UCLouvain

École polytechnique de Louvain

Conception d'un dispositif expérimental pour des essais cycliques d'unités à grande échelle au LEMSC

Auteurs: **Martin Steinmetz, Thomas Wyckmans**
Promoteur: **João Saraiva Esteves Pacheco De Almeida**
Lecteurs: **Christophe Bayart, Catherine Doneux, Guy Henriet**
Année académique 2018-2019
Master [120] : ingénieur civil des constructions

Remerciements

Pour commencer, nous remercions tout particulièrement notre promoteur, le professeur João Saraiva Esteves Pacheco de Almeida. Merci de nous avoir fait confiance et de nous avoir poussé à réaliser ce projet ambitieux. Merci d'avoir été disponible à toute heure pour nous conseiller, nous encourager et nous aider dans notre recherche.

Nous remercions chaleureusement Tristan Herrezeel et Fabrice Rigot avec qui nous avons partagé ce projet. Ce travail de collaboration a forgé une amitié sincère et nous a permis de surmonter les difficultés rencontrées.

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

Merci à Alex Bertholet et Samuel Laurent pour les agréables heures de discussion et de réflexion sur les trop nombreux problèmes rencontrés, ainsi que la confection maison de capteurs de précision.

Sincère remerciement à Christophe Bayart et Damien Christaens pour leurs mises en garde et conseils lors de la conception du dispositif et des expériences. Leur expertise nous a fait gagner un temps précieux.

Nous voulons ensuite remercier Antoine Bietlot pour avoir développé le logiciel de contrôle des vérins, pour sa disponibilité à tout moment de la semaine, sa présence et son soutien durant les longs essais réalisés.

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 à Sophie Labrique de nous avoir prêté du matériel audio et vidéo durant les semaines d'expériences.

Merci à Viviane Delmarcelle et Nathalie Sergoigne d'avoir traité toutes nos trop nombreuses demandes administratives.

Pour les capteurs supplémentaires, nous tenions à remercier monsieur Amine Ouaar de l'ECAM et monsieur Didier Bousmer de la SPW.

Nous adressons finalement un grand merci à nos familles et amis pour leur soutien, leurs nombreuses relectures et avis critiques.

Abstract

This thesis explains the conception, mounting and execution of an experimental setup at the “Laboratoire d’Essais mécaniques, Structures et Génie Civil” (LEMSC). The aim of this setup is to produce quasi-static earthquake-resistant tests of high scale architectural structural elements. It was validated during a test on a ground-floor wall corresponding to a four floors building subjected to a medium seismicity.

Special attention is given to the establishing of the quasi-static earthquake-resistant protocols of tests. The use of digital models enables us to create a method to obtain the protocols adapted to the tested walls types. It is applied here to the scenarios of a standard reinforced concrete wall. This same model is used and validated for a wall containing memory steel armatures. It is used and validated by Tristan Herrezeel and Fabrice Rigot in their complementary dissertation "Dimensionnement parasismique et performance de voiles en béton armé contenant des armatures en alliage à mémoire de forme".

This work is also the occasion to test a new measuring method: the "Digital Image Correlation". Normally foreseen for limited scale samples, it is validated by comparing its results with the classical measuring methods for a 2 square meters surface.

Résumé

Ce travail de fin d’études développe la conception et la réalisation d’un dispositif expérimental au "Laboratoire d’Essais mécaniques, Structures et Génie Civil" (LEMSC). Ce dispositif permet de produire des essais parasismiques quasi-statiques sur des éléments structurels de grande échelle. Il est validé lors d’un test sur un mur de rez-de-chaussée d’un bâtiment de R+3 étages subissant une sismicité moyenne.

Une attention particulière est donnée à la détermination des protocoles d’essais quasi-statiques. L’utilisation de modèles numériques nous permet de créer une méthode pour obtenir des protocoles adaptés à différents types de mur ductile. Elle est appliquée ici aux scénarios d’un mur en béton armé ainsi que d’un mur avec des armatures en alliage à mémoire de forme. Le modèle numérique et la caractérisation de cet alliage ont été réalisés par Tristan Herrezeel et Fabrice Rigot dans leur travail de fin d’études complémentaire intitulé "Dimensionnement parasismique et performance de voiles en béton armé contenant des armatures en alliage à mémoire de forme".

Ce travail est aussi l’occasion de tester une nouvelle méthode de mesure : la "Digital Image Correlation". Normalement prévue pour des échantillons de taille limitée, elle est validée par une comparaison avec des méthodes de mesure classique pour une zone de 2 mètres carrés.

Table des matières

1 Introduction et objectifs **6**

2 Mise en situation et dimensionnement du bâtiment **8**
2.1 Contexte sismique 8
2.1.1 Définition du spectre élastique et de calcul 9
2.2 Dimensionnement d'un bâtiment représentatif 12
2.2.1 Choix du bâtiment 12
2.2.2 Dimensionnement par la méthode des forces latérales équivalentes 14
2.2.3 Rapport d'envergure de cisaillement 15
2.3 Réponse dynamique non linéaire du bâtiment 16
2.3.1 Modélisation numérique du bâtiment 16
2.3.2 Choix des accélérogrammes appliqués 17
2.3.3 Réponse non linéaire du modèle numérique 20

3 Dispositif d'essai **24**
3.1 État de l'art 24
3.1.1 Les tables vibrantes 24
3.1.2 Les murs de réaction 25
3.1.3 Méthode d'essai sur centrifugeuse 28
3.1.4 Méthode d'essai dynamique hybride en temps réel 29
3.2 Dispositif d'essai proposé 30
3.2.1 Cahier des charges du dispositif d'essai 31
3.2.2 Choix des portiques 32
3.2.3 Dimensions du mur 34
3.2.4 Module de précontrainte 36
3.2.5 Poutre rigide de répartition 37
3.2.6 Stabilisateur anti-déversement 39
3.3 Remarques générales 40
3.3.1 Limitations du dispositif 40
3.3.2 Observations complémentaires 41

4 Élaboration du protocole d'essai **42**
4.1 État de l'art 42
4.1.1 Types de protocole 42
4.1.2 Méthodes existantes 44
4.1.3 Principe des dommages cumulés 45
4.2 Protocole d'essai proposé 45
4.2.1 Interprétation du modèle numérique et développement du protocole d'essai 46
4.2.2 Protocole d'essai proposé 50
4.2.3 Mise à l'échelle du protocole 51
4.3 Différence entre les protocoles 53
4.3.1 Différence entre les différents protocoles existants 53
4.3.2 Différence entre le protocole du RC et du RC+SMA 55
4.4 Couplage des vérins horizontaux et verticaux 56

5 Instrumentation du mur et du dispositif d'essai **57**
5.1 Ouverture de fissures sur le mur 57
5.1.1 Relation entre les déformations induites par flexion et cisaillement 57
5.1.2 Prévisions de fissuration 58
5.1.3 Disposition des capteurs 59

5.2 Déformations hors plan . . . 64
5.3 Déplacement en tête de mur . . . 66
5.4 Confirmation par corrélation d'images (DIC) . . . 67
5.4.1 Explication du logiciel . . . 67
5.4.2 Matériel nécessaire et configuration utilisée . . . 69

6 Déroulement et résultats des essais 72
6.1 Observation du bon déroulement . . . 72
6.1.1 Lancement du test . . . 73
6.1.2 Prise de mesure durant les LS . . . 74
6.1.3 Interruption des essais . . . 75
6.1.4 Problèmes généraux . . . 75
6.2 Validation des données obtenues . . . 76
6.2.1 Bracon anti-déversement . . . 76
6.2.2 Vérification de la DIC par comparaison avec les DEMEC . . . 77
6.2.3 LVDT . . . 78
6.2.4 Micromètres Mitutoyo . . . 81
6.3 Résultats . . . 81
6.3.1 Diagramme force-déplacement . . . 82
6.3.2 Calcul de la courbure . . . 82

7 Conclusion 84

8 Annexes 85

A Descente de charge 85

B Transformation des accélérogrammes 85

C Déplacement en tête de mur en fonction du temps 88

D Plans de coffrage et ferraillage 92

E Plans des éléments fabriqués 102

F Matériel utilisé 108

G Modélisation et dimensionnement d'éléments du dispositif 109
G.1 Dimensionnement tablier . . . 109
G.2 Dimensionnement précontrainte des Dywidags . . . 110
G.3 Dimensionnement au glissement du mur . . . 111

H Budget alloué à l'essai 112

I Liste de capteurs utilisés 113

J Recette peinture à la caséine 114

K Plans de l'instrumentation 115

L Dimensionnement des modules de billes 117

M Code Matlab **117**
M.1 Script optimisant l'accélérogramme 117
M.2 Final Analyser 119
M.3 Script réalisant le protocole 120

1 Introduction et objectifs

Les catastrophes naturelles causent beaucoup de dégâts humains, matériels et écologiques. Heureusement, les progrès technologiques ont permis de grandement limiter leurs impacts. La figure 1.1 exprime bien cette décroissance. Elle montre également que durant les deux dernières décennies le nombre de victimes causées par les séismes reste constant et significativement supérieur aux autres catastrophes. Le génie parasismique s'emploie à essayer de trouver des solutions permettant de diminuer les conséquences dramatiques de tels évènements.

Lors d'un tremblement de terre, la propagation des ondes sismiques met la masse d'un bâtiment en mouvement. Ce mouvement peut être traduit par un ensemble de forces horizontales auxquelles l'édifice devra résister en plus de ses charges gravitiques habituelles. Pour y résister, il existe différentes méthodes de conception des bâtiments qui sont liées aux matériaux utilisés et au type de structure de contreventement du bâtiment.

Nous nous intéresserons aux structures en béton armé en y intégrant un nouveau matériau : l'alliage à mémoire de forme (en anglais "shape memory alloy" (SMA)). Ce type d'alliage a comme particularité d'être super-élastique. Cette caractéristique lui permet de se déformer d'au moins 5% sans garder de déformation plastique résiduelle une fois relâché. En comparaison, un acier "classique" commence à plastifier après une déformation de moins de 0,3%. En l'intégrant aux structures sous forme de barre d'armature, il permettrait de dissiper l'énergie des séismes tout en permettant à la structure de revenir à sa position initiale.

Dans le cas du béton armé, il existe trois grandes catégories structurelles capables de reprendre les forces horizontales générées par le vent ou un séisme : les portiques, les murs de grandes dimensions et les murs ductiles.

Pour le cas des portiques ("poutre faibles - poteaux forts"), les nœuds entre les colonnes et les poutres forment des rotules plastiques aux extrémités des poutres pour dissiper l'énergie. Il faudra alors mettre les barres d'armature en SMA au bout de chacune des poutres.

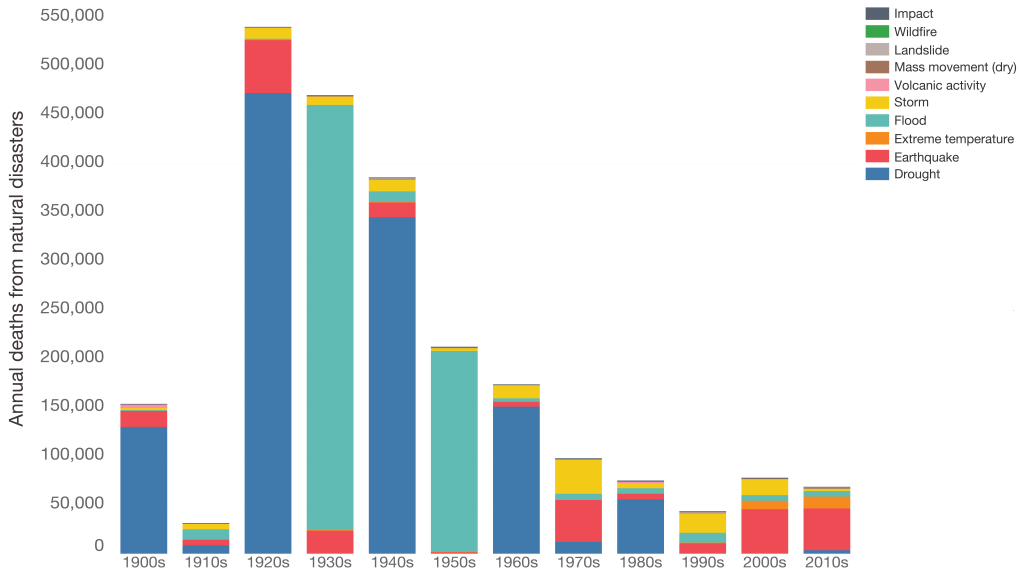


Figure 1.1 – Évolution du nombre de morts dus aux catastrophes naturelles par décennie réalisé en 2018 selon les bases de données "OFDA/CRED" [1]

Les murs de grandes dimensions (dont la longueur est plus grand 2/3 de la hauteur) dissipent en partie l'énergie sismique en se soulevant temporairement ou directement dans le sol par rotation de corps rigide. L'intégration de SMA ne serait d'aucune utilité.

En ce qui concerne les murs ductiles, on dispose dans chaque direction principale du bâtiment un ou plusieurs murs permettant de contreventer l'ensemble. Les colonnes doivent alors uniquement supporter les charges verticales lorsque le bâtiment se déforme latéralement.

