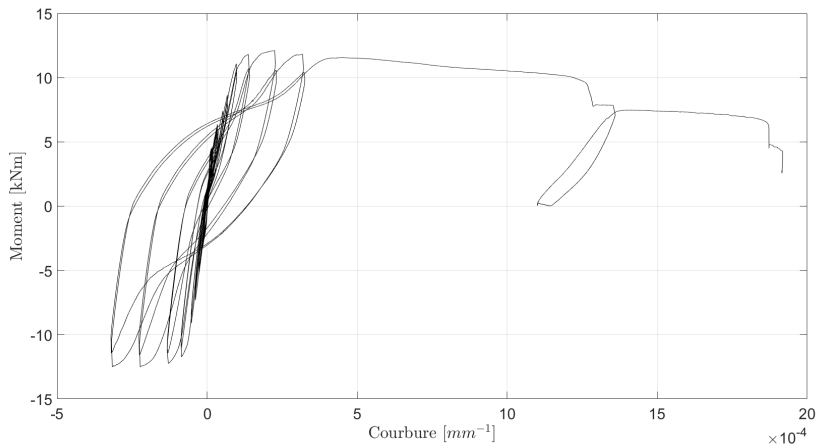
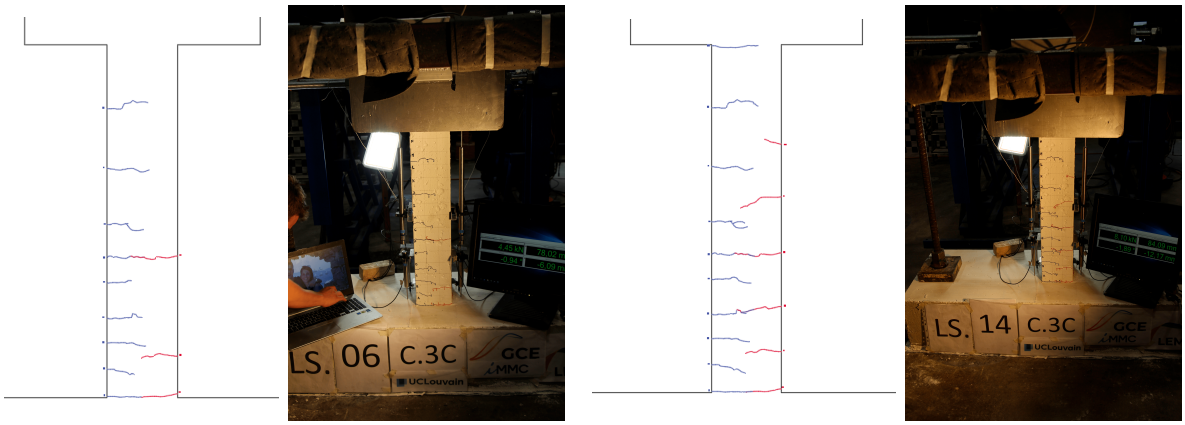


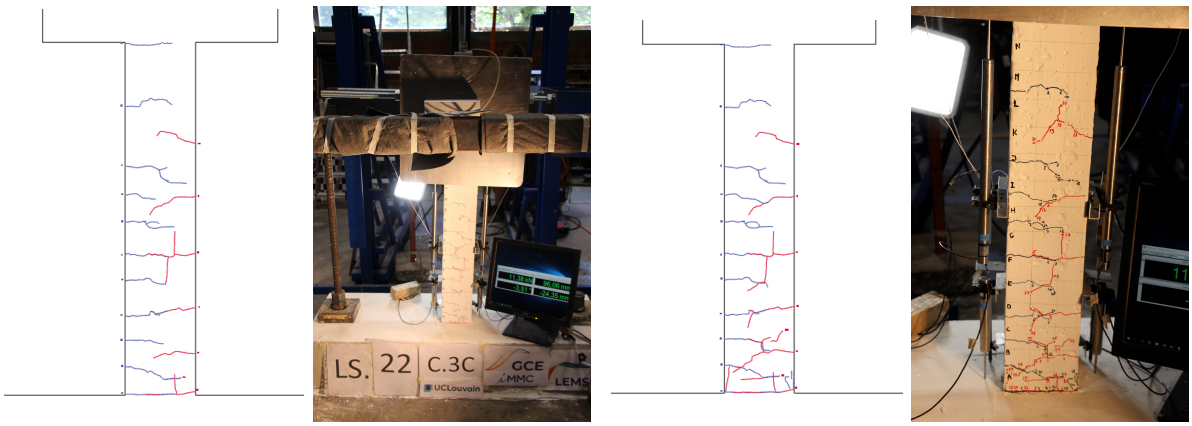
Figure B.56 – C.3C : Graphe de la courbure à la base en fonction du moment en base de colonne.

Fissuration



LS6 - 6mm - $0.5\Delta_y$ – 0.6%

LS14 - 12mm - Δ_y – 1.2%



LS22 - 24mm - $2\Delta_y$ – 2.4%

LS30 - 48mm - $4\Delta_y$ – 4.8%

	Gauche				Droite				
	0.5 Δ_y LS6	Δ_y LS14	2 Δ_y LS22	4 Δ_y LS30	0.5 Δ_y LS5	Δ_y LS13	2 Δ_y LS21	4 Δ_y LS29	$\rightarrow$ LS33
Fissure de base [mm]	0.158	0.457	0.583	1.611	0.107	0.383	0.391	2.495	7.062
2^{eme} fissure [mm]	0.105	0.38	0.529	1.591	0.107	0.159	0.365	1.309	4.241

Table B.16 – C.3C : Ouverture des fissures principales.

Problèmes et Observations

Nous n'avons pas rencontré de problèmes majeurs lors de la mise en charge de la colonne 3C. Nous remarquons cependant une grande ductilité de la colonne, de plus, la première armature a rompu bien avant la deuxième. La différence de déplacement horizontal en tête est de 10 [cm]. Les profils de courbures pour les très faibles dérives latérales ne correspondent pas à ce qui était attendu. Effectivement la courbure en base est plus faible que sur la portion juste au-dessus. Ceci s'explique par l'ouverture des fissures et les déformations très faibles mesurées par les LVDTs à ce stade de déplacement horizontal. Quand le Δ_y et les déformations augmentent, le profil de courbure reprend sa forme théorique.

C Graphes force-déplacement zoomés

C.1 Colonnes à échelle 1:1

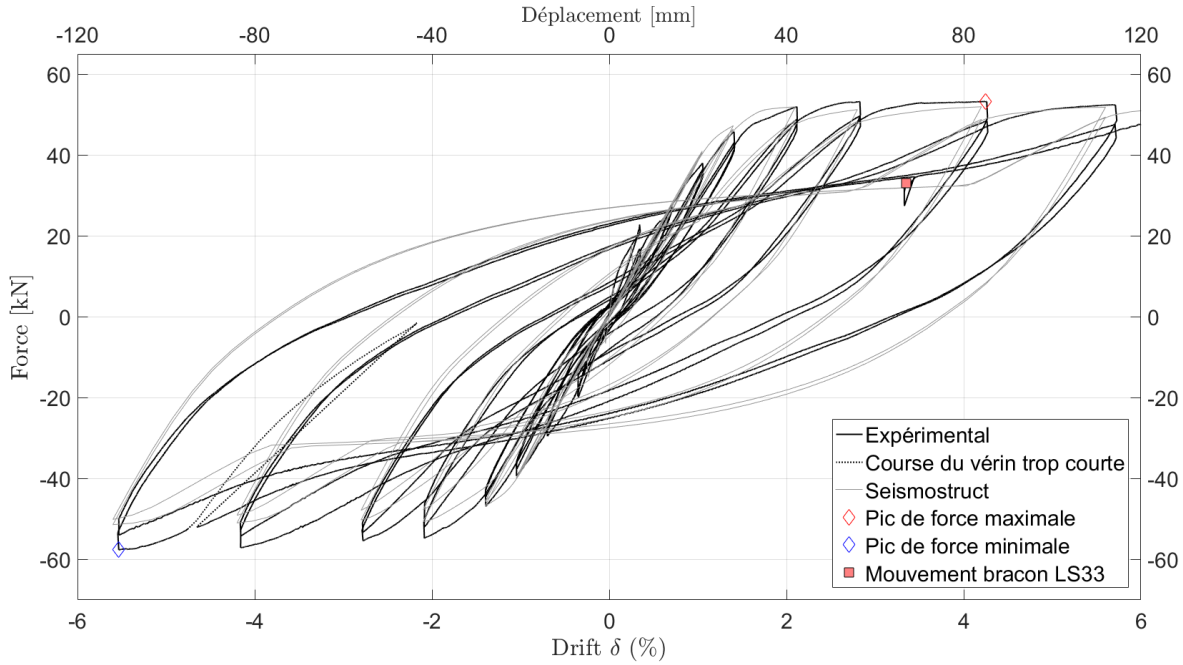


Figure C.1 – Comparaison des graphes force-déplacement - C1A - zoom sur la partie cyclique.

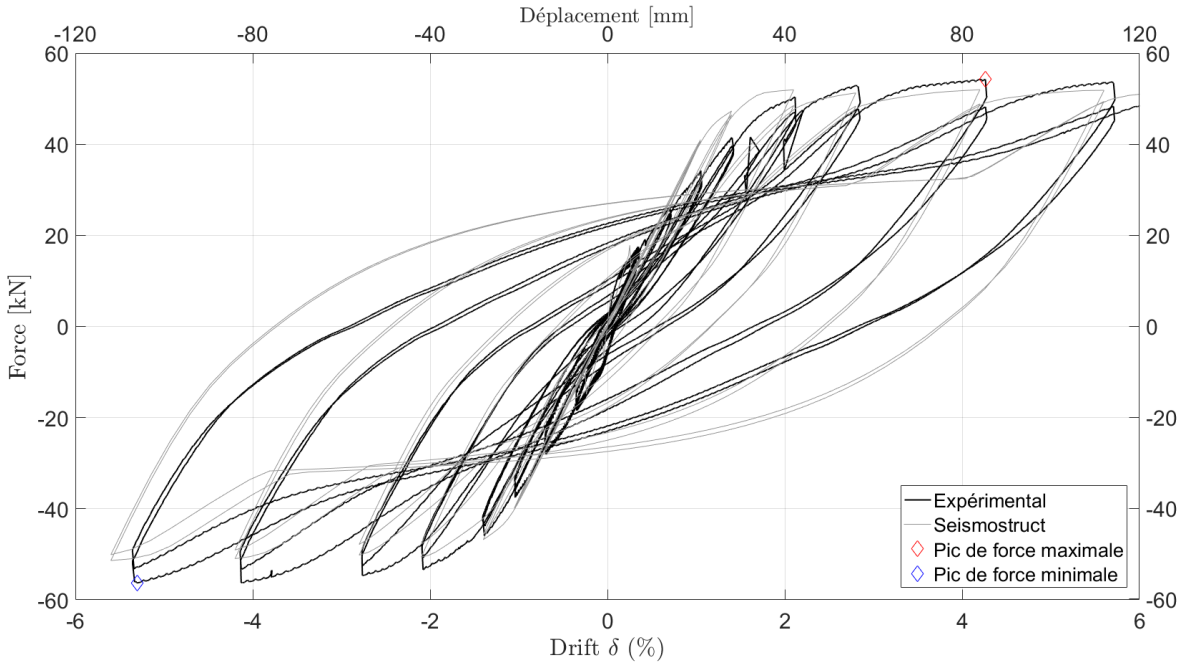


Figure C.2 – Comparaison des graphes force-déplacement - C1B - zoom sur la partie cyclique.

C.2 Colonnes à échelle 3:4

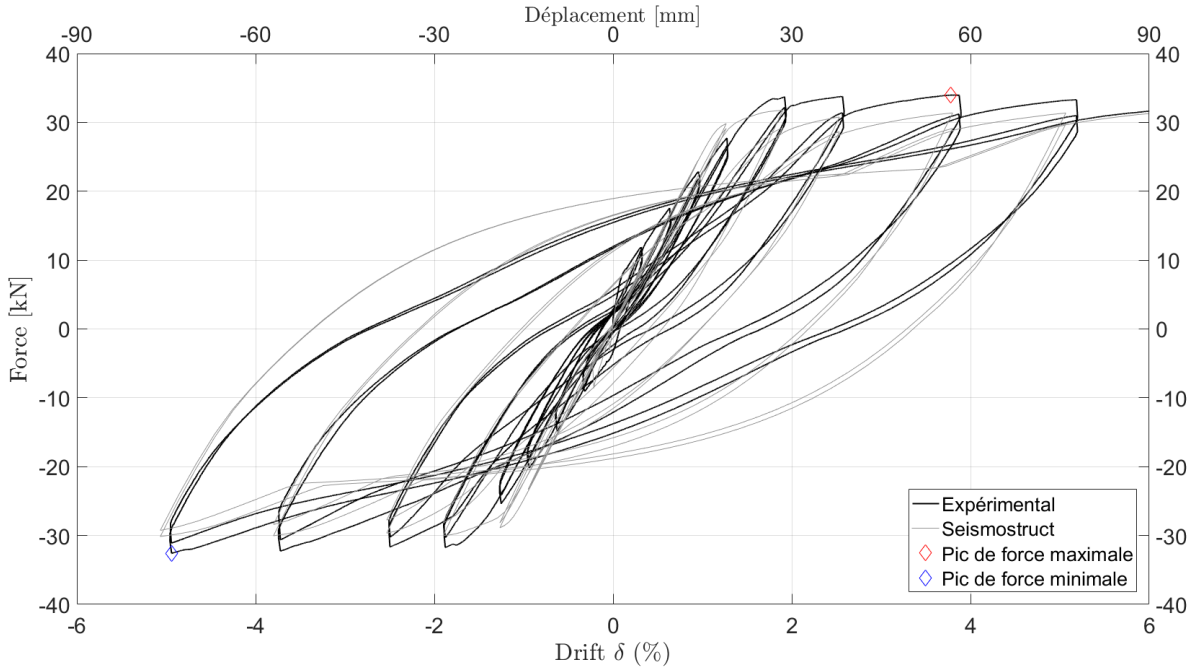


Figure C.3 – Comparaison des graphes force-déplacement - C2A - zoom sur la partie cyclique.