Pour dissiper l'énergie transmise par un séisme, ces murs peuvent s'assimiler à des poutres encastrées dans le sol. Ils fléchissent sous l'action du séisme et se fissurent à leur base en formant une rotule plastique là où les contraintes sont les plus importantes. On remarque que les zones latérales extrêmes des murs, appelées zones de rive, sont particulièrement sollicitées. Lors du dimensionnement, il faut, dans les zones de rives, augmenter la résistance en compression en confinant le béton et assurer une quantité suffisante d'armatures longitudinales pour résister à la traction.

Le but de la recherche est d'étudier expérimentalement les performances d'un mur ductile en béton armé possédant des barres d'armature en SMA dans sa zone de rotule plastique. Des essais ont déjà permis de faire une première comparaison avec des résultats encourageants mais leurs dispositifs sommaires ne permettent pas d'être représentatifs de la réalité. Pour innover dans le domaine, le dispositif réalisé permettra d'imposer une charge sismique couplée aux forces induites par le mouvement du bâtiment. Il sera utilisé pour réaliser des essais sur deux murs ductiles soumis à une même charge sismique. Le premier mur en béton armé est dimensionné en accord avec les normes européennes de l'Eurocode 8. Dans le second, les armatures longitudinales en acier de construction "classique" sont remplacées par des armatures en SMA. Comme cet alliage est onéreux, nous nous limitons aux zones les plus sensibles, dans notre cas, les extrémités de la base du mur du rez-de-chaussée.

Dans le cadre de ce travail de fin d'études, nous nous attardons sur le volet expérimental de la recherche. Inscrit dans une optique de continuité, ce mémoire présente les hypothèses et les choix pris pour réaliser les tests parasismiques dans le *Laboratoire d'Essais mécaniques, Structures et Génie civil* (LEMSC) lié à l'*Institut de Mécanique, de Matériaux et de Génie Civil* (IMMC).

Ce travail a été réalisé en étroite collaboration avec deux autres étudiants mémorants, Tristan Herrezeel et Fabrice Rigot. Leur partie s'intéresse à la caractérisation du SMA et son utilité dans le génie parasismique. Ils ont compilé leurs résultats dans un travail de fin d'études complémentaire au nôtre ([2]). Nos deux travaux étant fortement liés, nous vous renvoyons vers leur partie pour plus d'explications et de détails sur les caractéristiques des deux murs en béton testés, sur les propriétés de l'alliage à mémoire de forme et pour mieux comprendre les modèles numériques utilisés.

Quant à notre document, il est divisé en cinq parties. Nous présentons, dans la première, le contexte sismique choisi et le bâtiment prototype. Nous étudions son déplacement dans le temps à travers différentes analyses dynamiques et non linéaires. La deuxième partie présente le dispositif développé au LEMSC pour réaliser des essais expérimentaux sur ce bâtiment mis à l'échelle. Il doit être capable d'y imposer l'action sismique. Dans la troisième partie, nous partons des résultats des analyses dynamiques obtenus dans la première partie pour les transformer en un protocole d'essai cohérent et représentatif du contexte sismique. Dans le chapitre suivant, nous abordons les différents systèmes de mesure utilisés. Nous y évoquons les choix faits pour essayer d'obtenir des informations précises et exploitables lors de chaque essai. Finalement, nous exposons dans la dernière partie les résultats obtenus et faisons une critique des choix faits lors de la conception du dispositif. Nous finissons ce travail en reprenant les objectifs atteints et la suite possible de la recherche.

2 Mise en situation et dimensionnement du bâtiment

La première étape est de définir le cadre général de notre travail. Dans ce chapitre, nous abordons les nombreuses hypothèses et choix faits pour modéliser un bâtiment de manière réaliste. Ces choix permettent d'ancrer notre recherche dans la réalité. On commence par définir un contexte sismique représentatif d'une région à sismicité moyenne. Ensuite, on y dimensionne un bâtiment-type et on le modélise numériquement. Nous présentons finalement différents résultats utiles à partir des analyses non-linéaires dynamiques réalisées.

2.1 Contexte sismique

La région du nord-ouest de l'Europe, qui s'étend sur la France, les Pays-Bas, la Belgique ou encore sur l'Allemagne, est caractérisée par une activité sismique faible à modérée. Pourtant on peut y observer et y ressentir presque chaque année des tremblements de terre. Certains d'entre eux provoquent des dégâts pouvant être significatifs. Cela a été par exemple le cas dans la région liégeoise le 8 novembre 1983 (M_L 4,7) ainsi que dans la région de Roermond aux Pays-Bas en 1992, fortement ressenti jusqu'en Belgique [3]. Les dégâts engendrés par ces deux évènements ont montré la vulnérabilité de nos villes vis-à-vis de séismes. De plus, des recherches historiques révèlent que des évènements sismiques allant jusqu'à une magnitude de 6,5 se sont déjà produits par le passé et peuvent donc logiquement se reproduire (figure 2.1). Ce type d'évènement aurait des conséquences sérieuses en termes de vies humaines ainsi qu'en termes de coût de réparation et de reconstruction, sans parler de l'aspect écologique. Malgré cela, lors d'un dimensionnement d'un bâtiment, le risque sismique est trop souvent sous-estimé voire ignoré. L'Eurocode 8 compilant les règles du génie parasismique apparait en 1994 et est officialisé en 2002. Actuellement, il n'est pas contraignant sauf sous indications explicite du maitre d'ouvrage [4].

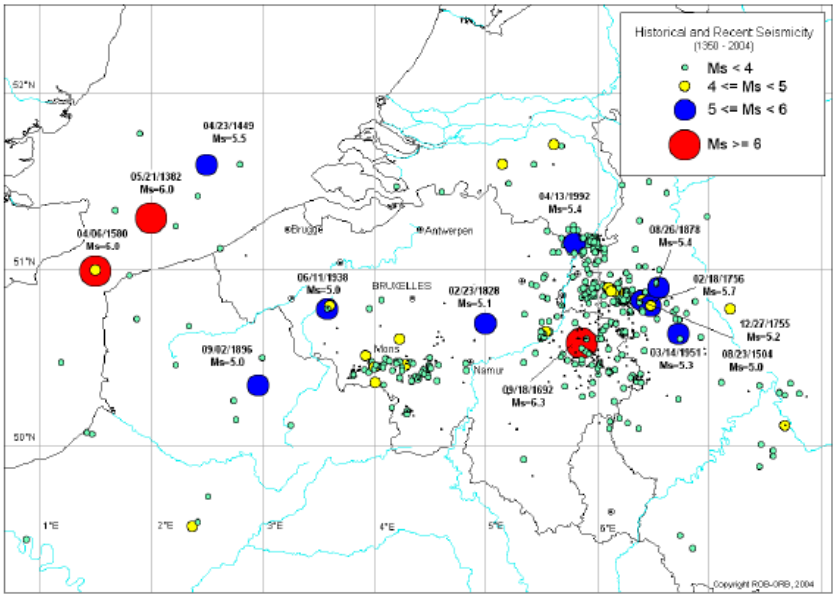


Figure 2.1 – Activité sismique en Belgique et dans les régions voisines depuis l'an 1300 [3]

2.1.1 Définition du spectre élastique et de calcul

Pour faire le dimensionnement d'un bâtiment selon l'Eurocode 8, l'ingénieur a besoin de connaitre quatre paramètres liés à la localisation et au type de bâtiment [5]. Nous allons les déterminer pour la région considérée :

1. L'**aléa sismique** est le niveau de tremblement de terre susceptible de se produire dans une région donnée selon une période de retour donnée. Il est souvent lié à la magnitude et donc l'accélération maximale. Dans l'Eurocode, cet accélération maximale (a_{gR}) (en anglais *peak ground acceleration* (PGA)) est calculé au niveau du sol rocheux et est noté en pourcentage de l'accélération gravitationnelle (g). À partir d'évènements sismiques passés, le sismologue détermine la période de retour du PGA. Cette période de retour est définie dans l'Annexe National Belge (ANB) de l'Eurocode 8 et vaut 475 ans. Elle signifie que le bâtiment a 10% de chance de subir une accélération supérieure au PGA dans les 50 ans et qu'il doit garder son intégrité structurale et une capacité portante résiduelle après le séisme. Malheureusement, ce type de prédiction comporte une incertitude très importante. En effet, les séismes se produisent chaque fois dans des endroits différents, il est donc très difficile de prédire le lieu suivant. D'autre part, la variabilité des mouvements sismiques empêche de prédire avec précision les mouvements du sol. Malgré les recherches dans le domaine, l'aléa sismique se calcule donc en grande partie sur base d'évènements enregistrés.

   En se basant sur la carte des risques sismiques globaux "OpenQuake" [6], on observe qu'en Belgique le PGA atteint 0,2[g] (figure 2.2). Or, l'ANB recommande d'utiliser un PGA maximal de 0,1[g]. Dans nos calculs, nous considérons donc la borne supérieure de 0,2[g] pour être du côté de la sécurité.

2. La **classe de sol** est basée sur les conditions locales du sol. L'Eurocode [7] les répartit en sept classes en fonction du profil stratigraphique (A, B, C, D, E, S1 et S2). Chaque classe de sol correspond à une valeur différente du paramètre S (tableau 2.2). Dans notre cas, nous avons pris l'hypothèse d'un sol de classe C : *"Dépôts profonds de sable de densité moyenne, de gravier ou d'argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres"*.

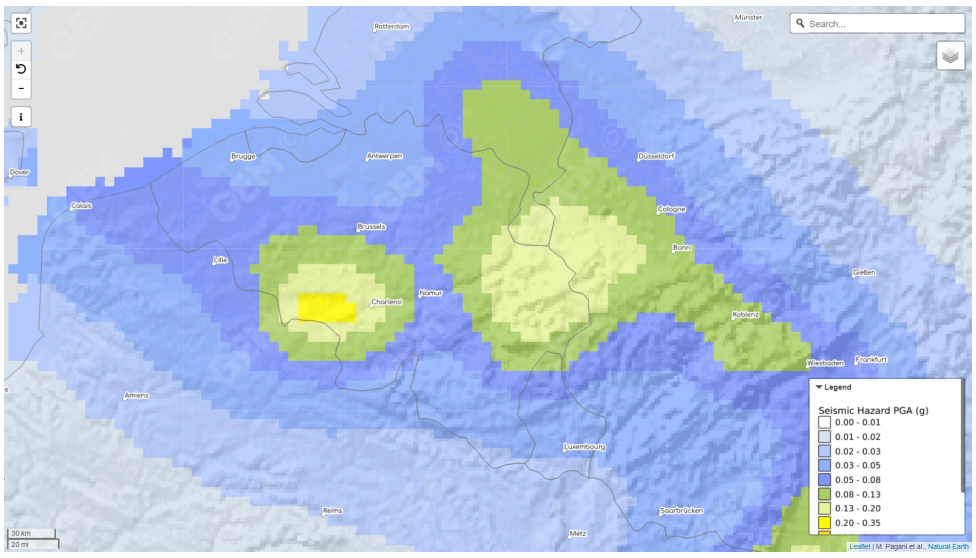


Figure 2.2 – Carte des risques sismiques globaux du modèle mondial de tremblement de terre (GEM) en version 2018.1

3. Le **coefficient d'importance du bâtiment (γ)** est défini en fonction de la Catégorie d'importance du bâtiment. Allant de I, la plus basse pour les hangar, à IV, la plus haut pour les bâtiments stratégiques, un bâtiment de bureau a une importance de II, ce qui correspond à $\gamma = 1$.

4. La **distance par rapport à l'épicentre** influence l'intensité ressentie. En fonction de la distance à l'épicentre et de la magnitude d'un séisme, l'Eurocode définit deux types. Le premier type correspond à des séismes de moyenne à grande intensité ($M_L \geq$5,5) dont l'épicentre se situe loin du bâtiment. L'accélération engendrée à la surface est alors importante pour le dimensionnement. Le second type correspond à un séisme de plus faible intensité mais avec une courte distance à l'épicentre. À cause de la proximité du séisme, le bâtiment peut également subir des dégats. Pour la suite, on choisira des séismes de type I, loin de l'épicentre.

Ces hypothèses permettent de définir un spectre de réponse élastique ($S_e(T)$) du mouvement sismique (figure 2.3). Ce spectre permet de déterminer, selon la période fondamentale d'un bâtiment l'accélération maximale à laquelle il sera soumis.

Comme son nom l'indique, le spectre élastique ne prend pas en compte l'inélasticité du bâtiment et donc pas sa ductilité. La ductilité d'une structure lui permet de se déformer plastiquement sans perdre de sa résistance ce qui lui permet de dissiper l'énergie imposée par les séismes. Pour tenir compte de la ductilité, on ajoute un coefficient de comportement (q) qui réduit le spectre élastique pour construire le spectre de calcul (en anglais *design*) ($S_d(T)$) (figure 2.3). Le coefficient q est compris entre 1,5 pour les structures peu dissipatrices et 6 pour les structures très dissipatrices. Dans notre cas, ce coefficient vaut 4 pour trois raisons :

- Le voile est dans un plan unique. Il n'est pas en forme de L ou de U. Il n'est pas couplé à un autre mur, c'est-à-dire qu'il n'y a qu'un seul mur dans une même coupe du bâtiment (figure 2.6).
- La classe de ductilité est élevée (DCH). Cela impose des critères plus stricts dans le dimensionnement. Ces paramètres particuliers sont utilisés dans le dimensionnement fait dans le TFE complémentaire [2].
- La période fondamentale du bâtiment vaut 0,66. Elle a été déterminée via la modélisation du bâtiment sur *Opensees* (voir section 2.3).

Maintenant, nous avons tous les éléments pour calculer le spectre élastique et de calcul grâce aux équations de l'Eurocode 8 (tableau 2.1). Leurs expressions résultent d'une analyse statistique de nombreux accélérogrammes associés à des simplifications nécessaires pour faciliter l'utilisation. Ils fournissent une courbe moyenne représentative de la réalité et s'expriment suivant les équations suivantes :

	Spectre élastique $S_e(T)$	Spectre de calcul $S_d(T)$
$0 \leq T \leq T_B$	$a_g S(1 + \frac{T}{T_B}(2,5\eta - 1))$	$a_g S\left(\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B}\left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3}\right)\right)$
$T_B \leq T \leq T_C$	$2,5 a_g S \eta$	$a_g S \frac{2,5}{q}$
$T_C \leq T \leq T_D$	$2,5 a_g S \eta \frac{T_C}{T}$	$\begin{cases} = a_g S \frac{2,5}{q}\left(\frac{T_C}{T}\right) \\ \geq \beta a_g \end{cases}$
$T_D \leq T \leq T4S$	$2,5 a_g S \eta \frac{T_C T_D}{T}$	$\begin{cases} = a_g S \frac{2,5}{q}\left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right) \\ \geq \beta a_g \end{cases}$

Table 2.1 – Équations décrivant les différents spectres selon l'Eurocode 8

Paramètre	S	T_B	T_C	T_D
coefficient	1,15	0,2 [s]	0,6[s]	2[s]

Table 2.2 – Coefficients

Nous définissons le coefficient de correction de l'amortissement (η) déterminé par la formule $\sqrt{10/(5+\xi)}$. Il vaut 1 si on considère 5% de facteur d'amortissement visqueux pour le bâtiment. Le coefficient de limite inférieure (β) égale 0,2 pour tenir compte des incertitudes pour les structures à longue période fondamentale, comme imposé par l'Eurocode 8.

Le spectre élastique sera utile pour l'analyse dynamique expliquée dans la section 2.3. Le spectre de calcul, quant à lui, nous sera utile dans le prédimensionnement de notre bâtiment représentatif.

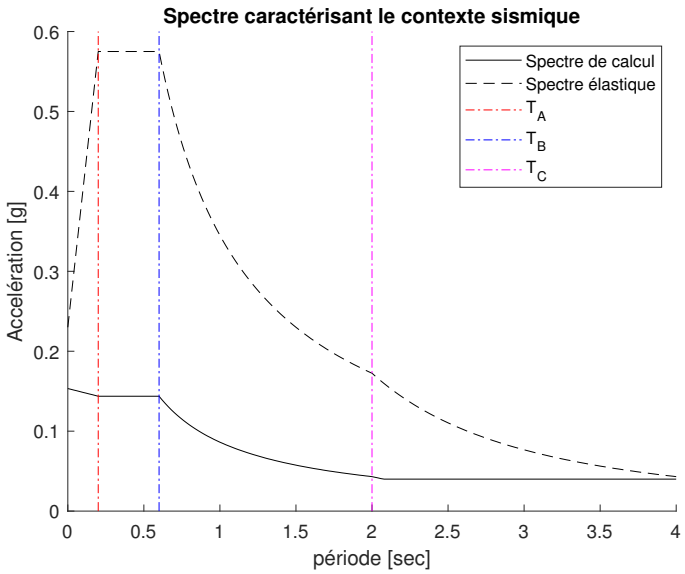


Figure 2.3 – Spectre élastique et spectre de calcul du contexte sismique

2.2 Dimensionnement d'un bâtiment représentatif

2.2.1 Choix du bâtiment

Nous avons choisi un bâtiment de bureaux représentatif de la zone sismique considérée (figure 2.4). Le bâtiment possède une structure en béton armé poutre-colonne ainsi que différents voiles en béton armé permettant de reprendre les efforts latéraux tels que le vent, les tremblements de terre, les vagues de tsunami, etc. Composé de 4 niveaux, il fait 12 mètres de haut. Chaque étage de 350$[m^2]$ est porté par 17 colonnes et 4 voiles en béton armé. Notre analyse se penchera sur l'un des quatre voiles. Il fait 2,4 [m] de long, 0,3[m] d'épaisseur et la hauteur d'un étage. Le plan d'un étage type est visible sur la figure 2.5 et permet de déterminer la zone d'influence du voile considéré pour sa reprise de charges (en bleu).

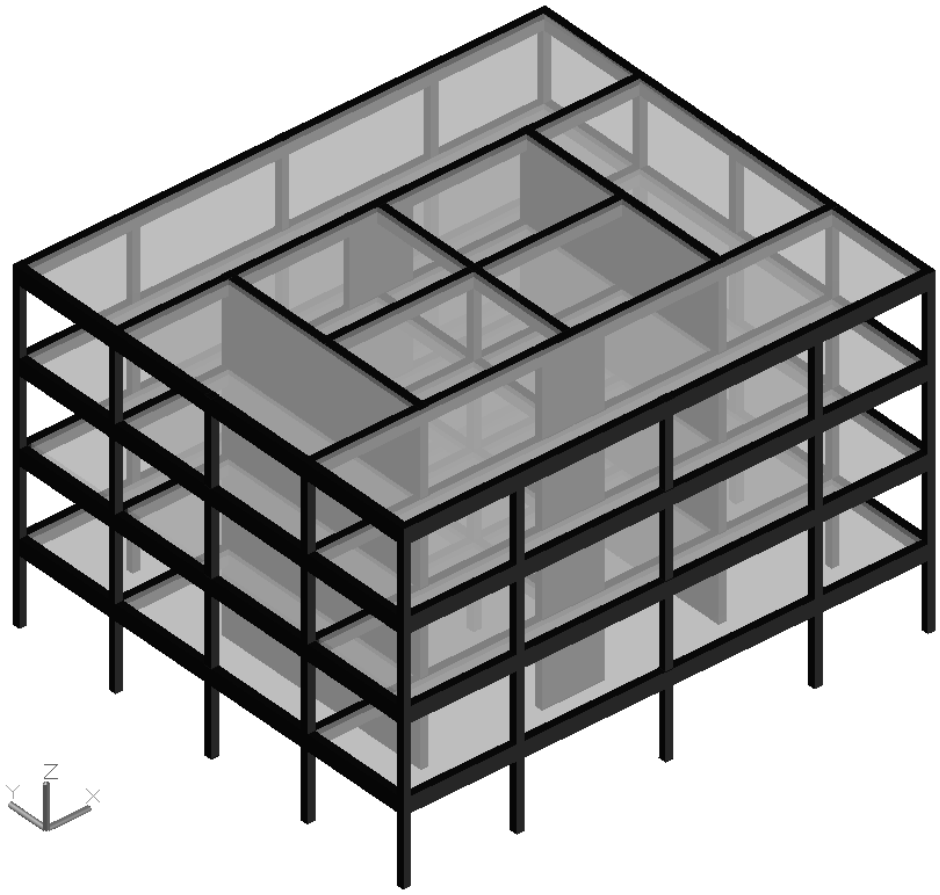


Figure 2.4 – Représentation en 3 dimensions du bâtiment considéré

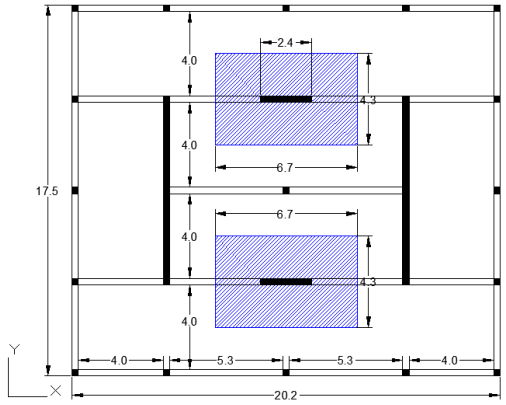


Figure 2.5 – Plan type d'étage

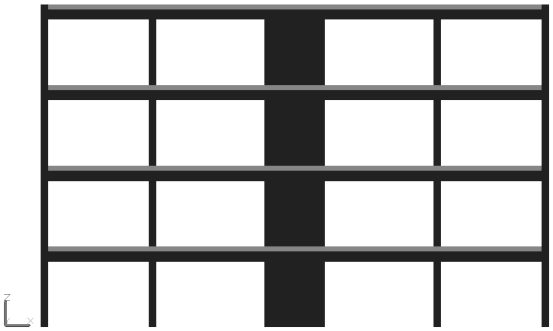


Figure 2.6 – Coupe dans le plan du voile étudié

Pour le dimensionnement du bâtiment, il faut déterminer les charges qui s'appliquent sur le voile ainsi que la masse à chaque étage. Pour cela, nous avons pris des hypothèses concernant les charges appliquées :

Localisation	Type	Charge	Unité
Étage type	Permanente	2	kN/m^2
	Variable	3	kN/m^2
Toiture	Permanente	1	kN/m^2
	Variable	1	kN/m^2

Table 2.3 – Chargement du bâtiment

Les charges variables ont un facteur d'accompagnement de 0,3. En plus de ces charges, on considère le poids propre de la structure en béton armé ($\gamma_{RC} = 25[kN/m^3]$). La structure est composée de colonnes de 0,3x0,3$[m^2]$, de poutres en T de hauteur de 0,6$[m]$, de dalles de 0,19$[m]$ d'épaisseur et de voiles de 0,3$[m]$ d'épaisseur.

A partir de ces valeurs, on peut déterminer les charges sur le voile étudié. Il porte les 3 étages et la toiture avec une zone d'influence de 4,3x6,7$[m^2]$. On trouve une charge totale en tête de voile de 1050,32[kN] à partir de l'équation 2.1.

$$N_{ed} = \sum_i PP_i + \sum_i G_{k,i} + \sum_i \psi_{E,i} Q_{k,i} \tag{2.1}$$

Type de charge	Élément	Calcul	Résultat	Unité	Nombre
Poids Propre	Dalle	(6,7x4,3x0,19)x25=	136,84	[kN]	4
	Voile	(3x2,4x0,3)x25=	54	[kN]	3
	Demi-poutre	(2,15x0,6x0,3)x25=	6,61	[kN]	8
Permanente (G_k)	Étage type	(6,7x4,3)x2=	57,62	[kN]	3
	Toiture	(6,7x4,3)x1=	28,81	[kN]	1
Variable (Q_k)	Étage type	(6,7x4,3)x3x0,3=	25,92	[kN]	3
	Toiture	(6,7x4,3)x1x0,3=	8,64	[kN]	1
		Total	1050,32	[kN]	

Table 2.4 – Descente de charge pour le voile étudié

Le ratio de charge axial du mur (en anglais *axial load ratio* (ALR) noté ν) permet de déterminer si un élément est fort sollicité en compression ou non. Pour le calculer, nous considérons un béton C35/45 qui a une résistance caractéristique en compression (f_{ck}) égale à 35.

$$\nu = \frac{N_{ed}}{Aire\ .\ f^*_{cd}} = \frac{1050,32}{(300\ .\ 2400)\ .\ \frac{0,85.35}{1,5}} = 7,29\% \tag{2.2}$$

La charge subie par le voile correspond à 7,29% de sa charge maximale avant plastification en compression. Pour des voiles en béton armé, l'ALR est rarement supérieur à 10% (Lu et al. [8]).

Pour les analyses expliquées dans la section 2.2.2, nous devons déterminer la masse totale de chaque étage. De la même manière que pour la descente de charge, nous déterminons les masses suivantes (annexe A) :

Étage	Masse
Type	366,4 [ton]
Toit	279 [ton]

Table 2.5 – Masse de chaque étage

2.2.2 Dimensionnement par la méthode des forces latérales équivalentes

En se basant sur la seconde loi de Newton $\vec{F} = m\vec{a}$, une accélération en base de bâtiment va entraîner la masse du bâtiment et lui imposer une force horizontale. La méthode de la force équivalente va permettre de déterminer les efforts subis par le bâtiment pour permettre de le dimensionner [5]. Cette méthode de l'Eurocode 8 se base sur deux hypothèses :

- La masse totale (M_{tot}) du bâtiment est divisée en masses ponctuelles reprenant l'ensemble des masses d'un étage. Cette masse par étage est alors divisée par le nombre de voiles dans la direction du séisme, dans notre cas par 2.
- Le bâtiment répond principalement selon le premier mode de vibration.