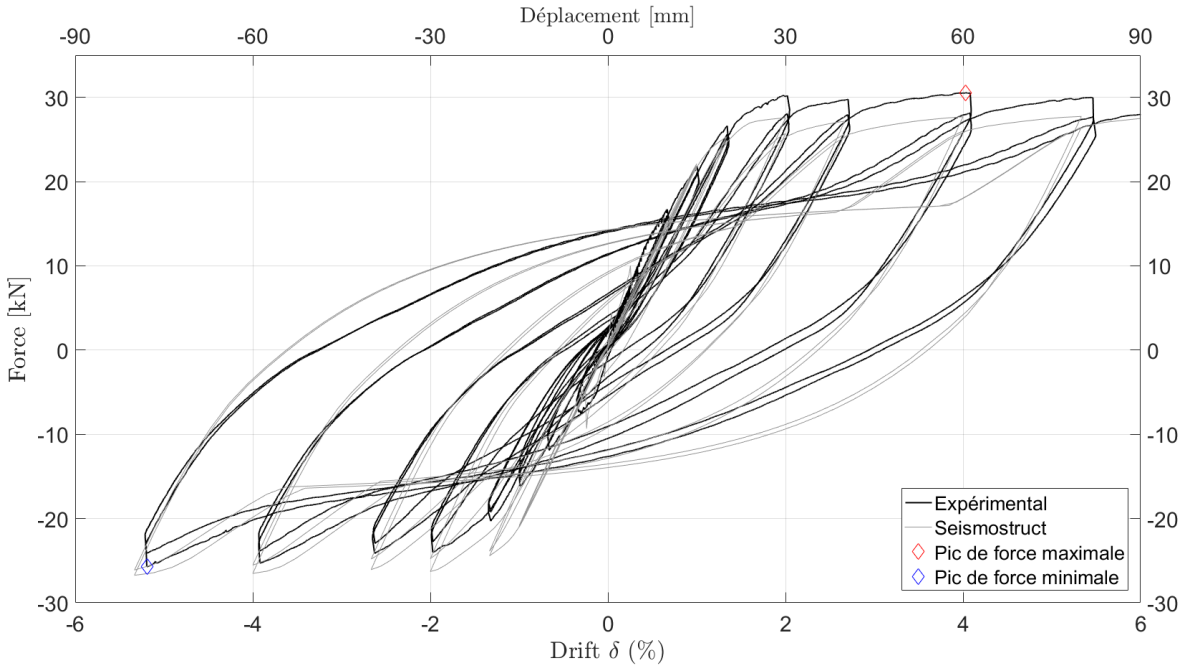


Figure C.4 – Comparaison des graphes force-déplacement - C2B - zoom sur la partie cyclique.

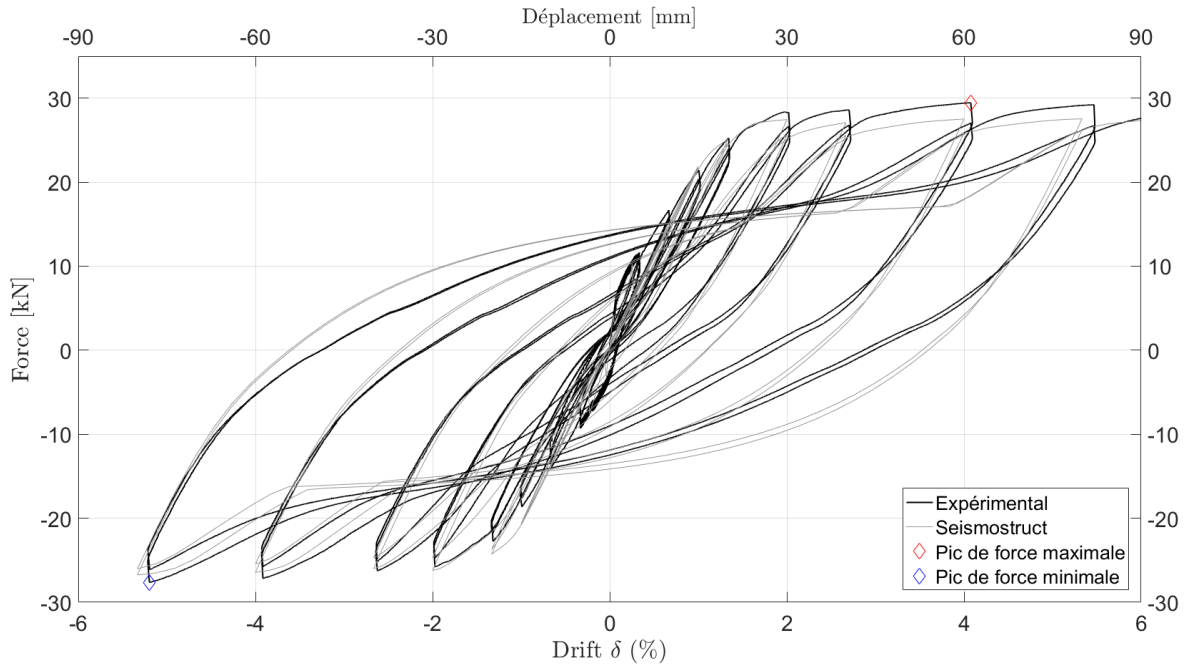


Figure C.5 – Comparaison des graphes force-déplacement - C2C - zoom sur la partie cyclique

C.3 Colonnes à échelle 1:2

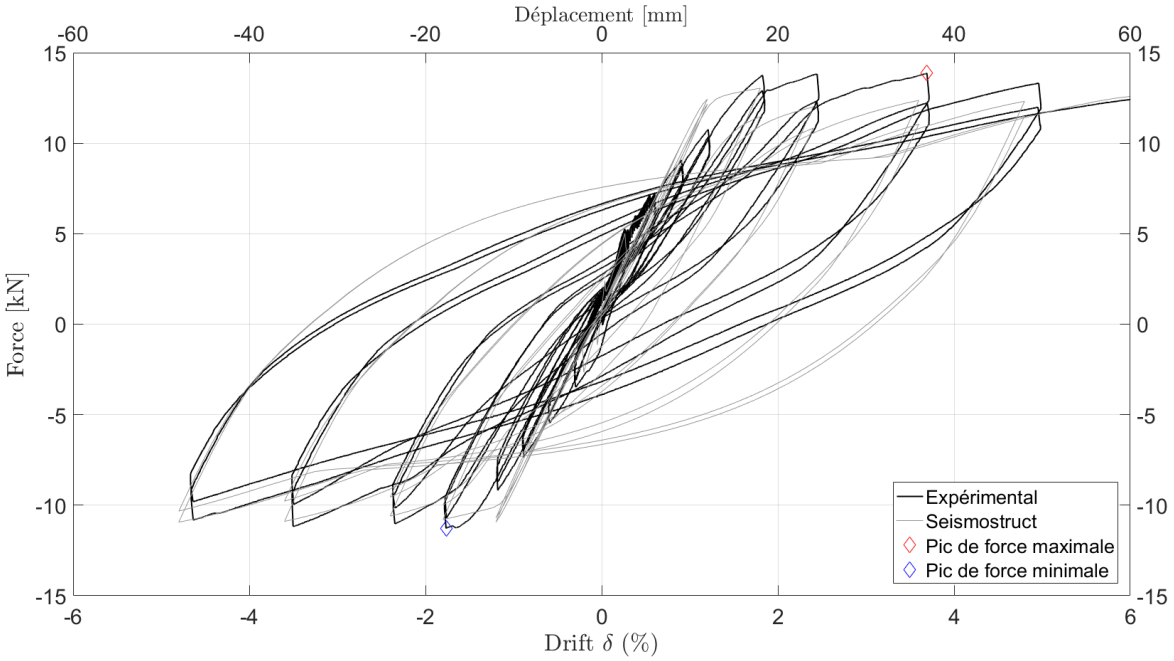


Figure C.6 – Comparaison des graphes force-déplacement - C3A - zoom sur la partie cyclique

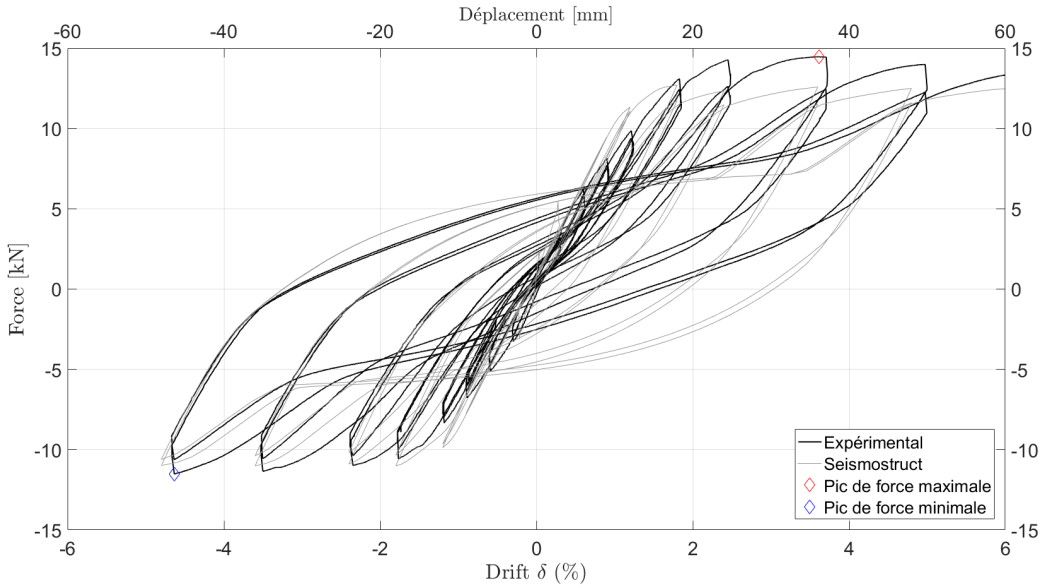


Figure C.7 – Comparaison des graphes force-déplacement - C3B - zoom sur la partie cyclique

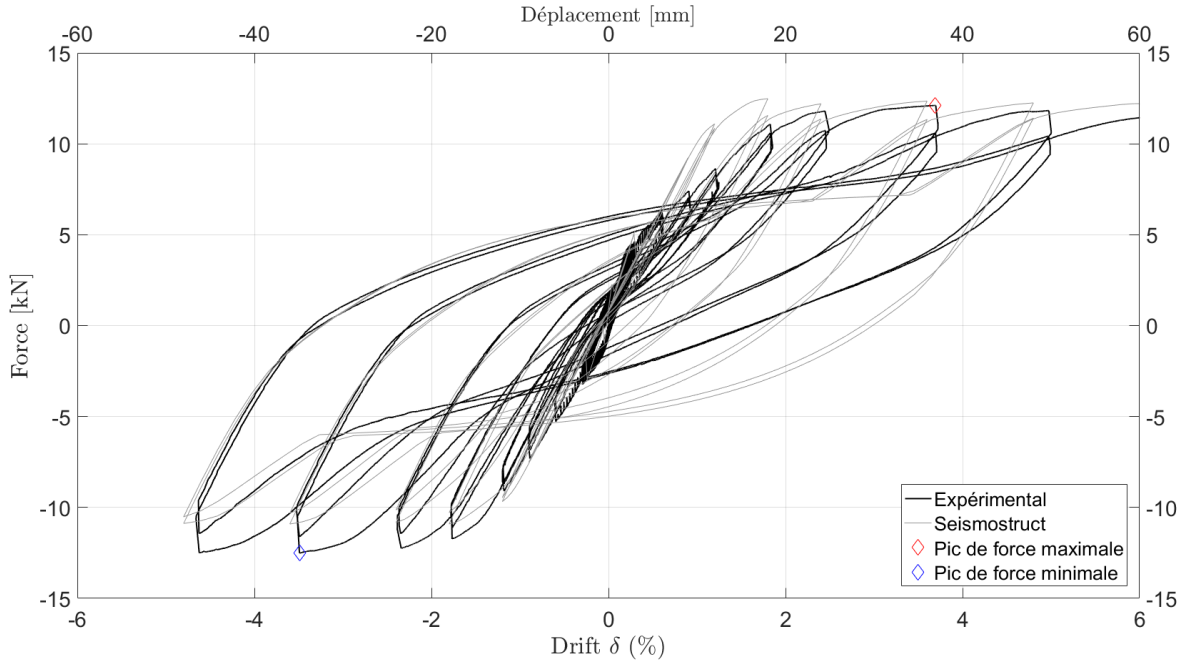
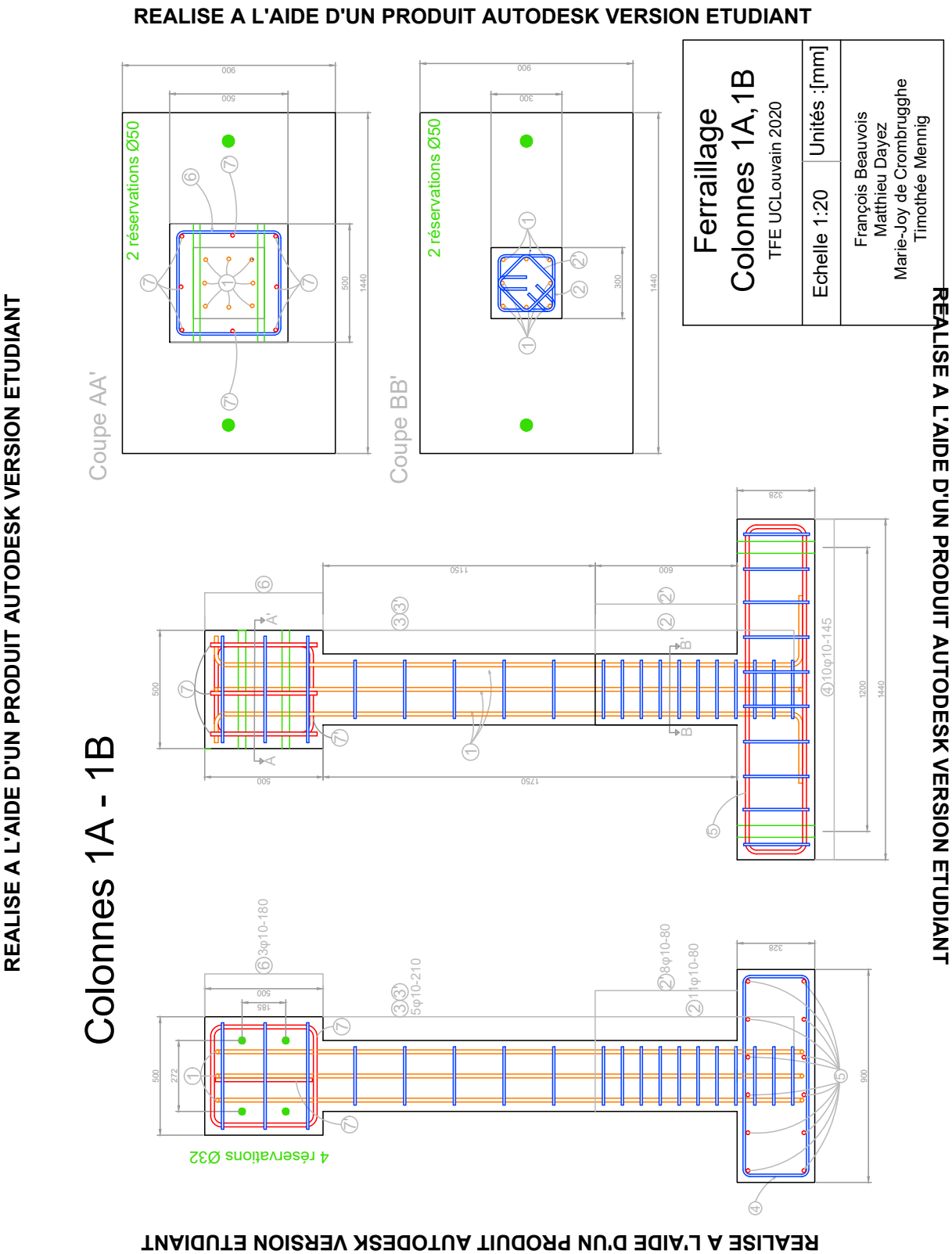


Figure C.8 – Comparaison des graphes force-déplacement - C3C - zoom sur la partie cyclique

D Plans de coffrage et ferraillage



REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT
Ferraillage
Colonne 2B
TFE UCLouvain 2020
Echelle 1:20
Unités :[mm]
François Beauvois
Matthieu Dayez
Marie-Joy de Crombrugghe
Timothée Mennig
Coupe EE'
Coupe FF'
2 réservations Ø50
Colonne 2B
Ancre Junior Rd20
4 réservations Ø32
2 Ancres Junior Rd20
3φ8-155
5φ8-155
8φ8-60
1φ8-60
10φ8-145
REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT
REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

Ferraillage
Colonne 2C
TFE UCLouvain 2020

Unités :[mm]
Echelle 1:20

François Beauvois
Matthieu Dayez
Marie-Joy de Crombrugghe
Timothée Mennig

Coupe EE'

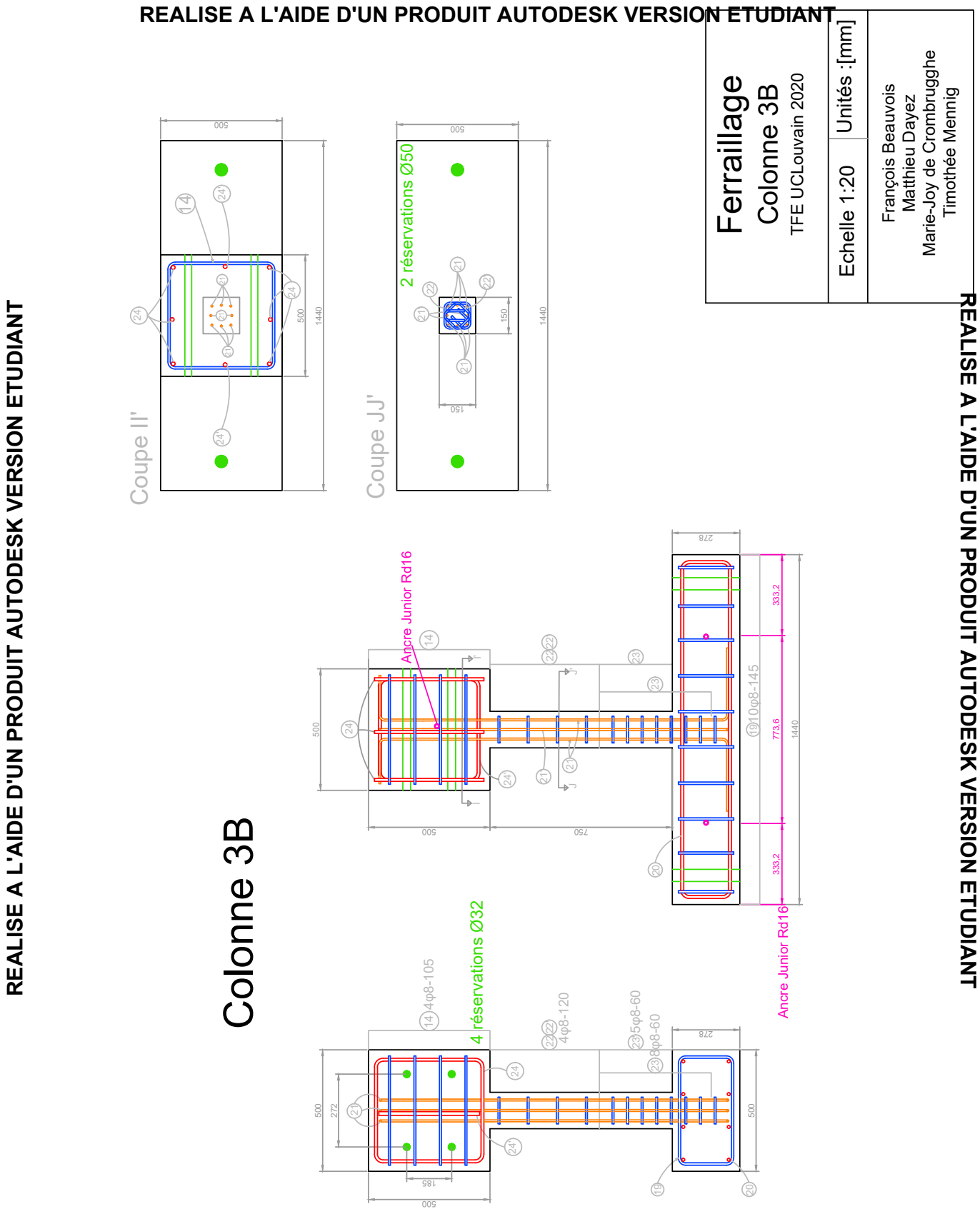
Coupe FF'

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

Colonne 2C

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT
Ferraillage
Colonne 3A
TFE UCLouvain 2020
Echelle 1:20
Unités :[mm]
François Beauvois
Matthieu Dayez
Marie-Joy de Crombrugghe
Timothée Mennig
Coupe GG'
Coupe HH'
2 réservations Ø50
Colonne 3A
4 réservations Ø32
4φ8-105
4φ8-120
8φ8-60
10φ8-145
REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT
REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT


REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT
Ferraillage
Colonne 3B
TFE UCLouvain 2020
Echelle 1:20
Unités :[mm]
François Beauvois
Matthieu Dayez
Marie-Joy de Crombrugghe
Timothée Mennig
Coupe II'
Coupe JJ'
2 réservations Ø50
Colonne 3B
Ancre Junior Rd16
4 réservations Ø32
4φ8-105
4φ8-120
5φ8-60
8φ8-60
10φ8-145
Ancre Junior Rd16
REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT
REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

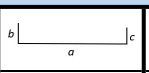
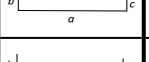
REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

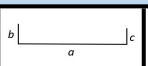
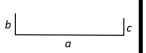
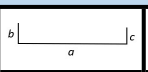
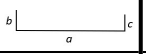
REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

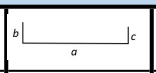
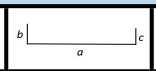
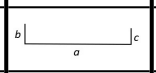
TFE UCLouvain - 8 colonnes

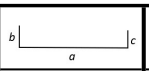
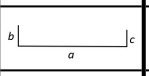
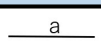
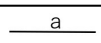
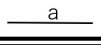
François Beauvois - Matthieu Dayez - Marie-Joy de Crombrugghe - Thimothée Mennig

ρ_{acier} [kg/m^3]	7850

n°	Quantité	ϕ [mm]	schéma	a [mm]	b [mm]	c [mm]	Espacement [mm]	Poids [kg]
Colonne 1A								
1	8	16		2470	300	125	/	36,55
2	11	10		240	240	90	80	7,73
2'	8	10		190	190	90	80	4,64
3	5	10		240	240	90	210	3,51
3'	5	10		190	190	90	210	2,90
4	10	10		850	278	100	145	15,14
5	6	16		1390	250	160	160	34,09
6	3	10		440	440	100	180	3,63
7	3	16		450	420	160	/	9,75
7'	1	16		420	410	160	/	3,13
Colonne 1B								idem 1A
1	8	16		2470	300	125	/	36,55
2	11	10		240	240	90	80	7,73
2'	8	10		190	190	90	80	4,64
3	5	10		240	240	90	210	3,51
3'	5	10		190	190	90	210	2,90
4	10	10		850	278	100	145	15,14
5	6	16		1390	250	160	160	34,09
6	3	10		440	440	100	180	3,63
7	3	16		450	420	160	/	9,75
7'	1	16		420	410	160	/	3,13
Colonne 2A								
8	4	16		1950	300	150	/	15,15
9	4	8		1950	240	150	/	3,69
10	5	8		180	180	70	155	1,70

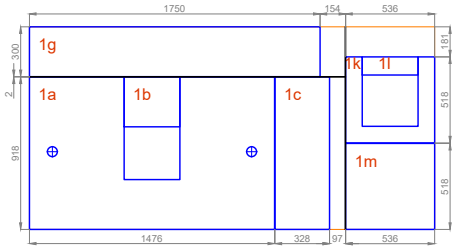
10'	5	8		140	140	70	155	1,38
11	11	8		180	180	70	60	3,73
11'	8	8		140	140	70	60	2,21
12	10	8		255	625	100	145	7,73
13	4	16		1390	225	160	180	22,41
14	3	8		440	440	80	155	2,27
24	3	12		450	420	120	/	5,27
24'	1	12		420	410	120	/	1,69
Colonne 2B								
15	6	12		1950	300	150	/	12,78
15'	2	12		1950	240	150	/	4,15
10	5	8		180	180	70	155	1,70
10'	5	8		140	140	70	155	1,38
11	11	8		180	180	70	60	3,73
11'	8	8		140	140	70	60	2,21
12	10	8		255	625	100	145	7,73
13	4	16		1390	225	160	180	22,41
14	3	8		440	440	80	155	2,27
24	3	12		450	420	120	/	5,27
24'	1	12		420	410	120	/	1,69
	3			Ancrage Junior Rd20 pour levage				
Colonne 2C								
15	6	12		1950	300	150	/	12,78
15'	2	12		1950	240	150	/	4,15
10	5	8		180	180	70	155	1,70
10'	5	8		140	140	70	155	1,38
11	11	8		180	180	70	60	3,73
11'	8	8		140	140	70	60	2,21

12	10	8		255	625	100	145	7,73
13	4	16		1390	225	160	180	22,41
14	3	8		440	440	80	155	2,27
24	3	12		450	420	120	/	5,27
24'	1	12		420	410	120	/	1,69
Colonne 3A								
16	4	12		1430	300	190	/	6,82
17	4	8		110	110	60	120	0,88
18	8	8		110	110	60	60	1,77
19	10	8		230	450	100	145	6,16
20	4	12		1390	200	120	135	12,15
14	4	8		440	440	80	105	3,03
24	3	12		450	420	120	/	5,27
24'	1	12		420	415	120	/	1,70
Colonne 3B								
21	6	8		1430	300	190	/	4,55
21'	2	8		1430	190	190	/	1,43
22	4	8		110	110	60	120	0,88
22'	4	8		90	90	60	120	0,76
23	8	8		110	110	60	60	1,77
23'	5	8		90	90	60	60	0,95
19	10	8		230	450	100	145	6,16
20	4	12		1390	200	120	135	12,15
14	4	8		440	440	80	105	3,03
24	3	12		450	420	120	/	5,27
24'	1	12		420	415	120	/	1,70
	3			Ancrage Junior Rd16 pour levage				
Colonne 3C								