A partir du spectre de calcul, de la période fondamentale et des masses, on peut déterminer la force et le moment à la base du bâtiment.

$$F_b = S_d(T_1)\ .\ M_{tot}\ .\ \lambda \tag{2.3}$$
$$= 1,32\ .\ 689,1\ .\ 0,85 = 773,17\ [kN] \tag{2.4}$$

Avec $\lambda = 0,85$ car notre bâtiment fait plus de 2 étages et $T_1 \leq 2.T_c$. λ est un coefficient de correction qui permet de prendre en compte que la masse modale effective du premier mode de vibration est inférieure à la masse totale du bâtiment. On pourrait considérer que $\lambda = 1$ mais cela surestimerait F_b.

Nous pouvons maintenant déterminer les forces appliquées à chaque étage :

$$F_i = F_b \frac{s_i m_i}{\sum s_j m_j} \tag{2.5}$$

avec :

- F_i est la force horizontale agissant au niveau i ;
- F_b est l'effort tranchant à la base ;
- s_i, s_j sont les déplacements des masses m_i, m_j dans le mode fondamental et

- m_i, m_j sont les masses des niveaux.

ce qui nous donne :

Étage	Masse m_i	Force F_i	Effort tranchant V_i	Moment M_i
4	139,5 [ton]	260,34 [kN]	260,34 [kN]	781 [kNm]
3	183,2 [ton]	256,42 [kN]	516,75 [kN]	2331 [kNm]
2	183,2 [ton]	170,94 [kN]	687,70 [kN]	4394 [kNm]
1	183,2 [ton]	85,47 [kN]	773,17 [kN]	6714 [kNm]

Table 2.6 – Masse, force, effort tranchant et moment à chaque étage calculés par la méthode des forces latérales équivalentes

La méthode des forces latérales équivalentes permet de simplifier les efforts dûs aux séismes par des forces équivalentes à appliquer à des points donnés (figure 2.7).

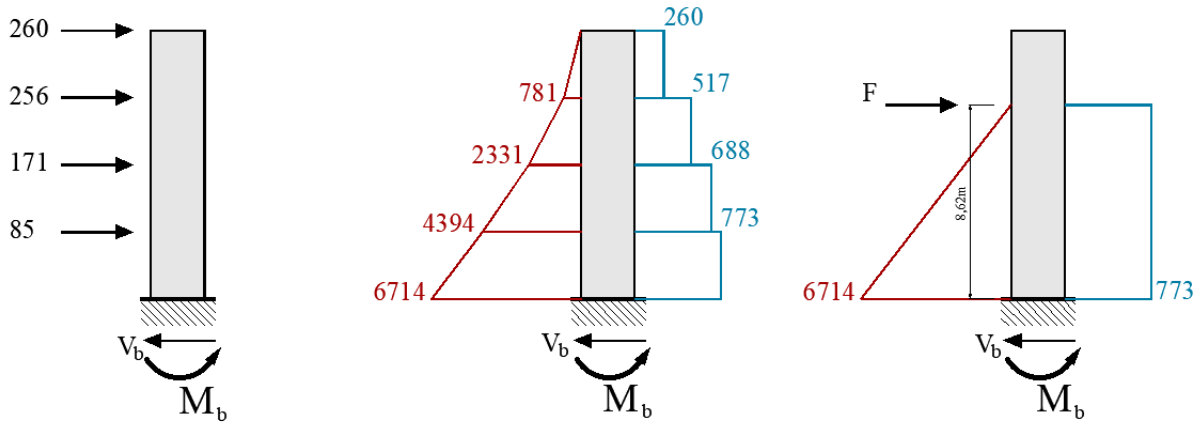


Figure 2.7 – Schéma des efforts appliqués sur le voile

$$\begin{cases} V_b &= 773,17[kN] \\ M_b &= 6713,87[kNm] \end{cases}$$

À partir des données calculées plus haut, on peut déterminer la hauteur d'application de la force équivalente, égale à 8,69m dans notre cas, qui est le rapport entre l'effort tranchant en base (V_b) et le moment à la base (M_b).

2.2.3 Rapport d'envergure de cisaillement

On détermine ensuite le rapport d'envergure de cisaillement (en anglais *shear span ratio* (SSR)) (figure 2.8). Ce ratio se calcule comme le rapport entre le bras de levier du moment et la longueur du mur. Le SSR permet d'estimer le mode de déformation prédominant du mur ductile : au plus le SSR est grand au plus les déformations de flexion vont apparaitre. Inversement, pour un petit SSR les déformations de cisaillement seront plus présentes. Idéalement, ces déformations par effort tranchant doivent être limitées car elles entrainent des modes de rupture fragiles.

$$SSR = \frac{M_b}{V_b \,.\, L_w} = \frac{6714}{773,17 \,.\, 2,4} \tag{2.6}$$

$$= \frac{bras\ de\ levier}{longueur\ du\ voile} = \frac{8,69}{2,4} = 3,62 \tag{2.7}$$

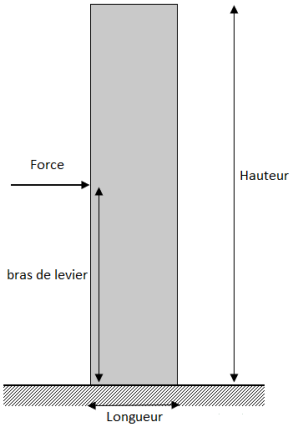


Figure 2.8 – *Shear span ratio*

Dans notre cas le SSR vaut 3,62. On peut donc espérer des déformations principalement dues à la flexion.

2.3 Réponse dynamique non linéaire du bâtiment

Jusqu'à présent, nous avons uniquement utilisé des méthodes simplificatrices et sécuritaires. Dans un second temps nous allons nous baser sur un modèle non-linéaire qui permettra de se rapprocher de la réalité. À partir du contexte sismique, nous pouvons analyser la réponse du modèle numérique de notre bâtiment soumis à différents accélérogrammes représentatifs du contexte sismique.

2.3.1 Modélisation numérique du bâtiment

Il existe différents logiciels capables de modéliser des efforts dynamiques : *Seismostruct®*, *Abacus™*, *Opensees*, etc. Ceux-ci sont capables de reproduire les actions dynamiques d'un séisme sur un bâtiment. Ces logiciels se basent sur différents paramètres et sur les lois constitutives des matériaux utilisés [2] (figure 2.9 et figure 2.10). Dans notre cas, le logiciel doit permettre de remplacer certaines sections d'armature du bâtiment par des armatures en SMA. En effet, dans le bâtiment construit avec des SMA, les barres d'armature ne font pas toute la hauteur du voile de rez-de-chaussée mais uniquement 40 [cm]. Parmi les logiciels cités ci-dessus, seul le logiciel *Opensees* permet de changer de type d'armatures sur une partie d'un élément structurel.

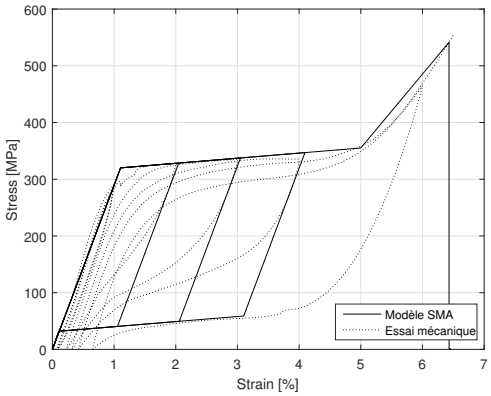


Figure 2.9 – Loi constitutive du SMA déterminée à partir d'un essai au laboratoire et implémentée dans *Opensees*

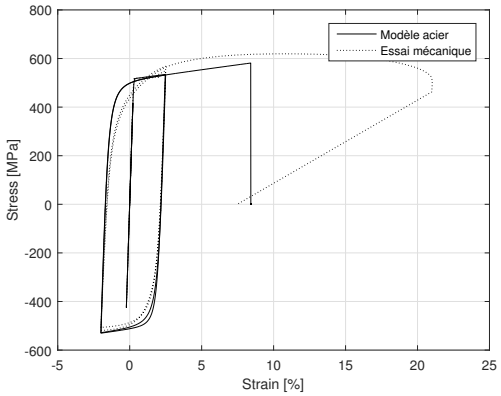


Figure 2.10 – Loi constitutive de l'acier déterminée à partir d'un essai au laboratoire et implémentée dans *Opensees*

Opensees n'étant pas un logiciel simple d'utilisation, pour faciliter sa modélisation, nous avons considéré notre bâtiment comme un oscillateur à quatre masses (figure 2.11). En faisant cette hypothèse, on considère que les colonnes de l'ouvrage ne reprennent que les efforts verticaux et pas les efforts latéraux, seul les éléments plans (voiles) permettent de reprendre les actions horizontales.

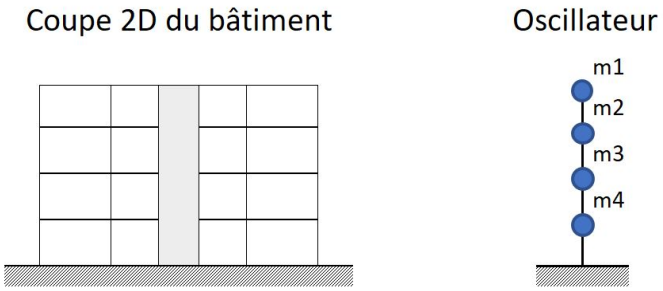


Figure 2.11 – Passage d'une coupe 2D du bâtiment vers un oscillateur à quatre masses

La modélisation du voile et son dimensionnement, conformément à l'EC8, sont décrits avec plus de précision dans le travail de fin d'étude complémentaire (Herrezeel and Rigot [2]).

2.3.2 Choix des accélérogrammes appliqués

L'analyse dynamique non-linéaire est aujourd'hui la manière la plus précise pour comprendre le comportement d'un bâtiment soumis à des excitations sismiques. L'un des problèmes de ce type d'analyse est lié au choix et à la mise à l'échelle des accélérogrammes pour qu'ils soient compatibles avec un spectre élastique associé à un site spécifique. Un autre problème est lié au nombre d'accélérogrammes à utiliser lors d'une analyse dynamique pour obtenir un résultat fiable et représentatif [9].

En règle générale, les accélérogrammes utilisés pour ce genre d'analyse sont de trois types :

- Artificiels : ils sont obtenus en générant une fonction de densité spectrale à partir d'un spectre spécifique de réponse, on en dérive ensuite des signaux compatibles. L'avantage évident d'utiliser les signaux artificiels est lié à la possibilité d'obtenir des séries chronologiques parfaitement compatibles avec les spectres élastique. Cependant, le problème fondamental est qu'un tel type d'accélérogramme est généralement caractérisé par plu-

sieurs cycles de fort mouvement. Ils ne sont pas très représentatifs de la réalité.

- Simulés : ils sont obtenus à partir de modèles de sources sismologiques. Ils prennent en compte la propagation, les effets de chemin et le site. Ces méthodes emploient des simulations stochastiques de sources ponctuelles ou finies et des modèles dynamiques de rupture de faille. Leur mise en œuvre est complexe et fastidieuse, elle est donc difficilement justifiable pour évaluer des structures non critiques.

- Réels : Il s'agit de mouvements de sol enregistrés lors d'évènements sismiques réels survenus dans le passé. Leur grande disponibilité sur de nombreuses bases de données en ligne en fait l'un des meilleurs candidats pour l'évaluation sismique de structures. Cependant, les signaux réels sont caractérisés par une grande variabilité des enregistrements en fonction du scénario (magnitude - distance) et demande donc de nombreuses analyses pour obtenir un résultat fiable.

Selon l'article de Bianchi et al. [9], qui compare les résultats de différentes analyses en fonction du type d'accélérogrammes, le choix d'accélérogrammes réels est le plus représentatif pour réaliser des analyses non linéaires. Nous en avons sélectionné treize grâce à la base de donnée *European Strong Motion Database* [10].

Pour choisir les accélérogrammes, nous sommes partis de notre contexte sismique. Il est très rare d'avoir suffisamment d'enregistrements de séismes pour les paramètres choisis. Nous avons élargi nos recherches aux critères suivants :

- Les séismes auront une magnitude entre 4 et 6,5 pour représenter la sismicité des tremblements de terre importants déjà survenus.
- Les accélérogrammes doivent être enregistrés sur un sol de type C. Moyennement dense, la vitesse de propagation d'onde de cisaillement est entre 180 et 360 $[m/s]$ [7].
- Chaque enregistrement doit avoir un PGA compris entre 0,15 et 0,3 $[m/s^2]$ pour éviter un trop grand facteur d'échelle.
- La distance à l'épicentre doit être plus grande que 13$[km]$, recommandé par Krawinkler et al. [11], pour éviter les phénomènes dus à la proximité (voir section 4.1.1) .
- Un seul enregistrement par station et par séisme sera sélectionné pour éviter de biaiser les résultats [12].
- Il faut un minimum de 7 accélérogrammes [7]. Nous en avons déterminé 13 dans le cas ou certains résultats d'analyses ne seraient pas exploitables.