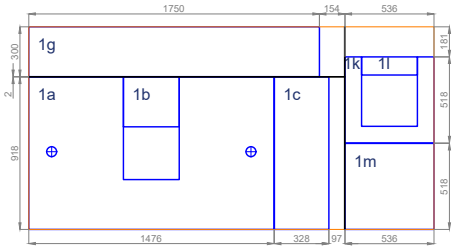
21	6	8		1430	300	190	/	4,55
21'	2	8		1430	190	190	/	1,43
22	4	8		110	110	60	125	0,88
22'	4	8		90	90	60	125	0,76
23	8	8		110	110	60	60	1,77
23'	5	8		90	90	60	60	0,95
19	10	8		230	450	100	145	6,16
20	4	12		1390	200	120	135	12,15
14	4	8		440	440	80	105	3,03
24	3	12		450	420	120	/	5,27
24'	1	12		420	415	120	/	1,70
Barres supplémentaires								
	3	8		500				0,59
	3	12		500				1,33
	3	16		500				2,37
POIDS TOTAL [kg]								559,39

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

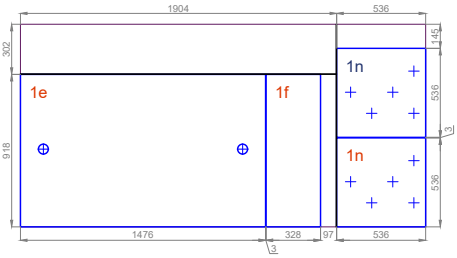
1. ATHENES 1/2



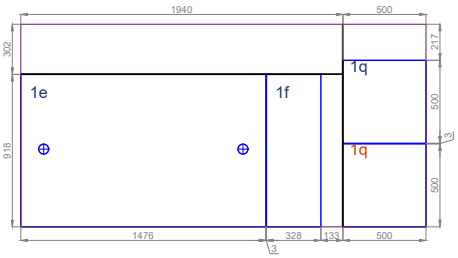
2. ATHENES 2/2



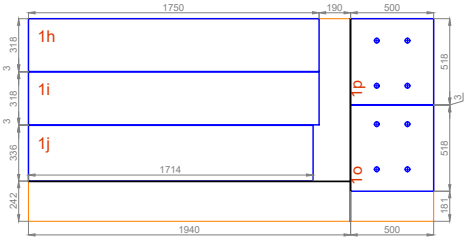
3. BUDAPEST



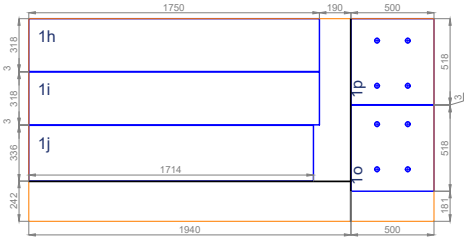
4. BRUXELLES



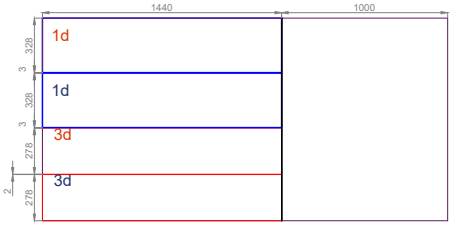
5. CARACAS 1/2



6. CARACAS 2/2



7. CAMBERRA

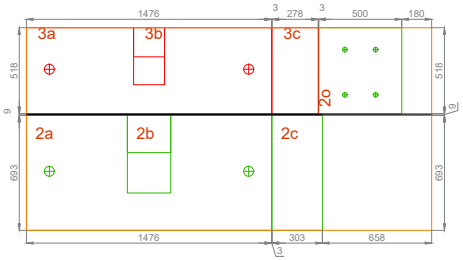


REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

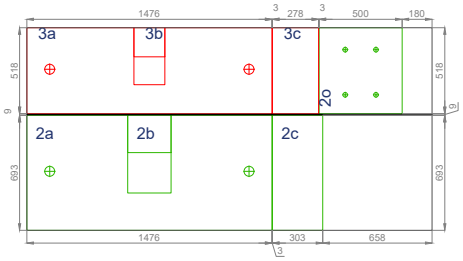
REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

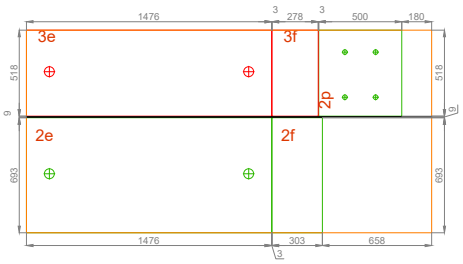
8. DUBLIN 1/2



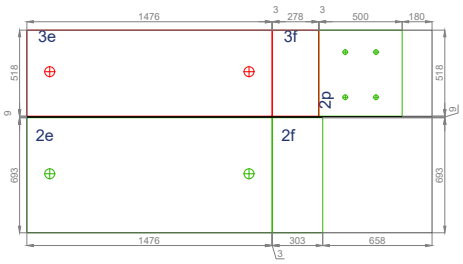
9. DUBLIN 2/2



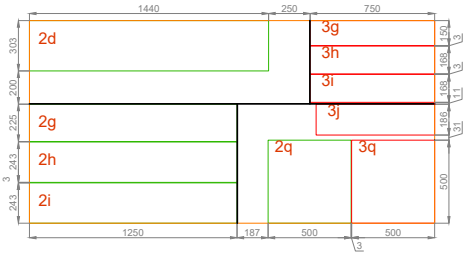
10. EREVAN 1/2



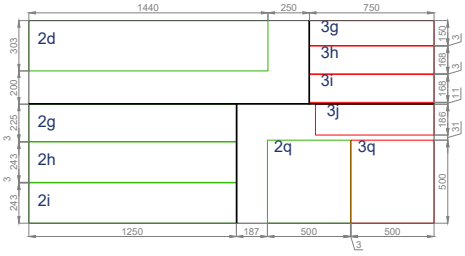
11. EREVAN 2/2



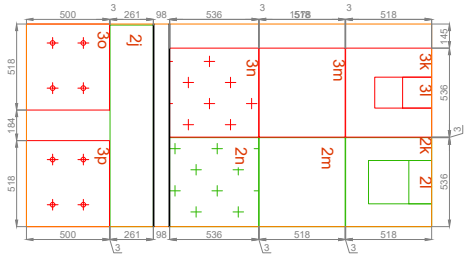
12. FREETOWN 1/2



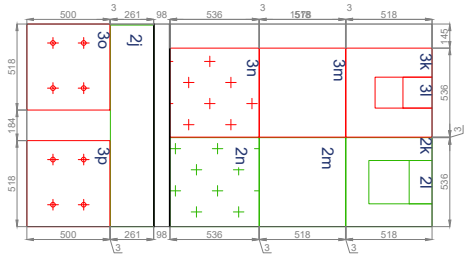
13. FREETOWN 2/2



14. GABORONE 1/2



15. GABORONE 2/2



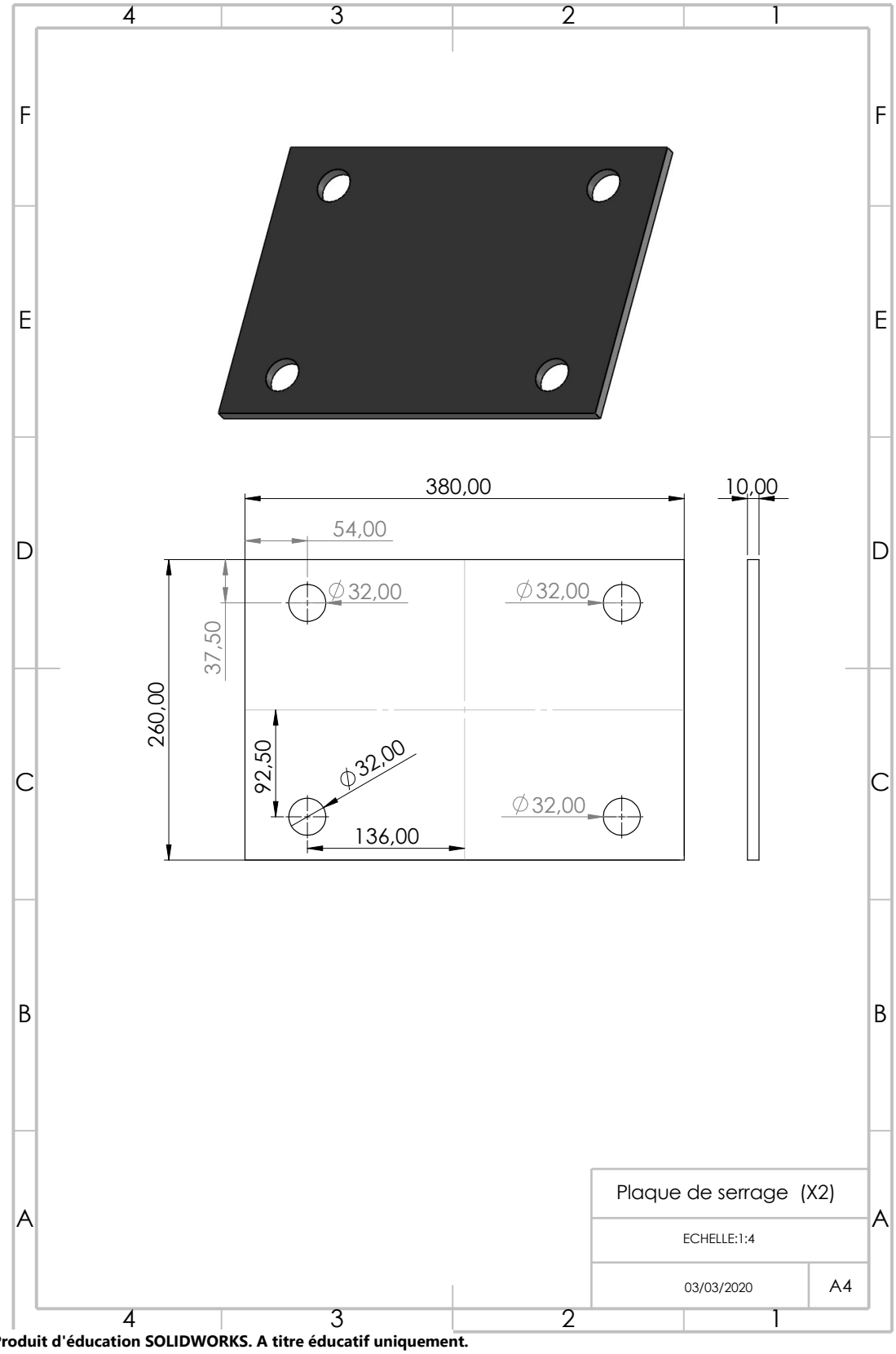




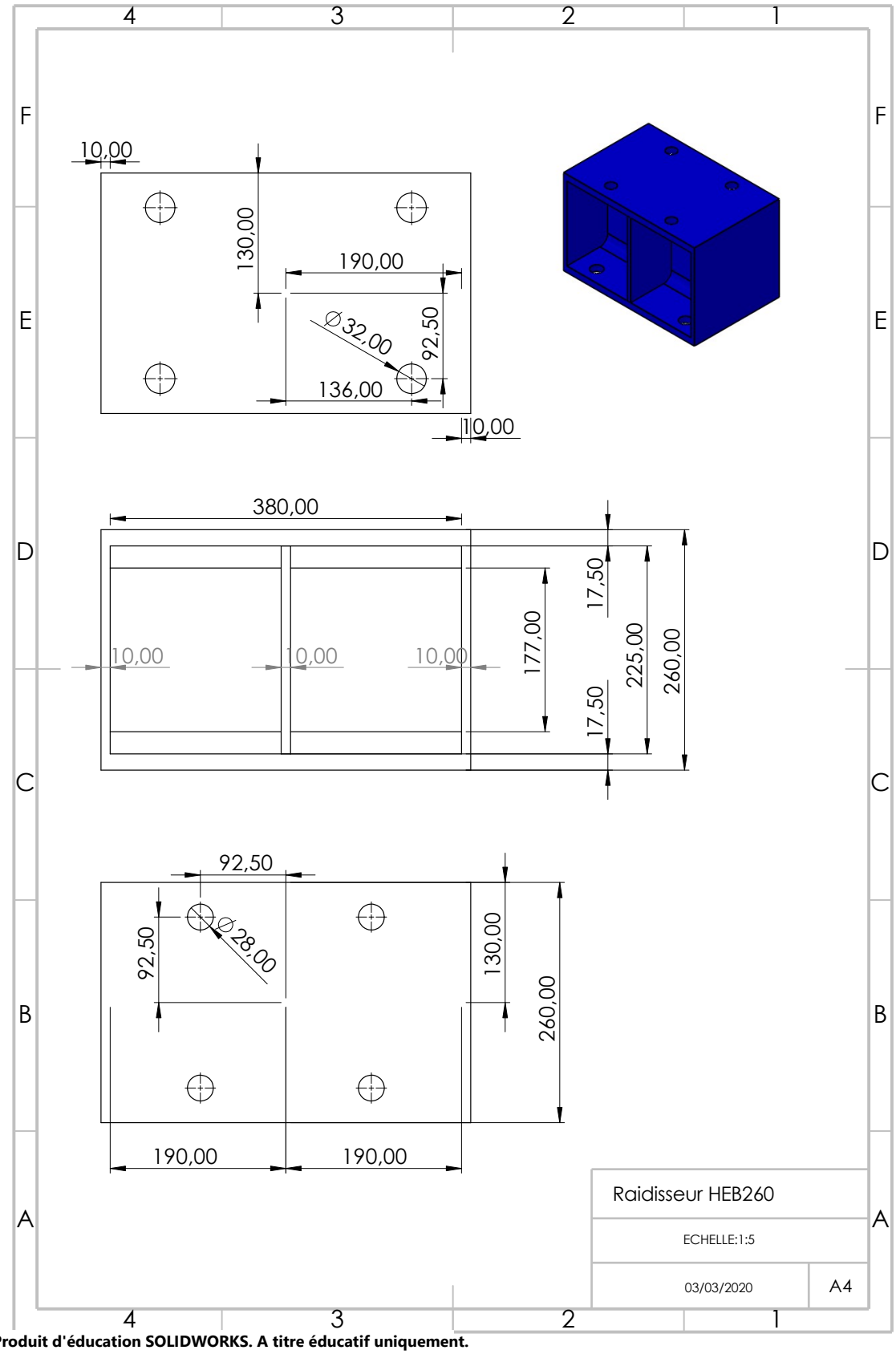
REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