Il existe différents types de magnitude. Nous ne faisons pas la différence pour le choix des accélérogrammes. Pour information, M_L fait référence à la magnitude selon l'échelle de Richter et est calculée à partir du logarithme en base dix de la valeur maximale de l'amplitude des ondes sismiques. M_W est relié au moment sismique basé sur l'énergie libérée par un séisme.

n^o	Date	Région	Pays	Mécanisme	M_W	M_L	$R_{épi}$	PGA
1	26-10-16	Marche	Italie	Normal	5,4	5,4	26,3	0,165
2	26-10-16	Marche (Aftershock)	Italie	Normal	5,9	5,9	29,4	0,171
3	24-04-88	Lefkada	Grèce	Inverse	-	4,2	16,4	0,279
4	29-05-12	Modena	Italie	Inverse	6	5,8	21,9	0,299
5	26-09-97	Umbria	Italie	Normal	6	5,8	22,3	0,172
6	24-08-16	Umbria	Italie	Normal	5,3	5,4	33,3	0,178
7	30-10-16	Umbria	Italie	Normal	4,5	4,6	25,2	0,167
8	20-05-12	Emilia-Romagna	Italie	Inverse	6,1	5,9	16,1	0,303
9	15-04-78	Lipari	Italie	Décrochement	-	4,1	23,4	0,162
10	17-07-01	Trentino-Alto Adige	Italie	Inconnu	4,8	5,3	25,9	0,170
11	26-08-01	Düzce	Turquie	Décrochement	5,2	4	24,2	0,186
12	24-10-06	Bursa	Turquie	Normal	4,8	4,6	14,5	0,182
13	27-06-98	Adena	Turquie	Décrochement	6,2	5,9	48,2	0,277

Table 2.7 – Différents accélérogrammes choisis [10]

La colonne *"mécanisme"* reprend les différents mécanismes de rupture de faille visible sur la figure 2.12.

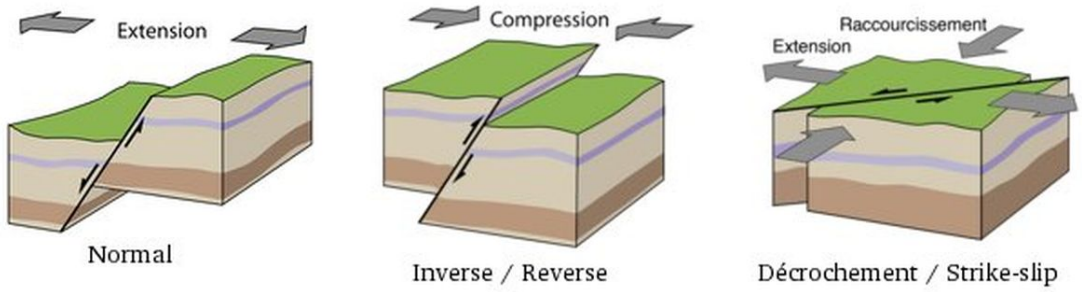


Figure 2.12 – Mécanismes de rupture de faille [13]

Ces données brutes ne sont pas encore complètement représentatives ni utilisables. Nous devons encore leur appliquer différentes transformations numériques :

Déterminer l'axe d'intensité maximale : En 1975, Penzien and Watabe [14] ont démontré avec l'université de Berkeley la présence d'un repère principal lors de secousses sismiques. Un tremblement de terre fournit trois accélérogrammes (deux horizontaux et un vertical). En considérant ces trois phénomènes comme aléatoires et non-stationnaires, ils ont démontré que les axes principaux correspondent aux directions de variance maximum, minimum et intermédiaire et que leur covariance associée est nulle. Nous avons suivi leur méthode et trouvé cet axe d'intensité maximale pour chacun de nos accélérogrammes (annexe B).

Mise à l'échelle : La grande variabilité des accélérogrammes réels contraint les chercheurs à effectuer de nombreuses analyses pour obtenir une estimation stable de la réponse inélastique de la structure (Bianchi et al. [9]). Il peut être réduit significativement en diminuant la variance entre le spectre désiré et celui appliqué. Il s'agit ici d'un compromis qui transforme en quelque sorte l'accélérogramme réel en artificiel bien que celui-ci garde la plupart, si pas toutes

ses propriétés naturelles. Ce choix est essentiellement un compromis entre le pragmatisme des ingénieurs et la rigueur de la sismologie, pour réduire le temps d'analyse tout en évitant l'utilisation d'accélérogrammes complètement artificiels.

Pour cette mise à l'échelle, nous utilisons le logiciel *SeismoMatch* ®. Il permet de modifier n'importe quel accélérogramme pour le faire correspondre à un spectre précis en utilisant l'algorithme des ondelettes défini par Hancock et al. [15] en 2006 (figure 2.13). Cette méthode se base sur trois étapes appliquées de façon itératives :

1. Calculer la réponse élastique du système à un degré de liberté (1DDL) subissant l'action de l'accélérogramme pour chaque période que l'on veut coupler ;
2. Comparer le pic de chaque réponse pour 1DDL avec l'amplitude voulue par le spectre et déterminer la différence ;
3. Ajouter pour chaque pic une petite onde d'amplitude appropriée à l'accélérogramme et vérifier que le pic corresponde au spectre.

Une hypothèse fondamentale de la méthode est que le temps de réponse maximale ne change pas suite à l'ajout des ondelettes. Cette hypothèse n'est pas toujours valable et peut conduire à une solution divergente. Si cette hypothèse était tout le temps valide, le problème serait linéaire et pourrait se résoudre en une itération.

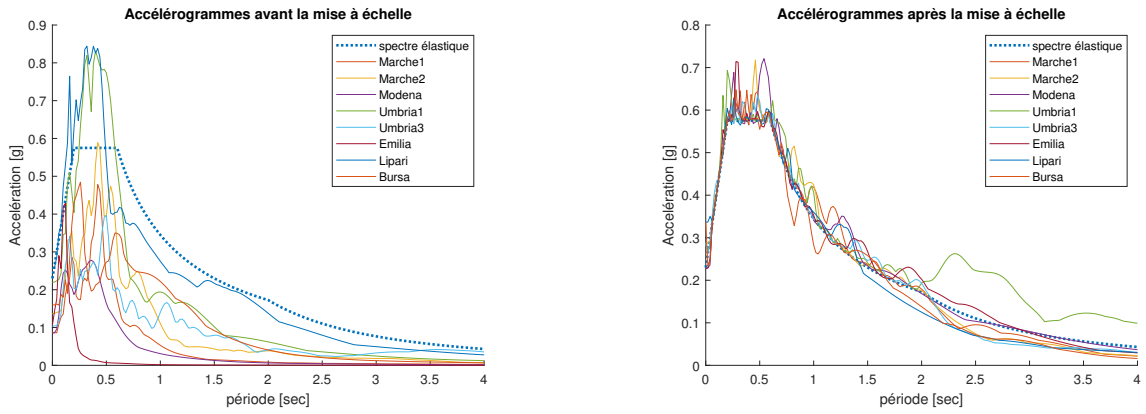


Figure 2.13 – Comparaison entre le spectre élastique défini précédemment dans le contexte sismique et nos différents accélérogrammes avant et après la mise à l'échelle

Ces deux transformations appliquées, nos accélérogrammes sont désormais représentatifs du contexte sismique qui nous intéresse et nous pouvons les appliquer à notre modèle numérique.

2.3.3 Réponse non linéaire du modèle numérique

Le modèle étant réalisé et les accélérogrammes choisis, nous pouvons observer l'évolution de notre bâtiment dans le temps lorsqu'il est soumis à un séisme. Au travers de ces analyses, on obtient différentes informations intéressantes :

Le déplacement de la dalle du premier étage par rapport à la force en base : Ces types de graphes vont permettre de comprendre le lien entre le déplacement en tête de voile et la force à la base du bâtiment. Il est intéressant de déterminer ce lien car il varie en fonction des efforts déjà subis auparavant. En effet, notre modèle prend en compte la non-linéarité des matériaux et la non-linéarité géométrique. Selon la force appliquée le voile va se comporter différemment :

- Au début, le béton n'est pas fissuré et possède une grande raideur ;
- Les premières fissures apparaissent et on remarque une perte de raideur ;
- L'armature commence à plastifier, des déformations irréversibles apparaissent ;
- On atteint un maximum de résistance ;
- Plus ou moins lentement, la résistance diminue au fil des cycles ;
- À partir d'une perte de résistance de 20% de la résistance maximale, on considère qu'on a atteint la rupture théorique du voile.

Sur la figure 2.14, il n'est pas facile de déterminer les différents stades de comportement car l'évolution de la force à la base évolue en fonction du temps, du mode de vibration de la structure et de l'accélération imposée par le séisme. Les stades sont plus visibles si on impose un déplacement cyclique et symétrique dans les deux sens en tête de voile (figure 2.15).

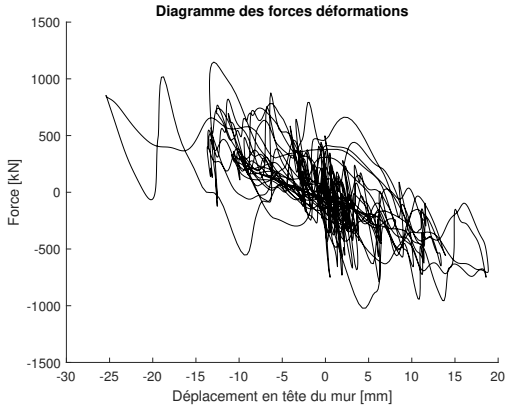


Figure 2.14 – Diagramme force-déplacement dans le bâtiment (RC) lors du séisme Adena

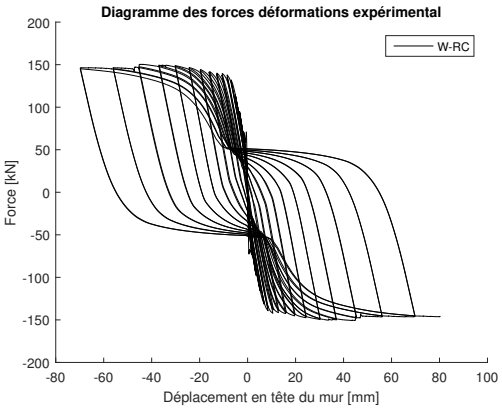


Figure 2.15 – Exemple de diagramme Force-Déplacement dans un bâtiment soumis à protocole de charge quasi-statique

Le déplacement de la dalle du premier étage par rapport au temps : Pour la suite des analyses, notre attention sera portée principalement sur la réponse en déplacement du mur en fonction du temps. Ce déplacement varie en fonction de l'accélération en base et de la réponse du modèle. À la fin du séisme, on remarque un amortissement du déplacement pour arriver à un déplacement résiduel non nul (figure 2.16).

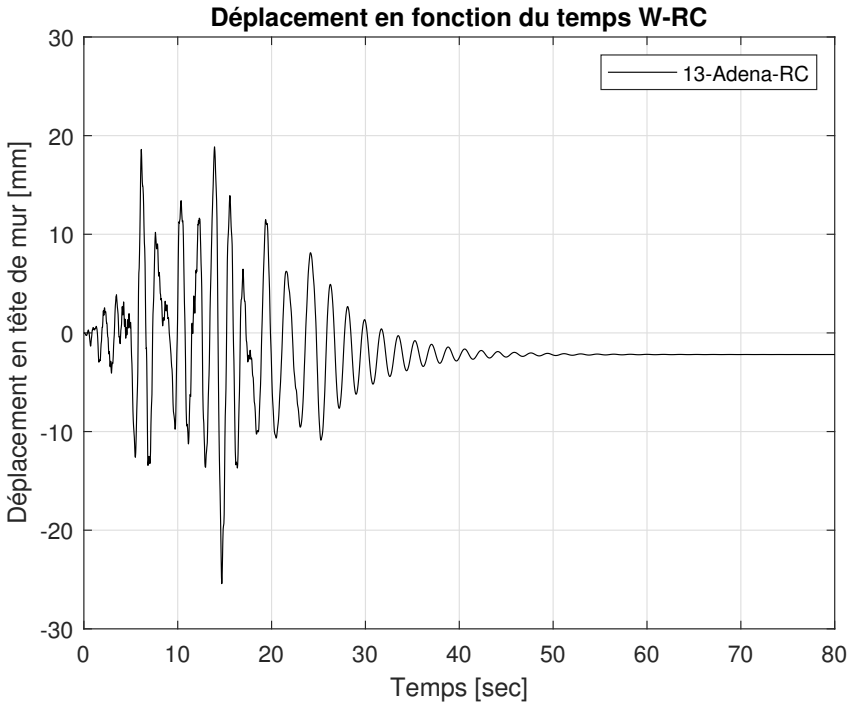


Figure 2.16 – Diagramme déplacement-temps dans le bâtiment (RC) lors du séisme Adena

Ce type de graphe nous permet de déterminer le déplacement maximum imposé par un séisme. À première vue, ce déplacement n'est pas très parlant. Pour pouvoir comparer la réponse d'un mur avec d'autres, on a sélectionné deux critères :

- D'un côté, en divisant ce déplacement maximum par la hauteur du voile, il est possible de calculer le déplacement latéral relatif (en anglais *drift*) :

$$\delta = \frac{\Delta_{max}}{h_{mur}} \tag{2.8}$$

- De l'autre, il est possible de parler en ductilité de déplacement :

$$\mu_{\Delta}(t) = \frac{\Delta(t)}{\Delta_y}[-] \tag{2.9}$$

  avec Δ_y qui vaut le déplacement à la limite d'élasticité équivalente (en anglais *yield displacement* (YD)) et $\Delta(t)$ qui vaut le déplacement à tout instant t. La capacité de ductilité de déplacement du mur est alors déterminée avec le déplacement ultime du mur ($\Delta(t) = \Delta_u$).