REALISE A L'AIDE D'UN PRODUIT AUTODESK VERSION ETUDIANT

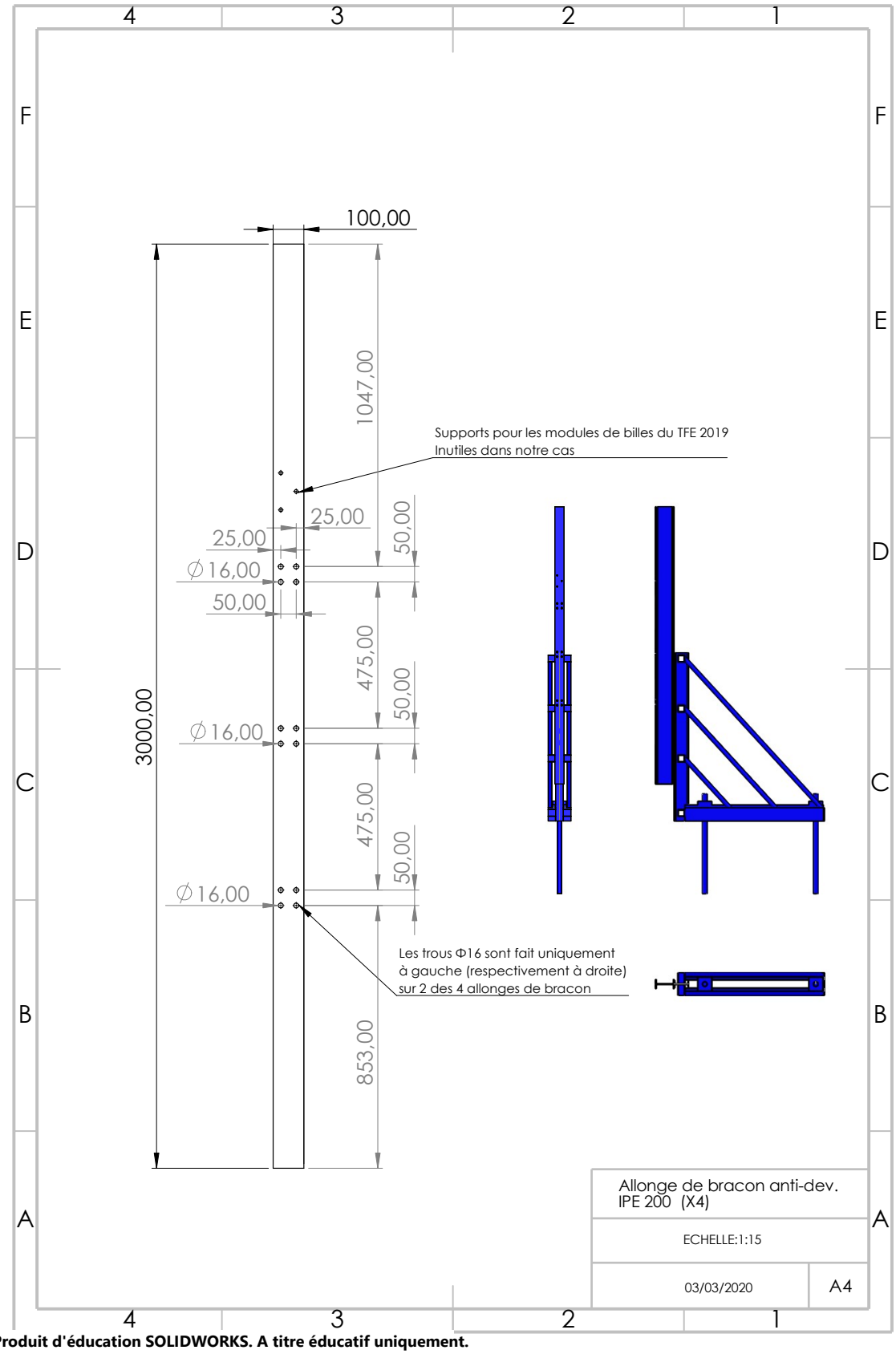
E Plans des éléments fabriqués



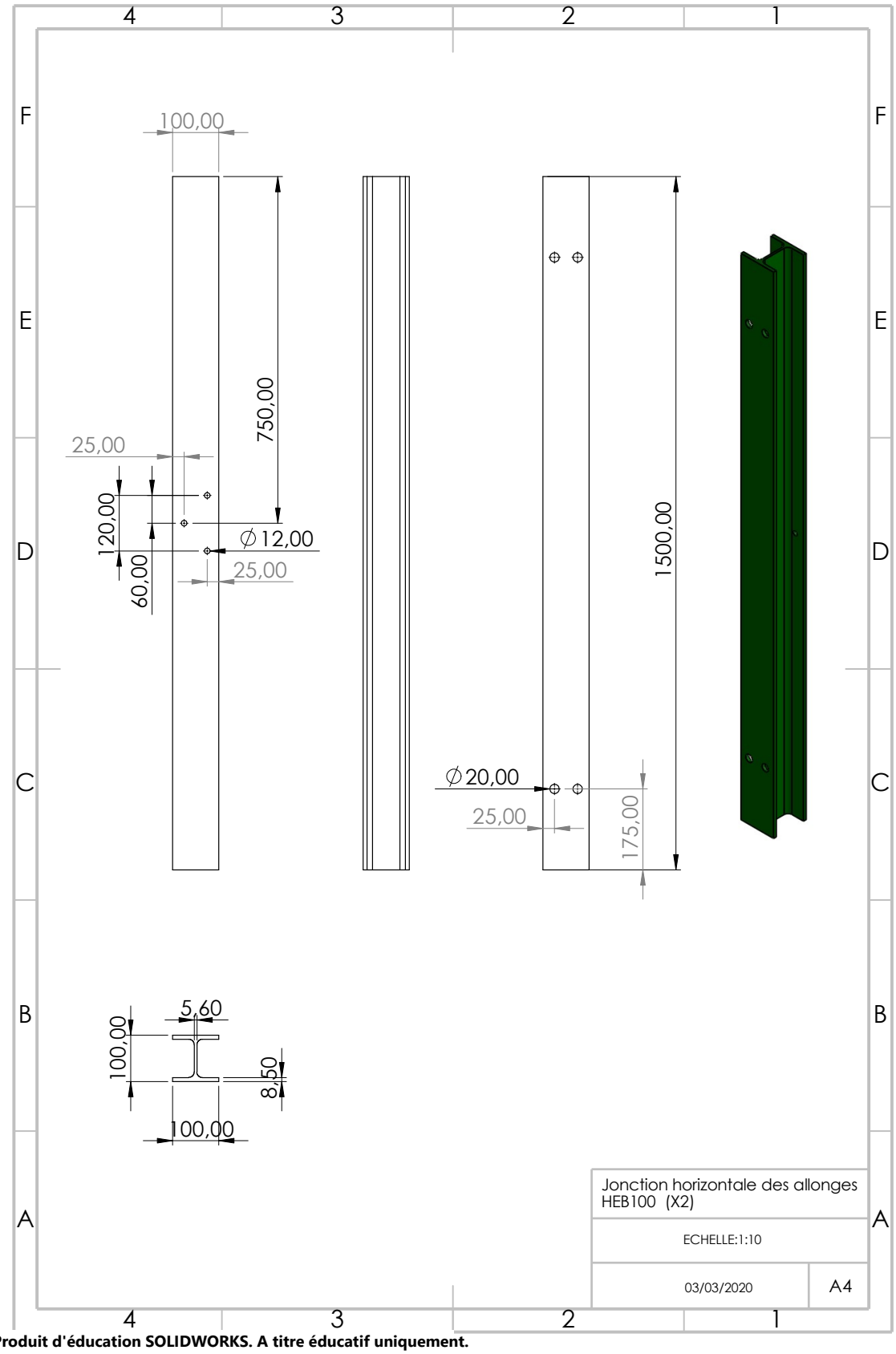
Produit d'éducation SOLIDWORKS. A titre éducatif uniquement.



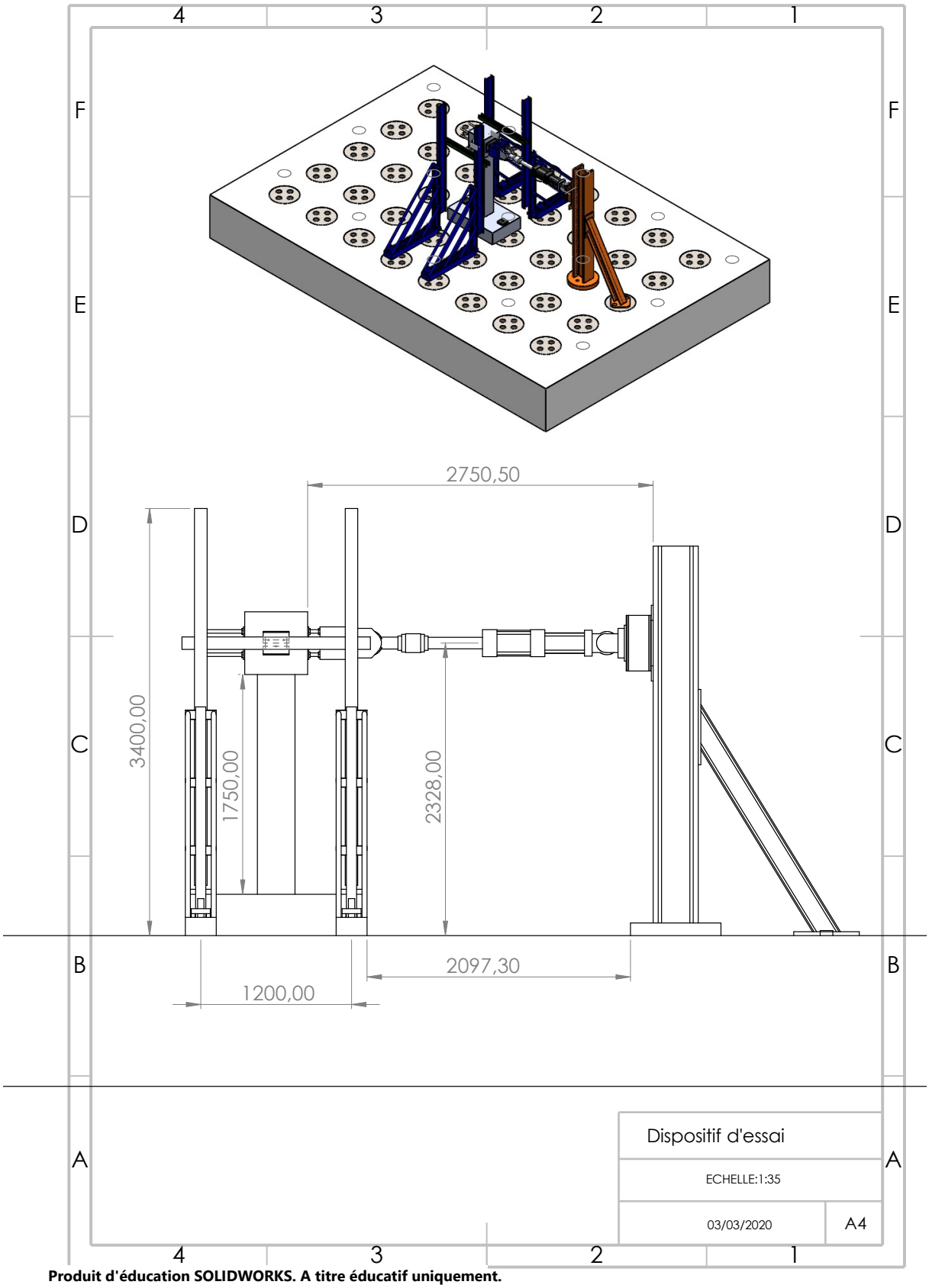
Produit d'éducation SOLIDWORKS. A titre éducatif uniquement.



Produit d'éducation SOLIDWORKS. A titre éducatif uniquement.



Produit d'éducation SOLIDWORKS. A titre éducatif uniquement.



Produit d'éducation SOLIDWORKS. A titre éducatif uniquement.

F Matériel utilisé

ID	Nom	Quantité	Emplacement
1	Colonne-bracon	1	Colonnes-bracons
2	Ecrou de serrage	4	Colonnes-bracons
3	Socle adaptateur - vérin	1	Colonnes-bracons
4	Vérin 35T	1	Vérin
5	Rotule de tête de vérin 35T	1	Vérin
6	Ecrou de fixation	4	Vérin
7	Rotule de pied de vérin 35T	1	Vérin
8	Ecrou de fixation	4	Vérin
9	Cellule de mesure 35T	1	Vérin
10	Raidisseur	1	Tête
11	Tige filletée M27	4	Tête
12	Boulon M27	16	Tête
13	Plaque de serrage	2	Tête
14	Dywidag d'ancrage	2	Base
15	Plaque de serrage	4	Base
16	Écrou de serrage	4	Base
17	Module anti-déversement	4	Déversement
18	Dywidag d'ancrage	8	Déversement
19	Plaque de serrage	16	Déversement
20	Écrou de serrage	16	Déversement
21	Poutrelle rigide	2	Déversement
22	Écrou de fixation	8	Déversement
23	Plaque de billes	2	Déversement
24	Tige filletée	6	Déversement
25	Boulon	12	Déversement

Table F.1 – Liste du matériel utilisé pour construire le dispositif d'essai.

G Dimensionnement de divers éléments

G.1 Dimensionnement des ancrages pour les colonnes 2B et 2C

Afin de pouvoir soulever les colonnes 2B et 2C à l'horizontal et ainsi de faciliter leur décoffrage, des ancres crénelées de levage ont été installées lors du bétonnage. Le choix du type d'ancrages à utiliser s'est fait sur base de la documentation du fournisseur (Plakabéton) et se base sur le calcul de l'effort réel S orientant le choix du type d'ancrage selon sa capacité portante R :

$$S = \frac{\Psi.W + A}{n.cos\beta} \qquad R \geq S \tag{G.1}$$

- $\mathbf{\Psi} = 1{,}15$: coefficient de levage pour un pont roulant à moins de 1 $[m/s]$.
- $\mathbf{W}$ = poids de l'élément (25 $[kN/m^3]$)
- $\mathbf{A} = 2$ $[kN/m^2]$: charge d'adhérence pour du bois vernis.
- $\mathbf{n} = 2$: nombre d'ancrages portants. (voir figure G.1)
- $\boldsymbol{\beta} = 11{,}86°$: angle de levage

$$\text{avec} \begin{cases} 0 \leq \beta \leq 12,5° \text{ ; pas besoin d'épingle de renfort} \\ \beta > 12,5° \text{ ; épingle de renfort indispensables} \\ \beta > 60° \text{ ; utiliser un palonnier} \end{cases}$$

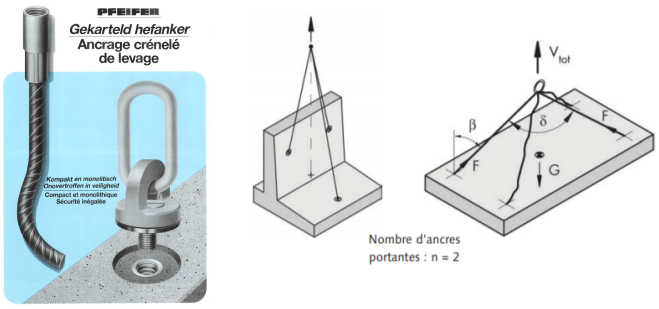


Figure G.1 – Ancrages crénelés de levage - Plakabeton.

Colonne	W [kN]	S [kN]	Ancre	R [kN]
2B	20	12,74	Rd20	20
3B	10	6,6	Rd16	12

Table G.1 – Dimensionnement des ancres de levage.

Aux vues des valeurs reprises dans la table G.1, et des ancres disponibles sur le marché, il est nécessaire de choisir des Rd20 pour la colonne 2B et des Rd16 pour la colonne 3B, et ce, sans nécessité de placer des épingle de renfort. Le positionnement de ces ancres, illustré à la figure G.2, est détaillé dans les plans de ferraillage à l'annexe C.3.



Figure G.2 – Photos des ancres Rd20 et Rd16 pour les colonnes 2B et 3B.

G.2 Dimensionnement du basculement de la colonne

Nous avons fait l'hypothèse que la base de nos colonnes reste immobile durant les tests afin de s'assurer que les efforts appliqués en tête engendrent bien des déformations comparables au modèle numérique. Pour respecter cette hypothèse, nous avons fixé nos colonnes au plancher d'essai via deux barres Dywidags précontraintes à l'aide d'un vérin creux capable de monter à 500 [kN] et d'une chaise de précontrainte construite à l'occasion du TFE de 2019 [24].

Ce montage artisanal ne nous permet pas de connaître la précontrainte réelle finale. En effet, la seule indication dont nous disposons est la valeur indiqué par la cellule de force. Or il y a vraisemblablement une perte de tension lors du serrage de l'écrou. Pour pallier ce manque de précision, nous considérons un facteur de sécurité de 1,5.

Nous pouvons alors calculer, par la formule G.2, les efforts de précontrainte à appliquer dans les 2 dywidags pour empêcher le basculement de la base de la colonne autour de son extrémité (point A dans le schéma statique, figure G.3).

$$D_{securitaire} = 1.5 * D \qquad avec \qquad D \geq \frac{F_1 * h}{d1 + d2} \tag{G.2}$$

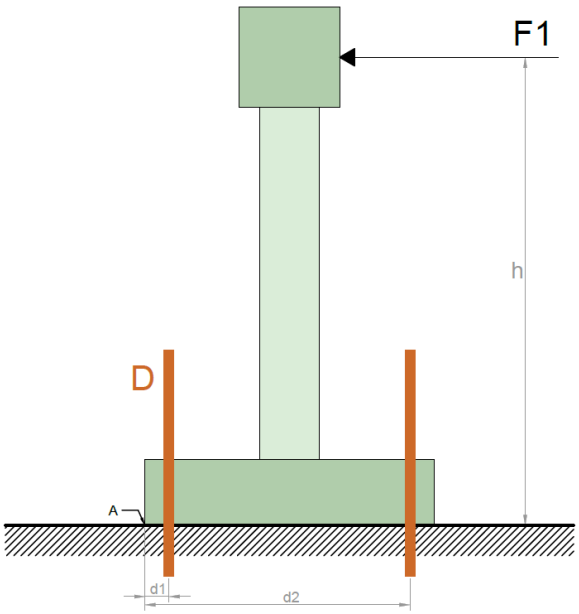


Figure G.3 – Schéma statique du dimensionnement de la précontrainte.

Échelle	1:1	3:4	1:2
h [m]	2,328	1,803	1,278
d1 [m]	0,12	0,12	0,12
d2 [m]	1,32	1,32	1,32
$F1_{borne\ sup}$ [kN]	60	40	20
D [kN]	97	50,1	17,8
$D_{securitaire}$ [kN]	145,5	75,1	26,6

Table G.2 – Dimensionnement de la précontrainte.

G.3 Dimensionnement du glissement de la colonne

Nous avons fait l'hypothèse que la base de nos colonnes reste immobile durant les tests. Ayant dimensionné le soulèvement au point précédent, il reste à vérifier qu'il n'y ait pas de glissement. Dans ce calcul, nous ne prenons pas en compte le poids propre de la colonne et vérifions si l'effort normal appliqué par la précontrainte, multiplié par un coefficient de frottement représentatif d'une interface entre deux surfaces de béton lisse, soit 0,4 [/], est suffisant pour empêcher tout déplacement horizontal.

$$F_1 \leq C_{frottement}\ 2\ D \qquad \longrightarrow \qquad D \geq \frac{F_1}{2\ C_{frottement}} \tag{G.3}$$

On obtient donc la précontrainte minimale à appliquer pour les différentes colonnes :

Échelle	1:1	3:4	1:2
$F1_{borne\ sup}$ [kN]	60	40	20
D [kN]	75	50	25
$D_{securitaire}$ [kN]	112,5	75,0	37,5

Table G.3 – Dimensionnement du glissement.

Il conviendra donc de prendre la valeur de précontrainte la plus élevée entre $D_{securitaire}$ de basculement et de glissement.

H Plancher d'essai

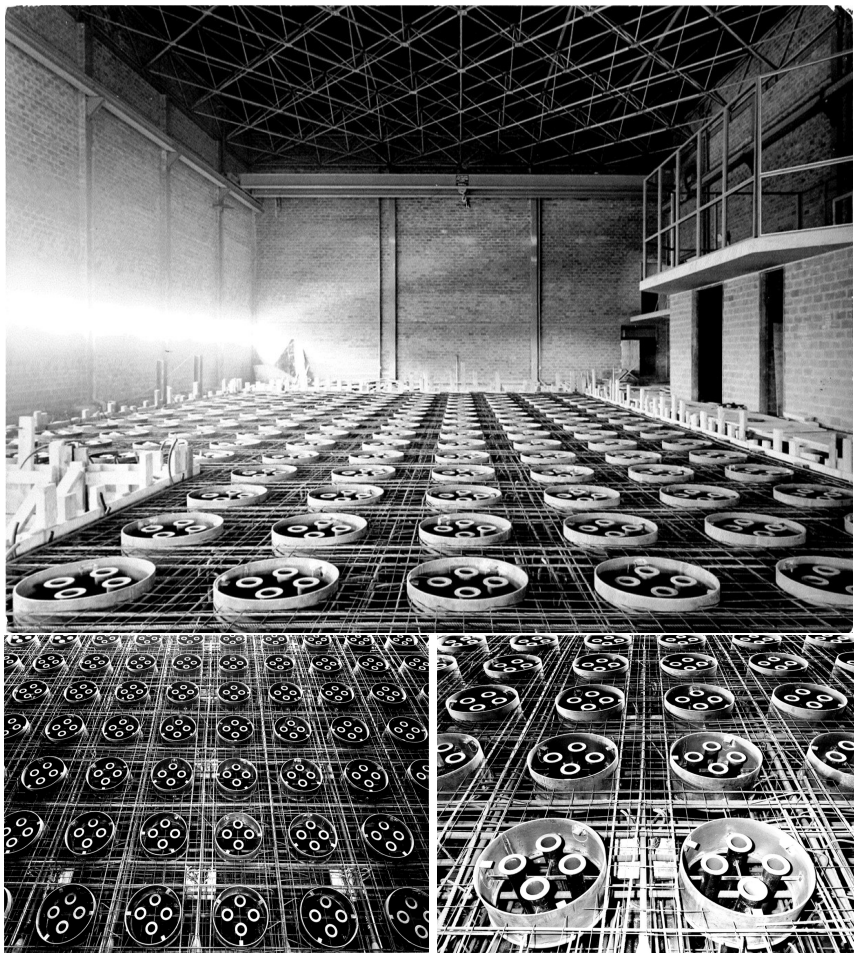


Figure H.1 – Construction du plancher d'essai.

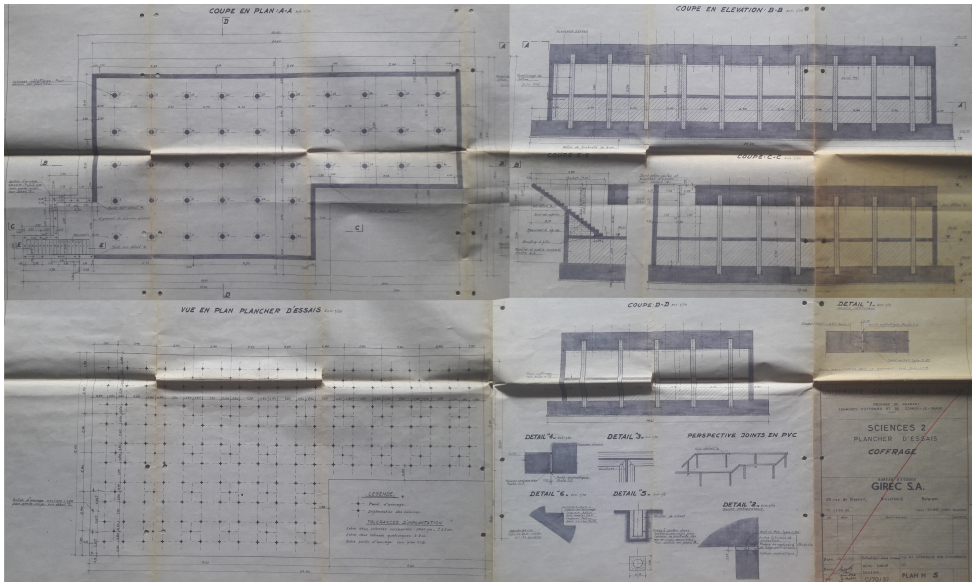


Figure H.2 – Plan du plancher d'essai.

Références

[1] Marie-Joy de Crombrugghe and François Beauvois. Mise à échelle et similitude pour des tests en laboratoire sur des colonnes en béton armé soumises à des efforts cycliques. TFE, UClouvain, Louvain-la-Neuve, 2020.

[2] Jose M. Adam, Fulvio Parisi, Juan Sagaseta, and Xinzheng Lu. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century. Engineering Structures, 173 :122–149, October 2018. ISSN 01410296. doi : 10.1016/j.engstruct.2018.06.082. URL https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0141029618306849.

[3] D E Allen and W R Schriever. Progressive collapse, abnormal loads and building codes. Québec : Division of Building Research Council, page 31, 1972.

[4] John L Gross and William McGuire. Progressive Collapse Resistant Design. Journal of Structural Engineering, Vol. 109(No. 1) :1–15, 1983. ISSN 07339445. doi : 10.1061/(ASCE)0733-9445(1983)109:1(1). URL https://ascelibrary.org/doi/pdf/10.1061/%28ASCE%290733-9445%281983%29109%3A1%281%29.

[5] Bruce Ellingwood. Mitigating Risk from Abnormal Loads and Progressive Collapse. Journal of Performance of Constructed Facilities, November 2006. doi : 10.1061/(ASCE)0887-3828(2006)20:4(315). URL https://www.researchgate.net/publication/245290260_Mitigating_Risk_from_Abnormal_Loads_and_Progressive_Collapse.

[6] Seweryn Kokot, George Solomos, European Commission, Joint Research Centre, and Institute for the Protection and the Security of the Citizen. Progressive collapse risk analysis : literature survey, relevant construction standards and guidelines. Publications Office, Luxembourg, 2012. ISBN 978-92-79-27734-4. URL https://core.ac.uk/reader/38627666. OCLC : 847463122.

[7] Catherine Doneux. LGCIV 2044 - Structures under earthquake (basic parasismic concepts). PhD thesis, UCLouvain, Louvain-la-Neuve, 2017.

[8] André Plumier and Hervé Degrée. Conception parasismique dans le contexte de l'Eurocode 8. PhD thesis, ULiège, Liège, 2007. URL http://hdl.handle.net/2268/61649.