Calcul du *Yield displacement* et du déplacement ultime : Il existe plusieurs manières pour déterminer le YD et le déplacement ultime. Ils se calculent à partir d'un essai monotonique avec un déplacement imposé ou de l'enveloppe des résultats des tests cycliques (voir section 4.1.1). La courbe obtenue a trois parties distinctes (figure 2.17) :

1. Une partie élastique où la courbe est pratiquement droite
2. Ensuite, la raideur diminue pour atteindre un déplacement ultime
3. Une phase de perte de résistance

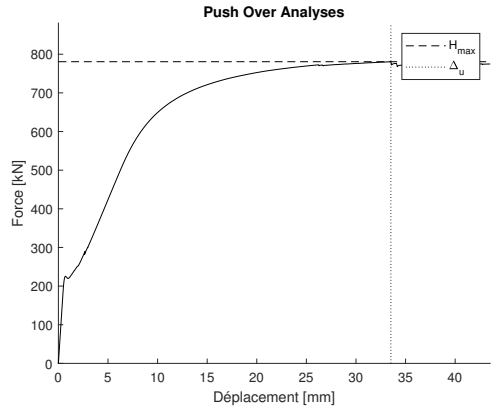


Figure 2.17 – Calcul du déplacement ultime du mur RC

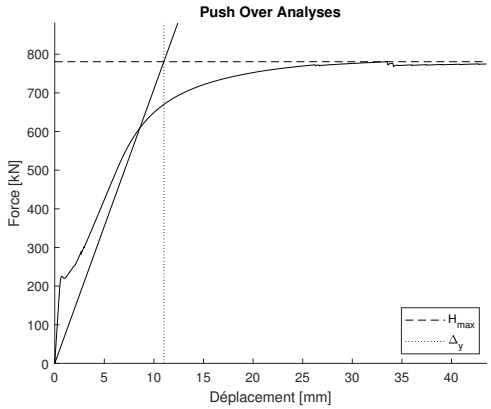


Figure 2.18 – Calcul du YD du mur RC avec la méthode des aires équivalentes

A partir de la courbe, Park [16] définit quatre manières pour définir chaque type de déplacement. Pour le déplacement ultime, il le définit comme le déplacement correspondant à la charge maximale atteinte lors de l'essai monotonique (figure 2.17). Le *yield displacement* (YD) est basé sur l'équivalence d'énergie élasto-plastique. Pour le trouver, on trace une droite passant par l'origine dont la pente sera variable. On calcule l'aire entre la courbe obtenue par l'essai monotonique et cette droite. On fait ensuite varier la pente de la droite pour arriver à une solution où les deux aires sont équivalentes (figure 2.18).

Toutes les informations obtenues grâce aux différents modèles non linéaires vont nous permettre d'identifier les déplacements et forces maximales pouvant être atteintes par notre dispositif de test. Celles-ci serviront de base pour nos choix futur.

3 Dispositif d'essai

Dans ce chapitre, nous parlons des dispositifs existants pour des essais parasismiques et de celui que nous avons imaginé au *Laboratoire d'Essais Mécaniques, Structures et Génie civil* (LEMSC). Vous y retrouverez les hypothèses, les problèmes rencontrés et le dimensionnement des éléments structurels nécessaires à sa réalisation.

3.1 État de l'art

Il existe différentes méthodes pour mener des essais expérimentaux cherchant à évaluer les performances d'une structure soumise à un séisme. Ces essais simulent les effets d'un séisme sur un bâtiment (parfois mis à l'échelle) ou un élément (structurel ou non). Ils servent à valider des modèles numériques, vérifier la résistance, observer des phénomènes ou encore quantifier des paramètres nécessaires à un bon dimensionnement.

Dans le domaine du génie parasismique, les tests reposent sur trois moyens principaux [17] :

- Les tables vibrantes
- Les murs de réaction
- Les centrifugeuses

A partir de ces éléments, différentes méthodes d'essai ont été développées pour étudier le comportement sismique des équipements, des structures et leur interaction avec le sol.

3.1.1 Les tables vibrantes

Le principe est simple : une table, possédant jusqu'à six degrés de liberté, vibre en suivant les mouvements d'un séisme enregistré. Cette méthode expérimentale est réaliste et permet d'exprimer la ductilité disponible d'un système structural.

Les facteurs limitant de cette solution sont la masse, la taille et la résistance des structures testées. Celles-ci dépendent de la capacité de la table. Souvent seuls des modèles réduits peuvent être testés. La mise à l'échelle du séisme sera souvent également nécessaire. Bien que les effets d'inertie et des problèmes d'assemblage du bâtiment soient bien représentés, ce genre de dispositif est très massif et demande la construction d'une structure entière même pour n'en analyser qu'une petite partie.

Les tables vibrantes sont les essais les plus anciens et sans doute les plus répandus. En considérant uniquement les tables capables de reprendre plus de 300[kN] de charge, on en trouve 4 en Europe, 5 aux États-Unis et 19 en Asie. Leur principe est séduisant de facilité et les essais sont en temps réel, permettant de représenter au mieux des phénomènes dynamiques.

Elles ont de nombreux avantages :

- Représentatif du comportement réel ;
- On peut y utiliser des accélérogrammes dans les trois dimensions simultanément ;
- Elles sont adaptées à des éléments plus difficiles à modéliser/dimensionner (réservoir, maçonnerie, fluide, ...) (voir figure 3.1) ;
- Elles sont dans un repère dans l'espace et peuvent donc rendre compte d'effets hors plan comme le basculement ou le renversement.

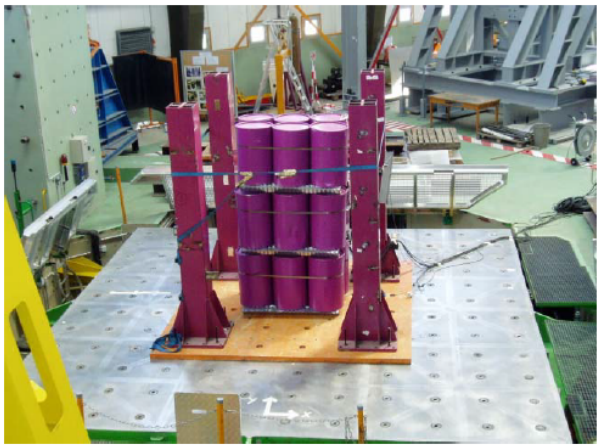


Figure 3.1 – Table vibrante du centre de recherche CEA de Saclay effectuant un test sur des réservoirs

On y trouve également différents inconvénients :

- La capacité portante du système hydraulique limite la taille des maquettes ;
- Les maquettes à échelle réduite nécessitent l'utilisation des lois de similitudes or l'application de ces lois ne permet pas de conserver tous les paramètres adimensionnels [18]. Tous les phénomènes physiques en jeu ne sont donc pas correctement reproduits ;
- On observe une certaine souplesse dans les supports pouvant entrainer des mouvements parasites, des balancements indésirables.
- Il peut y avoir une interaction entre la masse de la structure et le système de réaction impliquant une difficulté à imposer un accélérogramme précis.
- Les maquettes de grandes tailles doivent être construits et puis transportés sur la table. Il faut donc prévoir un dispositif de transport particulier.

3.1.2 Les murs de réaction

Il s'agit d'un mur extrêmement rigide sur lequel des vérins viennent prendre appui pour forcer le déplacement d'une structure testée. Cette solution permet de faire des tests à grande échelle sans devoir reproduire l'ensemble du bâtiment.

En 2000, il n'existait que 30 murs de réaction dans le monde, l'Europe n'en possédant qu'un. Suite au séisme de Kobé au Japon faisant 6500 morts, les recherches en parasismique se sont intensifiées et une quinzaine d'autres laboratoires se sont munis de ce type de mur. Le plus grand d'Europe se situe en Italie dans le laboratoire d'Ispra, le JRC (Joint Research center). Il mesure 16 mètres de haut et fait 4 mètres d'épaisseur (figure 3.2). Il en existe plusieurs formes, comme par exemple celui du centre de recherche de Patras en Grèce qui a une forme de L. Cette forme lui permet d'appliquer des déplacements dans deux directions simultanément (figure 3.3).

Les avantages sont :

- Les dimensions ne dépendent pas de la capacité portante d'une table et les constructions testées peuvent être de grandes dimensions. La plupart des essais sont à échelle réelle, évitant ainsi les problèmes liés à la similitude.
- Les maquettes sont ancrées au plancher, cela réduit les mouvements parasites à la base.

Les principaux inconvénients sont :

- Le mur de réaction ne permet pas de tester des systèmes particuliers (réservoirs,...) mais est adapté aux structures pour lesquelles les masses sont concentrées (par exemple au niveau des dalles).
- La composante verticale, non négligeable lors d'un séisme naturel, est absente. Donc le couplage dynamique entre les sollicitations horizontales et verticales ne peut pas être simulé.

Il existe de nombreuses méthodes d'essai utilisant un mur de réaction. Les différences viennent principalement de la vitesse de mise en charge et de l'algorithme de contrôle des vérins hydrauliques.

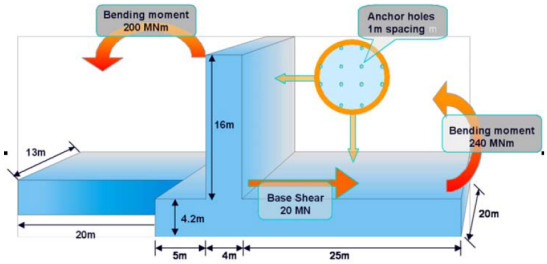


Figure 3.2 – Schéma du mur de réaction du laboratoire d'Ispra (JRC) [19]

Figure 3.3 – Mur de réaction du centre de recherche de Patras en Grèce

Méthode de la force effective : Cette méthode utilise un mur de réaction pour appliquer des forces dynamiques horizontales représentant la sollicitation sismique (figure 3.4). Elle se base sur un algorithme de contrôle en force. Les forces sont proportionnelles à l'accélération du sol et aux masses structurelles locales, il est possible de déterminer à l'avance les forces à appliquer. Cette méthode est, sur papier, très simple vu qu'elle ne dépend que de la masse du bâtiment mais, en réalité, très compliquée à produire avec des vérins. En effet, il faut garantir une haute précision du mouvement des vérins pour leur appliquer la force à la fréquence naturelle du bâtiment. De plus, on observe un phénomène de "rétroaction de vitesse" : la tête de vérin qui est attachée à la structure est entraînée avec la structure quand elle applique la force, il faut donc augmenter la vitesse de mise en charge pour appliquer la force exacte. Malgré cela, cette méthode reste une bonne alternative à la table vibrante pour des essais dynamiques [20].

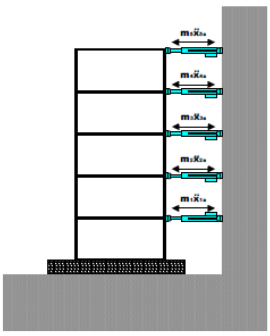


Figure 3.4 – Méthode de la force effective

Figure 3.5 – *European Precast Concrete Project Eurocode 8*

Méthode d'essai pseudo-dynamique : Le test pseudo-dynamique, contrairement à la méthode de la force effective, va se baser sur un algorithme de contrôle en déplacement (figure 3.6). Il va imposer à la structure les mêmes déplacements qu'auraient engendré un séisme mais à une vitesse plus lente. On veut pouvoir observer les phénomènes liés aux déformations imposées et pouvoir arrêter les vérins à tout moment pour les mesurer. En contrepartie, on néglige les effets dynamiques du séisme.

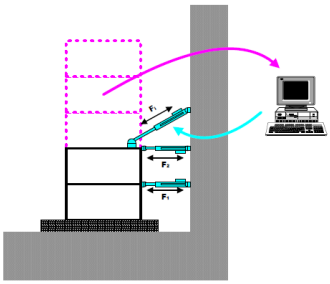


Figure 3.6 – Essai pseudo-dynamique

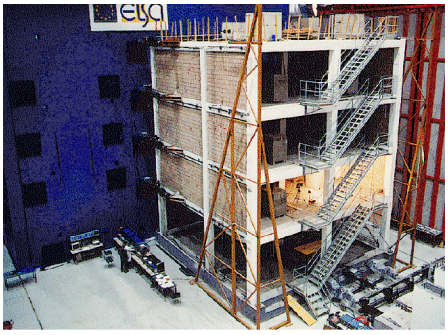


Figure 3.7 – Essai pseudo-dynamique en temps réel à l'ELSA

Il existe une méthode pseudo-dynamique dite en temps réel qui tient compte des problèmes de contrôle, tels que le retard causé par la simulation numérique et les vérins (figure 3.7). Elle se rapproche fortement de la méthode de la force effective, mais se base sur un algorithme de contrôle en déplacement et non en force.