[9] Hamdy M. Afefy and El-Tony M. El-Tony. Simplified Design Procedure for Reinforced Concrete Columns Based on Equivalent Column Concept. International Journal of Concrete Structures and Materials, 10(3) :393–406, September 2016. ISSN 1976-0485, 2234-1315. doi : 10.1007/s40069-016-0132-0. URL http://link.springer.com/10.1007/s40069-016-0132-0.

[10] Ayad Zeki Saber Agha and Mereen Hassan Fahmi Rashid. Effect of Load Eccentricity on the Strength of Concrete Columns. Journal of Civil & Environmental Engineering, 08(02), 2018. ISSN 2165784X. doi : 10.4172/2165-784X.1000308. URL https://www.researchgate.net/publication/325207158_Effect_of_Load_Eccentricity_on_the_Strength_of_Concrete_Columns.

[11] Hugo Rodrigues, António Arêde, José Pedro Silva, Patrício Rocha, and André Furtado. Behaviour of rc columns under variable load and bidirectional horizontal loading. Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (2ECEES), 2014. doi : 10.13140/2.1.3788.9921. URL http://rgdoi.net/10.13140/2.1.3788.9921. Publisher : Unpublished.

[12] Murat Saatcioglu and Guney Ozcebe. Response of Reinforced Concrete Columns to Simulated Seismic Loading. ACI Structural Journal, 86(1), 1989. ISSN 0889-3241. doi : 10.14359/2607. URL http://www.concrete.org/Publications/ACIMaterialsJournal/ACIJournalSearch.aspx?m=details&ID=2607.

[13] A. J. Zielinski. Concrete structures under impact loading - Rate effects. Technische Hogeschool Delft, 1984.

[14] Piti Sukontasukkul, Pichai Nimityongskul, and Sidney Mindess. Effect of loading rate on damage of concrete. Cement and Concrete Research, 34(11) :2127–2134, November 2004. ISSN 00088846. doi : 10.1016/j.cemconres.2004.03.022. URL https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S000888460400136X.

[15] L. Javier Malvar and John E. Crawford. Dynamic Increase Factors for Steel Reinforcing Bars. 28e DDESB Seminar, Orlando, FL, 1998.

[16] Wiesner and MacGillivray. Loading Rate Effects on Tensile Properties and Fracture Toughness of Steel. Presented at 1999 TAGSI Seminar - 'Fracture, Plastic Flow and Structural Integrity', Held at TWI, Cambridge, UK, 29 April 1999, April 1999. doi : 10.1201/9780367814021-8. URL https://www.twi-global.com/technical-knowledge/published-papers/loading-rate-effects-on-tensile-properties-and-fracture-toughness-of-steelapril-1999.

[17] Alexander Remennikov and Sakdirat Kaewunruen. Impact resistance of reinforced concrete columns : experimental studies and design considerations. Materials Science, page 7, 2006.

[18] Cristoforo Demartino, Jiguang Wu, and Yan Xiao. Experimental and numerical study on the behavior of circular RC columns under impact loading. Procedia Engineering, 199 : 2457–2462, 2017. ISSN 18777058. doi : 10.1016/j.proeng.2017.09.386. URL https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S1877705817338778.

[19] Tao Lan, Guangchong Qin, Jinzhao Zhuang, Youdi Wang, Qian Zheng, and Min Ding. Axial Impact Load of a Concrete-Filled Steel Tubular Member with Axial Compression Considering the Creep Effect. Materials, 12(19) :3134, September 2019. ISSN 1996-1944. doi : 10.3390/ma12193134. URL https://www.mdpi.com/1996-1944/12/19/3134.

[20] J. Ari-Gur, T. Weller, and J. Singer. Experimental and theoretical studies of columns under axial impact. International Journal of Solids and Structures, 18(7) :619–641, 1982. ISSN 00207683. doi : 10.1016/0020-7683(82)90044-0. URL https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/0020768382900440.

[21] James H Haido. Dynamic magnification factor for concrete wide beam under free fall loading. International Journal Of Engineering & Applied Sciences, 6(2) :1–1, June 2014. ISSN 1309-0267. doi : 10.24107/ijeas.251223. URL http://akdeniz.dergipark.gov.tr/doi/10.24107/ijeas.251223.

[22] John Kam-wing Wong. Structures Under Impact Loading. PhD thesis, University of Cambridge, 2005. URL https://www.researchgate.net/publication/316747880_Structures_under_Impact_Loading.

[23] João Almeida, Ovidiu Prodan, Angelica Rosso, and Katrin Beyer. Tests on Thin Reinforced Concrete Walls Subjected to In-Plane and Out-of-Plane Cyclic Loading. Earthquake Spectra, 33(1) :323–345, February 2017. ISSN 8755-2930, 1944-8201. doi : 10.1193/101915eqs154dp. URL http://journals.sagepub.com/doi/10.1193/101915eqs154dp.

[24] Martin Steinmetz and Thomas Wyckmans. Conception d'un dispositif expérimental pour des essais cycliques d'unités à grande échelle au LEMSC. TFE, UClouvain, Louvain-la-Neuve, 2019.

[25] Guislaine Bavelard and Hervé Beinish. Guide de bonnes pratiques des essais de compression sur éprouvettes. CERIB – 28 Épernon, Réf. 46.E, 2006. ISSN 0249-6224. URL https://www.cerib.com/wp-content/uploads/2017/05/046-e-guide-bonnes-pratiques-essais-compression-eprouvettes.pdf.

[26] J.-F. Cap. AUCE 2031 - Calcul organique du béton armé. Cours magistral, UCLouvain, Louvain-la-Neuve, 2018. URL https://sites.google.com/site/epljfc/.

[27] Tristan Herrezeel and Fabrice Rigot. Dimensionnement parasismique et performance de voiles en béton armé contenant des armatures en alliage à mémoire de forme. TFE, UClouvain, Louvain-la-Neuve, 2019.

[28] T. Paulay and M. J. N. Priestley. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. John Wiley and Sons, New York, March 1992. ISBN 978-0-470-17284-1.

[29] Eric M Hines, Frieder Seible, and M. J. N. Priestley. Seismic Performance of Hollow Rectangular Reinforced Concrete Piers with Highly-Confined Boundary Elements Phase I : Flexural Tests Phase II : Shear Tests. University of California, San Diego, page 287, 2002. URL https://pdfs.semanticscholar.org/e2f5/e5c63765cd8807dc234fc6be1c946d962b9b.pdf.

[30] M. J. N. Priestley, G.M. Calvi, and M.J. Kowalsky. Displacement-Based Seismic Design of Structures, volume 24. IUSS Press, 2007. ISBN 88-6198-000-7. URL http://journals.sagepub.com/doi/10.1193/1.2932170.

[31] Yong Jae Yu, Chyng-Hyeon Kim, and Jae-Yeol Cho. Investigation of Behavior of RC Beams Subjected to Impact Loading Considering Combination of Mass and Impact Velocity. Procedia Engineering, 210 :353–359, 2017. ISSN 18777058. doi : 10.1016/j.proeng.2017.11.088. URL https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S1877705817360836.

Liste des tableaux

2.1 Définitions de l'effondrement progressif. 10
3.1 Résumé des caractéristiques des aciers testés. 43
3.2 Classification des critères de ductilité pour barre d'acier selon l'Eurocode 2. . . . 43
3.3 Résumé des caractéristiques moyennes des échantillons de béton testés. 44
4.1 Valeur des paramètres pour le modèle de béton de Mander et al. 46
4.2 Valeur des facteurs de confinement calculés et choisis. 47
4.3 Valeur des paramètres pour le modèle d'acier de Menegotto-Pinto. 48
4.4 Valeurs des facteurs de confinement calculés et choisis. 50
4.5 Valeur des ductilités de déplacement Δ_y pour chaque type de colonne. 55
4.6 Valeur des déplacements ultimes Δ_u. 56
4.7 Énergie des cycles hystérétiques - comparaison avec *Seismostruct* - C1A. 65
4.8 Énergie des cycles hystérétiques - comparaison avec *Seismostruct* - C1B. 68
4.9 Énergie des cycles hystérétiques - comparaison avec *Seismostruct* - C2A. 71
4.10 Énergie des cycles hystérétiques - comparaison avec *Seismostruct* - C2B. 73
4.11 Énergie des cycles hystérétiques - comparaison avec *Seismostruct* - C2C. 75
4.12 Énergie des cycles hystérétiques - comparaison avec *Seismostruct* - C3A. 77
4.13 Énergie des cycles hystérétiques - comparaison avec *Seismostruct* - C3B. 79
4.14 Énergie des cycles hystérétiques - comparaison avec *Seismostruct* - C3C. 81
5.1 Déplacements verticaux et horizontaux fictifs calculés par la méthode énergétique. 90
5.2 Valeur des forces d'impact moyennes et maximales en fonction de la durée d'impact. 94
5.3 Énergies de déformation verticale pour différentes durées et forces d'impact. . . . 96
B.1 C.1A : Valeurs particulières de forces et déplacements. 108
B.2 C.1A : Ouverture des fissures principales. 110
B.3 C.1B : Valeurs particulières de forces et déplacements. 113
B.4 C.1B : Ouverture des fissures principales. 115
B.5 C.2A : Valeurs particulières de forces et déplacements. 117
B.6 C.2A : Ouverture des fissures principales. 119
B.7 C.2B : Valeurs particulières de forces et déplacements. 121
B.8 C.2B : Ouverture des fissures principales. 123
B.9 C.2C : Valeurs particulières de forces et déplacements. 125
B.10 C.2C : Ouverture des fissures principales. 127
B.11 C.3A : Valeurs particulières de forces et déplacements. 129
B.12 C.3A : Ouverture des fissures principales. 131
B.13 C.3B : Valeurs particulières de forces et déplacements. 133
B.14 C.3B : Ouverture des fissures principales. 135
B.15 C.3C : Valeurs particulières de forces et déplacements. 137
B.16 C.3C : Ouverture des fissures principales. 139
F.1 Liste du matériel utilisé pour construire le dispositif d'essai. 162
G.1 Dimensionnement des ancres de levage. 163
G.2 Dimensionnement de la précontrainte. 165
G.3 Dimensionnement du glissement. 165

Table des figures

2.1 Evolution du nombre d'articles publiés annuellement sur Scopus en relation avec l'effondrement progressif des structures (1968-2017). [2] . . . 11
2.2 Nombre d'articles par pays d'origine de l'auteur pour les périodes : 1968-2002, 2003-2007, 2008-2012 et 2013-2017. [2] . . . 12
2.3 Cisaillement des poteaux d'une construction à Bordj el bahri. Séisme de 2003, Algérie. . . . 12
2.4 Rez flexible (AFPS, 2002) . . . 13
2.5 Bâtiments avec niveaux transparents. (AFPS, 2002) . . . 13
2.6 Chemins de charge alternatifs : (a) Action Vierendeel ; b) action caténaire ; et c) contribution des éléments non structurels. [2] . . . 14
2.7 Colonne avec excentricité relative de 10%. [9] . . . 15
2.8 Colonne avec excentricité relative de 30%. [9] . . . 15
2.9 Résistance relative d'une colonne en fonction du taux d'armatures longitudinales pour $f_{ck} = 28$ [MPa] et $f_{sk} = 414$ [MPa]. [10] . . . 16
2.10 Courbe d'hystérèse pour des colonnes en béton armé chargées selon l'axe fort X ou faible Y. [11] . . . 16
2.11 Charge latérale-Déformation en tête de colonne (a) sans charge axiale et (b) avec charge axiale. [12] . . . 17
2.12 Spectre des taux de déformations associés aux différents types de chargement. . . 18
2.13 Influence du taux de déformation sur la résistance en traction du béton. [13] . . . 18
2.14 Influence du taux de déformation sur la résistance en compression du béton. [13] 19
2.15 Mesure de E pour un matériau (a) ductile et (b) fragile. [14] . . . 20
2.16 Diagramme contraintes-déformation des échantillons soumis à un chargement statique et à l'impact. [14] . . . 20
2.17 Diminution du module élastique avec la déformation. [14] . . . 21
2.18 Superposition diagramme contrainte-déformation et endommagement pour (a) chargement statique, (b) impact à 250 [mm] et (c) impact à 500 [mm]. [14] . . . 22
2.19 Influence du taux de déformation sur le DIF de certains aciers. [15] . . . 23
2.20 Influence du taux de déformation sur la limite d'élasticité (courbe basse) et la résistance ultime (courbe haute) de l'acier 20 Mn Mo Ni 55. [16] . . . 24
2.21 Influence du taux de déformation sur l'augmentation de la limite d'élasticité de différents aciers. [16] . . . 24
2.22 Influence de la vitesse de chargement sur le diagramme contrainte - déformation de l'acier 20 Mn Mo Ni 55. [16] . . . 24
2.23 Forces de réaction au chargement statique (gauche) et à l'impact (droite) des colonnes. [17] . . . 25
2.24 Variation temporelle des forces d'impact pour les tests L(a) et H(b). [18] . . . 26
2.25 Relation entre le DIF et l'élancement λ pour différentes durées d'impact τ. [20] . 28
3.1 Vue 3D - Colonne 1A. . . . 29
3.2 Ferraillage - Colonne 1A. . . . 29
3.3 Échelles des colonnes. . . . 30

3.4 Plan de coffrage pour les colonnes 1A et 1B. 31
3.5 Manutentions des différentes colonnes lors du décoffrage. 34
3.6 Test set-up général au LEMSC. 35
3.7 Dispositif de la phase 1 sur SolidWorks. 35
3.8 Dispositif de la phase 1. 36
3.9 Hauteur du tablier pour les 3 échelles. 36
3.10 Système de fixation en tête de colonne. 37
3.11 Support du vérin avec le pont roulant. 37
3.12 Plaque d'acier et module de billes. 38
3.13 Stabilisateurs anti-déversement. 38
3.14 Dynamics Load Test Device - Fondytest. 39
3.15 Dispositif de la phase 2 sur SolidWorks. 39
3.16 Acquisitions et détail d'installation du PDA-DLT. 40
3.17 Coût global de l'expérimentation. 41
3.18 Diagramme contrainte déformation des barres d'acier ϕ8, ϕ12 et ϕ16. 42
4.1 Colonne (a) réelle et (b) modélisée. 46
4.2 Diagramme contrainte-déformation des modèles de béton confiné et non-confiné. 47
4.3 Diagramme contrainte-déformation du modèle d'acier initial. 48
4.4 Approximation de la courbure sur des éléments DB. Source : Opensees. 49
4.5 Calcul de la courbure sur des éléments FB. Source : Opensees. 50
4.6 Emplacement et poids des sections pour la quadrature de Gauss-Lobatto. 51
4.7 Protocole de charge initial. [29] 52
4.8 Protocole de charge final. 53
4.9 Superposition des diagrammes moment-courbure des colonnes 1A-1B avec différents logiciels. 53
4.10 Définition de ϕ_y selon l'Eurocode 8. 54
4.11 Calcul de ϕ_y selon l'Eurocode 8 pour les colonnes 1A et 1B. 55
4.12 Protocole de chargement final appliqué à chaque colonne. 56
4.13 Graphe Force-Déplacement des colonnes 1A et 1B. 57
4.14 Section de la colonne 1A. 57
4.15 Évolution des contraintes dans les armatures et le béton de la colonne 1A. 58
4.16 Évolution des contraintes dans les armatures et le béton de la colonne 1A-zoom. 58
4.17 Graphe Force-Déplacement de la colonne 2A. 59
4.18 Graphe Force-Déplacement des colonnes 2B et 2C. 59
4.19 Graphe Force-Déplacement de la colonne C3A. 60
4.20 Graphe Force-Déplacement des colonnes 3B et 3C. 60
4.21 Schéma explicatif du moment de flexion créé. 61
4.22 Comparaison des graphes Force-Déplacement pour la colonne 1A. 63
4.23 Comparaison des graphes d'élongation pour la colonne 1A. 63
4.24 Comparaison des graphes de rotation en tête pour la colonne 1A. 63
4.25 Enrobage des étriers à gauche de la colonne 1A. 64
4.26 Enrobage des étriers à droite de la colonne 1A. 64

4.27 Comparaison des graphes Force-Déplacement pour les petits cycles - colonne 1A. 65
4.28 Comparaison des graphes Force-Déplacement pour les grands cycles - colonne 1A. 65
4.29 Comparaison des manières de calculer l'élongation. 66
4.30 Comparaison des graphes Force-Déplacement pour la colonne 1B. 67
4.31 Comparaison des graphes d'élongation pour la colonne 1B. 67
4.32 Comparaison des graphes de rotation en tête pour la colonne 1B. 67
4.33 Enrobage des étriers à droite de la colonne 1B. 68
4.34 Comparaison des graphes Force-Déplacement pour la colonne 2A. 69
4.35 Comparaison des graphes d'élongation pour la colonne 2A. 69
4.36 Comparaison des graphes de rotation en tête pour la colonne 2A. 69
4.37 Comparaison des graphes Force-Déplacement pour les petits cycles - colonne 2A. 70
4.38 Comparaison des graphes Force-Déplacement pour les grands cycles - colonne 2A. 70
4.39 Comparaison des graphes Force-Déplacement pour la colonne 2B. 71
4.40 Comparaison des graphes d'élongation pour la colonne 2B. 72
4.41 Comparaison des graphes de rotation en tête pour la colonne 2B. 72
4.42 Enrobage des étriers à gauche de la colonne 2B. 72
4.43 Enrobage des étriers à droite de la colonne 2B. 72
4.44 Comparaison des graphes Force-Déplacement pour la colonne 2C. 73
4.45 Comparaison des graphes d'élongation pour la colonne 2C. 74
4.46 Comparaison des graphes de rotation en tête pour la colonne 2C. 74
4.47 Enrobage des étriers à gauche de la colonne 2C. 74
4.48 Enrobage des étriers à droite de la colonne 2C. 74
4.49 Comparaison des graphes Force-Déplacement pour la colonne 3A. 75
4.50 Comparaison des graphes d'élongation pour la colonne 3A. 76
4.51 Comparaison des graphes de rotation en tête pour la colonne 3A. 76
4.52 Comparaison des graphes Force-Déplacement pour les petits cycles - colonne 3A. 76
4.53 Comparaison des graphes Force-Déplacement pour les grands cycles - colonne 3A. 77
4.54 Comparaison des graphes Force-Déplacement pour la colonne 3B. 78
4.55 Comparaison des graphes d'élongation pour la colonne 3B. 78
4.56 Comparaison des graphes de rotation en tête pour la colonne 3B. 78
4.57 Enrobage des étriers à gauche de la colonne 3B. 79
4.58 Enrobage des étriers à droite de la colonne 3B. 79
4.59 Comparaison des graphes Force-Déplacement pour la colonne 3C. 80
4.60 Comparaison des graphes d'élongation pour la colonne 3C. 80
4.61 Comparaison des graphes de rotation en tête pour la colonne 3C. 80
4.62 Enrobage des étriers à gauche de la colonne 3C. 81
4.63 Enrobage des étriers à droite de la colonne 3C. 81
5.1 Influence du taux de déformation sur la résistance du béton et de l'acier. 83
5.2 Influence du taux de déformation sur le modèle de béton. 83
5.3 Influence du taux de déformation sur le modèle d'acier. 84
5.4 Schéma d'explication du protocole de chargement pour modéliser l'impact. 86
5.5 Relation force-déplacement vertical durant l'impact. 88

5.6 Relation moment-rotation durant l'impact. 88
5.7 Énergie de déformation totale en fonction du déplacement vertical. 89
5.8 Énergie de déformation totale en fonction du déplacement horizontal. 89
5.9 Système masse-ressort. 90
5.10 Graphes force-déplacement vertical pour une déformation horizontale libre ou bloquée - colonnes à échelle 1 :1. 92
5.11 Réponse schématique d'un élément soumis à un impact. 93
5.12 Comparaison des graphe force-déplacement vertical pour les colonnes à échelle 1 :1. 95
5.13 Comparaison des graphe force-déplacement vertical pour les colonnes à échelle 3 :4. 95
5.14 Comparaison des graphe force-déplacement vertical entre l'analyse statique et dynamique pour les colonnes à échelle 1 :1. 96
5.15 Effet de l'amortissement sur le graphe force-déplacement vertical pour les colonnes à échelle 1 :1. 97
5.16 Emplacement des colonnes sous le plancher d'essai. 98
5.17 Modélisation du plancher d'essai et des efforts engendrés par l'impact - Scia. . . 99
A.1 Comparaison des diagrammes moment courbure - colonnes échelle 1:1. 104
A.2 Calcul des ductilités de déplacement Δ_y - colonnes échelle 1:1. 104
A.3 Comparaison des diagrammes moment courbure - colonnes échelle 3:4. 105
A.4 Calcul des ductilités de déplacement Δ_y - colonnes échelle 3:4. 105
A.5 Comparaison des diagrammes moment courbure - colonnes échelle 1:2. 106
A.6 Calcul des ductilités de déplacement Δ_y - colonnes échelle 1:2. 106
B.1 C.1A : Protocole de chargement et déplacement à la rupture. 107
B.2 C.1A : Graphe force-déplacement jusqu'à la rupture. 107
B.3 C.1A : Graphe force-déplacement (zoom sur la partie cyclique). 108
B.4 C.1A : Évolution de l'élongation de la colonne en fonction du déplacement horizontal. 108
B.5 C.1A : Évolution de la courbure en fonction de la hauteur de la colonne, faibles dérives latérales. 109
B.6 C.1A : Évolution de la courbure en fonction de la hauteur de la colonne, grandes dérives latérales. 109
B.7 C.1A : Graphe de la courbure à la base en fonction du moment en base de colonne. 109
B.8 C.1B : Protocole de chargement et déplacement à la rupture. 112
B.9 C.1B : Graphe force-déplacement jusqu'à la rupture. 112
B.10 C.1B : Graphe force-déplacement (zoom sur la partie cyclique). 113
B.11 C.1B : Évolution de l'élongation de la colonne en fonction du déplacement horizontal. 113
B.12 C.1B : Évolution de la courbure en fonction de la hauteur de la colonne, faibles dérives latérales. 114
B.13 C.1B : Évolution de la courbure en fonction de la hauteur de la colonne, grandes dérives latérales. 114
B.14 C.1B : Graphe de la courbure à la base en fonction du moment en base de colonne. 114
B.15 C.2A : Protocole de chargement et déplacement à la rupture. 116
B.16 C.2A : Graphe force-déplacement jusqu'à la rupture. 116

B.17 C.2A : Graphe force-déplacement (zoom sur la partie cyclique). 117
B.18 C.2A : Évolution de l'élongation de la colonne en fonction du déplacement horizontal. 117
B.19 C.2A : Évolution de la courbure en fonction de la hauteur de la colonne, faibles dérives latérales. 118
B.20 C.2A : Évolution de la courbure en fonction de la hauteur de la colonne, grandes dérives latérales. 118
B.21 C.2A : Graphe de la courbure à la base en fonction du moment en base de colonne. 118
B.22 C.2B : Protocole de chargement et déplacement à la rupture. 120
B.23 C.2B : Graphe force-déplacement jusqu'à la rupture. 120
B.24 C.2B : Graphe force-déplacement (zoom sur la partie cyclique). 121
B.25 C.2B : Évolution de l'élongation de la colonne en fonction du déplacement horizontal. 121
B.26 C.2B : Évolution de la courbure en fonction de la hauteur de la colonne, faibles dérives latérales. 122
B.27 C.2B : Évolution de la courbure en fonction de la hauteur de la colonne, grandes dérives latérales. 122
B.28 C.2B : Graphe de la courbure à la base en fonction du moment en base de colonne. 122
B.29 C.2C : Protocole de chargement et déplacement à la rupture. 124
B.30 C.2C : Graphe force-déplacement jusqu'à la rupture. 124
B.31 C.2C : Graphe force-déplacement (zoom sur la partie cyclique). 125
B.32 C.2C : Évolution de l'élongation de la colonne en fonction du déplacement horizontal. 125
B.33 C.2C : Évolution de la courbure en fonction de la hauteur de la colonne, faibles dérives latérales. 126
B.34 C.2C : Évolution de la courbure en fonction de la hauteur de la colonne, grandes dérives latérales. 126
B.35 C.2C : Graphe de la courbure à la base en fonction du moment en base de colonne. 126
B.36 C.3A : Protocole de chargement et déplacement à la rupture. 128
B.37 C.3A : Graphe force-déplacement jusqu'à la rupture. 128
B.38 C.3A : Graphe force-déplacement (zoom sur la partie cyclique) 129
B.39 C.3A : Évolution de l'élongation de la colonne en fonction du déplacement horizontal. 129
B.40 C.3A : Évolution de la courbure en fonction de la hauteur de la colonne, faibles dérives latérales. 130
B.41 C.3A : Évolution de la courbure en fonction de la hauteur de la colonne, grandes dérives latérales. 130
B.42 C.3A : Graphe de la courbure à la base en fonction du moment en base de colonne. 130
B.43 C.3B : Protocole de chargement et déplacement à la rupture. 132
B.44 C.3B : Graphe force-déplacement jusqu'à la rupture. 132
B.45 C.3B : Graphe force-déplacement (zoom sur la partie cyclique). 133
B.46 C.3B : Évolution de l'élongation de la colonne en fonction du déplacement horizontal. 133
B.47 C.3B : Évolution de la courbure en fonction de la hauteur de la colonne, faibles dérives latérales. 134

B.48 C.3B : Évolution de la courbure en fonction de la hauteur de la colonne, grandes dérives latérales. 134
B.49 C.3B : Graphe de la courbure à la base en fonction du moment en base de colonne. 134
B.50 C.3C : Protocole de chargement et déplacement à la rupture. 136
B.51 C.3C : Graphe force-déplacement jusqu'à la rupture. 136
B.52 C.3C : Graphe force-déplacement (zoom sur la partie cyclique). 137
B.53 C.3C : Évolution de l'élongation de la colonne en fonction du déplacement horizontal. 137
B.54 C.3C : Évolution de la courbure en fonction de la hauteur de la colonne, faibles dérives latérales. 138
B.55 C.3C : Évolution de la courbure en fonction de la hauteur de la colonne, grandes dérives latérales. 138
B.56 C.3C : Graphe de la courbure à la base en fonction du moment en base de colonne. 138
C.1 Comparaison des graphes force-déplacement - C1A - zoom sur la partie cyclique. 140
C.2 Comparaison des graphes force-déplacement - C1B - zoom sur la partie cyclique. 140
C.3 Comparaison des graphes force-déplacement - C2A - zoom sur la partie cyclique. 141
C.4 Comparaison des graphes force-déplacement - C2B - zoom sur la partie cyclique. 141
C.5 Comparaison des graphes force-déplacement - C2C - zoom sur la partie cyclique . 142
C.6 Comparaison des graphes force-déplacement - C3A - zoom sur la partie cyclique 142
C.7 Comparaison des graphes force-déplacement - C3B - zoom sur la partie cyclique . 143
C.8 Comparaison des graphes force-déplacement - C3C - zoom sur la partie cyclique . 143
G.1 Ancrages crénelés de levage - Plakabeton. 163
G.2 Photos des ancres Rd20 et Rd16 pour les colonnes 2B et 3B. 164
G.3 Schéma statique du dimensionnement de la précontrainte. 165
H.1 Construction du plancher d'essai. 166
H.2 Plan du plancher d'essai. 166

UNIVERSITÉ CATHOLIQUE DE LOUVAIN
École polytechnique de Louvain
Rue Archimède, 1 bte L6.11.01, 1348 Louvain-la-Neuve, Belgique | **www.uclouvain.be/epl**