Méthode d'essai par chargement quasi-statique : Cette méthode est, en aspect, très similaire aux essais pseudo-dynamiques (figure 3.8). En effet, le spécimen est également soumis à un nombre prédéterminé de cycle de chargement et déchargement de lente évolution commandés par le déplacement de vérins.

Mais contrairement au pseudo-dynamique, dans un essai quasi-statique, le protocole appliqué ne suit pas en détail la réponse complexe d'une structure due à un tremblement de terre réel. Un protocole plus épuré est appliqué permettant d'analyser le comportement des éléments structuraux lorsqu'ils sont soumis à des cycele de chargement-déchargement. La nature dynamique d'un tremblement de terre est également ignorée. Ces tests peuvent durer plusieurs jours.

De nombreux protocoles ont été développés pour représenter au mieux les différents types de séisme s'appliquant aux différents types de bâtiment. Choisir un protocole adapté au scénario est l'un des aspects les importants de ce genre d'essai (voir section 4) et il est aujourd'hui encore relativement peu maitrisé (figure 3.9).

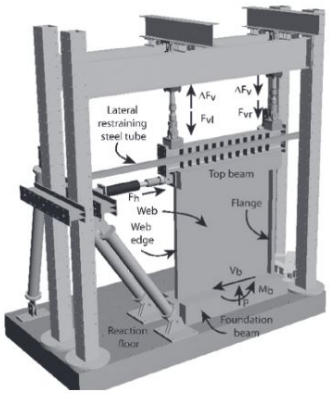


Figure 3.8 – Exemple de dispositif quasi-statique utilisé par le Professeur Carlos Arteta dans ses recherches sur les murs fins [21]

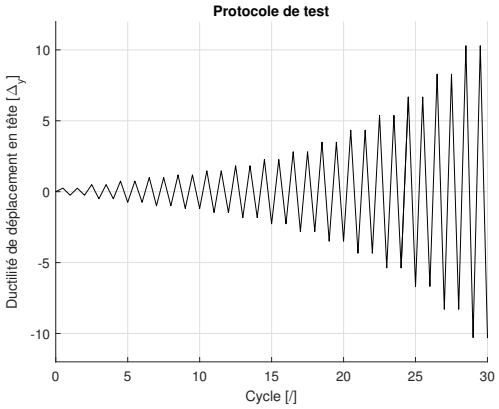


Figure 3.9 – Exemple de protocole de déplacement appliqué durant un essai quasi-statique

3.1.3 Méthode d'essai sur centrifugeuse

Certains tests sismiques peuvent se faire dans une centrifugeuse (figure 3.10). Vu que la taille et la capacité sont limitées, il est possible de tester uniquement des modèles réduits. À cause de cette forte mise à l'échelle, cette méthode n'est pas utilisable pour les superstructures. Par contre, elle permet l'étude du comportement du sol, des fondations superficielles ou profondes, de la stabilité des pentes,.. donc, de manière générale, les interactions sol-structure.

Le principe de la méthode, est de faire tourner une maquette pour produire des pressions statiques représentant le poids propre exercé dessus. La masse embarquée va dépendre de l'accélération imposée au système. Pour générer l'action sismique, il est possible d'embarquer en plus une table vibrante ou de faire vibrer la superstructure du modèle ce qui permet de simuler la sollicitation sismique en plus de la sollicitation des pressions statiques.

Les avantages sont :

- Type d'essai idéal pour représenter les interactions sol-structure dans le cas de séisme.
- Le comportement des sols soumis aux séismes, tel que la liquéfaction, est observable.

Les principaux inconvénients sont :

- La nacelle est limitée en taille et en masse transportable ce qui oblige de faire des essais sur des modèles réduits.
- Les essais sur des structures ne sont pas représentatifs vu la grande mise à échelle.

Cette méthode d'essai ne convient pas pour quantifier le comportement des superstructures, nous n'allons donc pas nous attarder sur ce type d'essai dans ce document.

Figure 3.10 – Centrifugeuse du LCPC à Nantes

3.1.4 Méthode d'essai dynamique hybride en temps réel

Cette méthode est une combinaison des essais sur table vibrante et des essais pseudo-dynamiques. Seule une partie de la structure est placée sur une table vibrante. La partie manquante est simulée au moyen de vérins pilotés grâce à une simulation numérique liés aux déplacements imposés par la table. Cette méthode permet de simuler l'action d'un bâtiment tout en limitant les coûts de production.

On parle de méthode de sous-structuration couplant une sous-structure virtuelle à une sous-structure réelle (figure 3.11). Ces méthodes sont possibles lorsque le comportement sismique de la partie virtuelle est bien connu.

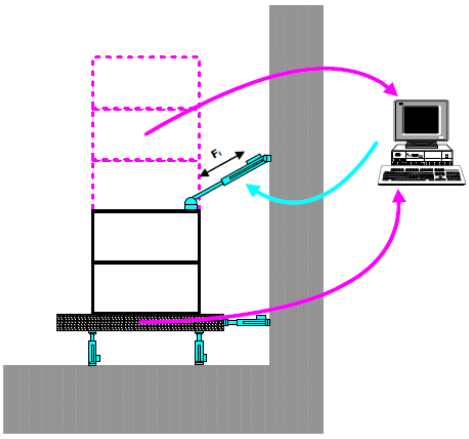


Figure 3.11 – *Hybrid testing method*

Il en existe deux types, le premier associe la table vibrante à un essai pseudo-dynamique. Ce type d'essai a été réalisé avec succès à différentes occasions aux États-Unis et à Taiwan. Le deuxième associe la table vibrante à un essai en temps réel. Ce deuxième type de test n'a fonctionné que pour des cas très simples et présente différentes difficultés :

- La précision des algorithmes de contrôle. Les vérins doivent maintenant être pilotés en vitesse et en déplacement.
- Il faut trouver une échelle de temps compatible entre vérins et séisme. Le temps de calcul devant être très court, seule une sous-structure à un nombre limité de degrés de liberté peut être simulée.

3.2 Dispositif d'essai proposé

Le contexte placé et le bâtiment pensé, il faut concevoir le dispositif d'essai permettant de reproduire les charges sismiques que subit le bâtiment prototype durant un séisme. Ne disposant d'aucun des trois éléments nécessaires à la réalisation de tests parasismiques (table vibrante, mur de réaction ou centrifugeuse), nous nous sommes inspirés de différents tests ayant déjà eu lieu à l'EPFL fait par Almeida et al. [22] pour imaginer le nôtre. Nous avons donc simulé un mur de réaction en utilisant un montage de poutres et de colonnes nous permettant de faire un essai par chargement quasi-statique sur un voile en béton (voir 2.2). En plus, ce dispositif permet de transmettre au voile les charges verticales provoquées par les étages supérieurs. Le dispositif d'essai ne change pas entre l'essai sur le voile RC et RC+SMA car le coffrage de ces deux murs est identique.

Figure 3.12 – Image du dispositif final

Dans les points suivants vous trouvez les différentes décisions et hypothèses que nous avons faits pour dimensionner ce dispositif (figure 3.12) capable de reproduire l'action du bâtiment de R+3 étages soumis à une charge sismique sur un voile en béton.

3.2.1 Cahier des charges du dispositif d'essai

Nous avons commencé par rédiger un cahier des charges simplifié reprenant nos premiers besoins en terme de capacité de vérins :

- Une force horizontale capable de reproduire la résultante des forces dues au mouvement du sol (F_1) ;
- Une force verticale gravitique représentant la descente de charge du bâtiment (N) à la tête du mur ;
- Un moment capable de représenter le bras de levier dû à la hauteur du bâtiment (M(H-h)), également au dessus du mur ;

Pour installer les vérins et permettre d'appliquer leur forces dans le plan du mur, nous devons également prévoir des éléments structurels :

- Un mur de réaction permettant d'appliquer le force F_1 à une hauteur h et garder une échelle représentative du mur testé.
- Une structure élevée permettant d'appliquer les charges verticales (N et M(H-h)) au dessus du mur testé.
- Un dispositif empêchant le haut du mur testé de tourner ou de bouger hors de son plan.
- Un élément qui permette d'attacher les vérins sur le mur testé et pouvant être réutilisé pour les deux essais.

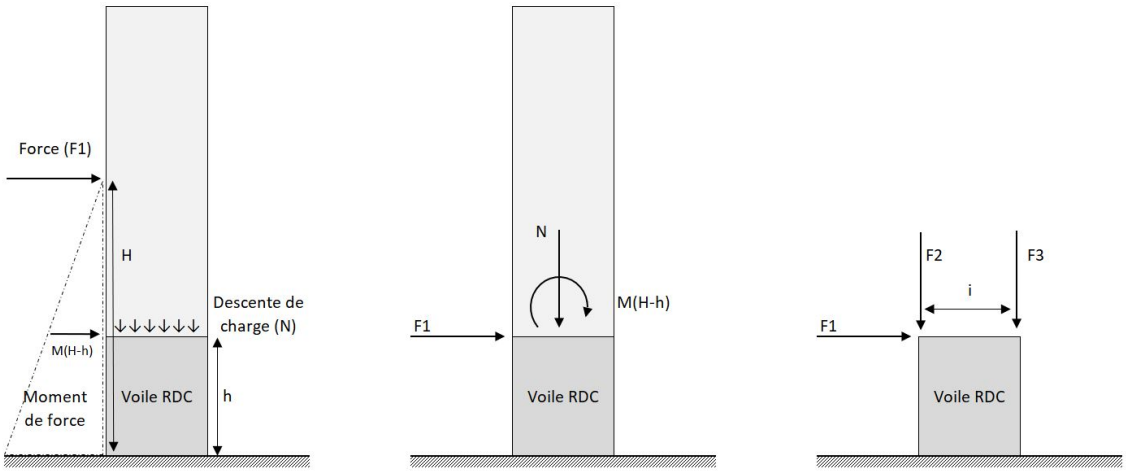


Figure 3.13 – Représentation des différentes forces à appliquer sur le voile pour simuler l'action du bâtiment subissant une force $F_1(t)$ (voir section 4.4)

Ces éléments nous ont permis de choisir parmi les ressources disponibles au LEMSC les différents vérins nécessaires. Nous avons opté pour un vérin horizontal de 750 [kN] et deux vérins verticaux de 350 [kN] espacés d'une distance fixe (figure 3.13). Cette configuration nous permet de représenter la résultante du moment (M(H-h)) et de la descente de charge (N) par un calcul de flexion composé (voir section 4.4). Cette configuration est peu répandue, les dispositifs habituels se limitent à l'application d'une charge verticale constante par l'intermédiaire d'un vérin ou, plus souvent, d'une précontrainte centrale.

Ce choix de capacité des vérins a été fait selon trois critères bien distincts :

- Modélisation : Les forces doivent être supérieures à la capacité estimée des murs ;
- Organisation : Ils sont disponibles sans trop compromettre les activités du laboratoire ;
- Budget : Les pièces manquantes (rotules de têtes, poutrelles métalliques, plats, ...) sont utiles au laboratoire dans d'autres circonstances de telle façon que les investissements ne soient pas prohibitifs.

La hauteur d'un étage du bâtiment est de 3 mètres. Cette hauteur n'entre pas dans notre dispositif. Nous avons donc décidé d'appliquer un facteur d'échelle de 2/3 sur la hauteur. Les autres dimensions du voile ont donc également changé. La largeur du voile passe de 0,3[m] à 0,2[m], en gardant le même facteur d'échelle, mais la longueur diminue de moitié. Cette mise à échelle garde une cohérence entre le voile du bâtiment prototype et celui testé en conservant trois paramètres :

- SSR : Il est important de garder un *shear span ratio* identique pour s'assurer que le mode déformation reste identique dans les deux cas. En diminuant la longueur du voile, le point d'application de la charge descend à 4,32[m] ; il faut donc appliquer un moment plus faible.
- ALR : Le ratio de charge normale doit être identique pour avoir un couple [effort normal en tête de mur] - [moment en base de mur] similaire. La charge N passe de 1050,3[kN] dans le bâtiment prototype, à 349,93[kN].
- μ_φ : Une ductilité en courbure identique permet d'assurer au mieux que la rupture au niveau local dans le mur du bâtiment prototype (rupture matérielle) soit similaire au mur testé. Elle aura une influence dans le dimensionnement de l'armature et la taille de la zone confinée.

3.2.2 Choix des portiques

Une fois les dimensions générales posées et les forces maximales estimées, nous pouvons dimensionner les différents éléments du dispositif d'essai (voir annexe C).

Structure principale : Premièrement, nous décidons d'utiliser uniquement un des portiques du laboratoire pour tenir les deux vérins de 350[kN] (figure 3.14) contrairement aux exemples de l'EPFL (figure 3.15) qui utilisaient un portique par vérin.

Ce choix a été fait pour deux raisons :

- Organisation : déplacer un portique demande plusieurs jours et beaucoup de ressources humaines ;
- Dimensionnement : le portique utilisé a déjà repris des charges verticales allant jusqu'à 1000[kN] et notre test ne dépassera pas 700[kN].

Mur de réaction : Nous décidon d'utiliser l'une des colonnes-bracon pour porter le vérin de 750[kN] (figure 3.16) mais nous nous sommes heurtés à trois problèmes :

- Lors d'un rapide prédimensionnement sur *SCIA* nous avons observé trop de fléchissement dans la colonne induisant une perte longueur de train de tige du vérin (déjà limitée à 260 [mm]) ;
- Les trous nécessaires ne sont pas disponibles sur la colonne, il aurait fallu en forer des supplémentaires ;

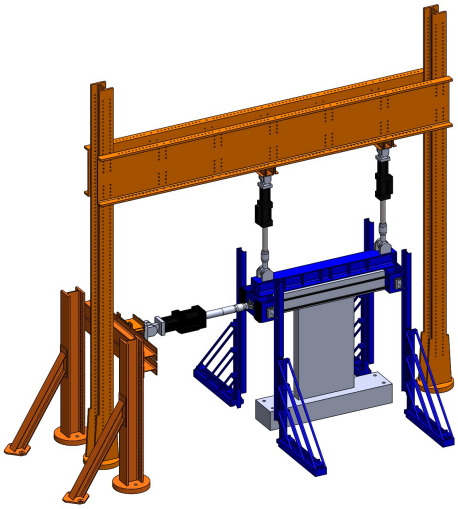


Figure 3.14 – Schéma du dispositif d'essai tel que prévu

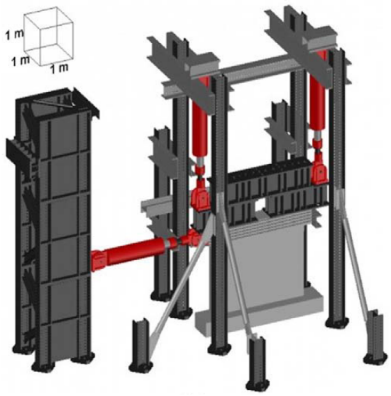


Figure 3.15 – Un dispositif utilisé à l'EPFL pour d'anciennes recherches de Almeida et al. [22]

- La distance sous le portique étant limitée, y faire entrer la colonne, le vérin et le voile était compliqué.

Nous avons donc opté pour une autre solution (figure 3.17) : dédoubler la colonne-bracon de part et d'autre du portique et les relier par deux poutres portant le vérin. Cela nous à permis de gagner 1,2 [m] sous le portique et de diviser par deux la force reprise en flexion par les colonnes-bracons.

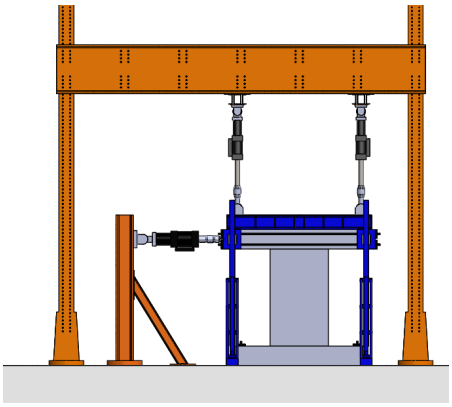


Figure 3.16 – Schéma de la première solution pour notre mur de réaction

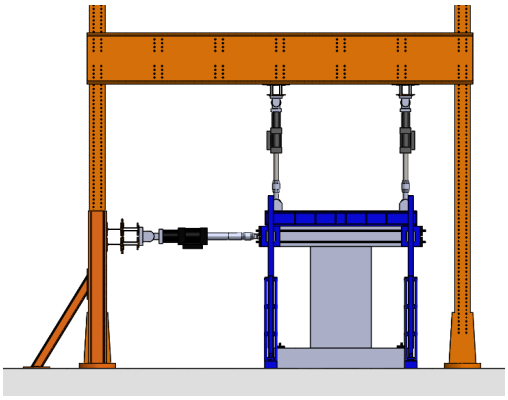


Figure 3.17 – Schéma de la deuxième solution pour notre mur de réaction

Pour limiter les frais, nous utilisons un profilé HEB260 présent au laboratoire que nous avons coupé en deux éléments de 2,7[m]. Nous en utilisons deux car le chapiteau du vérin est trop imposant pour se fixer à la semelle d'une poutrelle unique et pour limiter la flèche à mi-portée. En effet, la distance entre la poutre et le portique est uniquement de 25[mm]. Si les poutres venaient à toucher la colonne du grand portique, cela ajouterait des charges supplémentaires et pourrait endommager la colonne du portique principal. Pour une meilleure répartition des forces, nous utilisons un tablier disponible au laboratoire. Celui-ci permet d'éviter la torsion en transmettant les efforts de compression dans les poutrelles selon un principe de flexion quatre points.

Malheureusement, ce tablier est pensé en compression et non en traction. Suite à un rapide dimensionnement on obtient les limites structurelles des différents éléments suivants (voir annexe G.1) :

- Soudure : avec la méthode de Von Mises, on obtient une force maximale de 610 [kN]
- Flexion : avec un calcul de flexion simple au niveau des plats d'attache, on obtient une capacité de 65 [kN]

La faible résistance en flexion du tablier nous limite donc à 2% de la capacité en traction du vérin de 750 [kN]. La solution trouvée est d'ajouter deux tiges filetées M24 (classe 8.8) pouvant reprendre ensemble 580[kN] avant plastification. Les efforts de traction sont alors directement repris et transmis dans nos poutres rigides par effort axial des tiges filetées sans passer par le tablier, limitant ainsi la flexion dans les plats (figures 3.18 et 3.19).

Le tablier après amélioration est capable de reprendre 85% de la force maximale applicable en traction par le vérin de 750[kN]. Il faut vérifier que le vérin ne dépasse pas cette limite. En principe, cette valeur ne sera jamais atteinte lors de l'essai (voir section 4).

Figure 3.18 – Tablier du vérin de 750[kN] avec la mise en place de la solution

Figure 3.19 – Dispositif de mise en place de la tige filetée

3.2.3 Dimensions du mur

Le mur testé est solidaire d'une table inférieure et supérieure en béton armé (figures 3.20 et 3.21). Cette configuration permet de simuler les encastrements entre le voile et les fondations et entre le voile et la dalle de l'étage. Le dimensionnement de ces éléments est expliqué dans le travail de fin d'études complémentaire [2]. Les plans de coffrage et de ferraillage se trouvent dans l'annexe C.

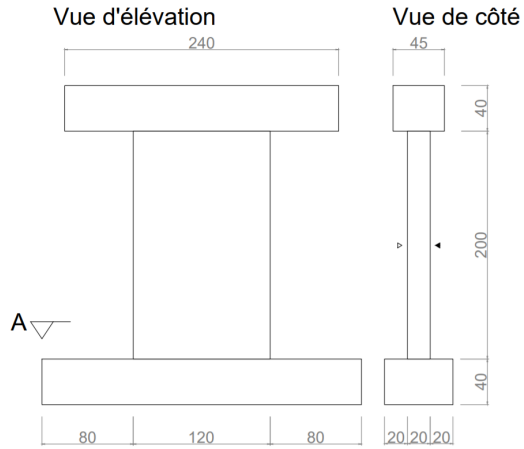


Figure 3.20 – Dimensions générales du voile, de la table inférieure et de la table supérieure

Figure 3.21 – Photo du mur en béton testé

Table inférieure : Elle permet de simuler l'interaction avec les fondations du bâtiment sous le voile. Nous prenons comme hypothèse qu'elle est immobile et rigide. Pour s'en assurer, nous l'ancrons au plancher d'essai à l'aide de quatre *Dywidags* (figure 3.22). L'essai se basant sur le déplacement horizontal en tête de mur, un soulèvement ou un glissement de la table inférieure impliquerait un déplacement parasite de la tête de mur et donc fausserait l'expérience (figure 3.23).

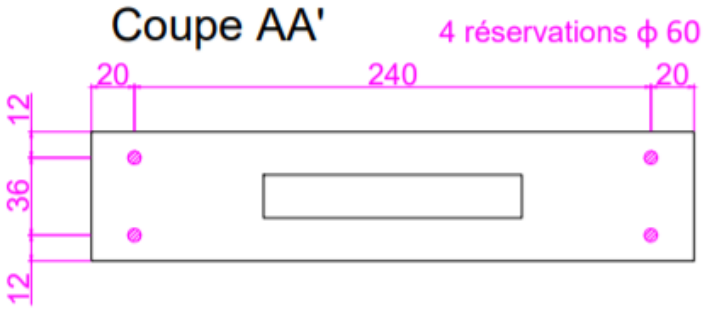


Figure 3.22 – Nouvelle configuration des ancrages de la table inférieure

- Soulèvement : la configuration permet d'appliquer une force de 320[kN] horizontalement avant d'observer un soulèvement en base du mur (voir annexe G.2) ;
- Glissement : la force de frottement à l'interface table inférieure, plancher d'essai reprend une force horizontale de 528[kN] (voir annexe G.3). Des éléments de buttée ont été ajoutés par sécurité.

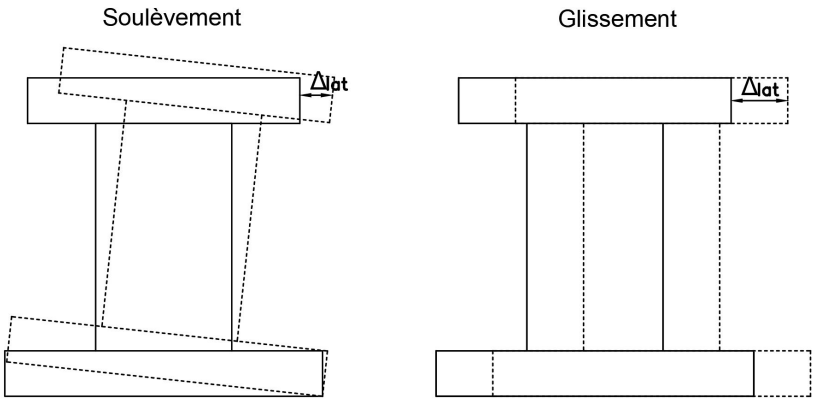


Figure 3.23 – Représentation des déplacements parasites liés au déplacement de la table inférieure

Table supérieure : La table supérieure permet de transmettre de manière uniforme la force imposée par le vérin horizontal au voile en béton. Pour s'assurer qu'aucune rupture ne s'y produise pendant le test, elle a également été surdimensionnée.

Par contre, sa longueur totale est limitée par le dispositif. En effet, pour s'assurer que le mur n'ait pas de déformation hors plan, un principe de stabilisateurs à été imaginé (voir section 3.2.6). Devant prendre appui sur les zones de fixation du plancher, ils ont un positionnement fixé. Pour fonctionner, ils prennent place de part et d'autre de la table supérieure. La dimension maximale de celle-ci est donc fixée à 2,76 [m] (figure 3.24).

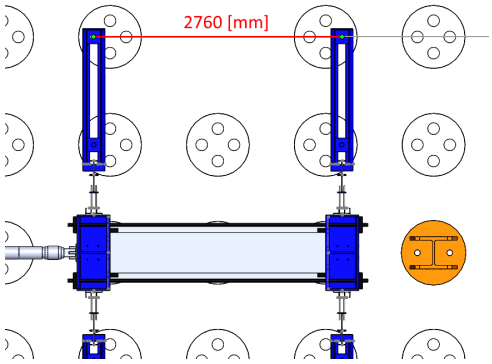


Figure 3.24 – Vue du dessus du dispositif d'essai

3.2.4 Module de précontrainte

On ajoute deux pièces au dispositif pour précontrainte de la table supérieure. Ces modules ont plusieurs fonctions :

- Lier la rotule de tête du vérin horizontal de 750 [kN] à la table supérieure ;
- Pré-contraindre la table supérieure de part et d'autre pour la rendre solidaire aux vérins et ainsi permettre des cycles en compression et en traction ;
- Servir de surface plane aux modules de billes pour contraindre le mur dans son plan ;

- Être réutilisable dans le futur avec d'autres vérins ou des dimensions de table plus grandes.

Ces différentes contraintes amènent des dimensions minimales. Nous avons besoin de deux parallélépipèdes rectangles d'au moins 400 [mm] de long et 400 [mm] de haut pour permettre un déplacement suffisant aux plaques de billes empêchant le déversement (voir section 3.2.6), et il doit faire au moins 800 [mm] de profondeur pour accueillir la table supérieure, les éléments de précontrainte et la rotule de tête du vérin de 750 [kN] (figure 3.25).

Pour limiter les dépenses, nous choisissons d'utiliser un profilé HP400x213 présent au laboratoire que nous découpons aux dimensions nécessaires (plans voir annexe C). Nous y ajoutons deux plats en acier pour créer les surfaces planes nécessaires pour les roulement des plaques de billes et y ajoutons des raidisseurs au droit du vérin pour éviter la déformation de la semelle lors du transfert de charge entre le vérin de 750 [kN] et la table supérieure (figure 3.26).

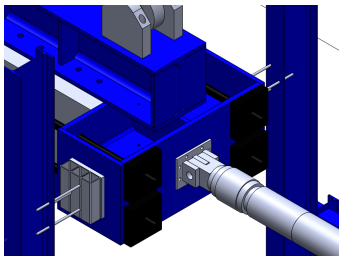


Figure 3.25 – Schéma montrant l'emplacement des modules

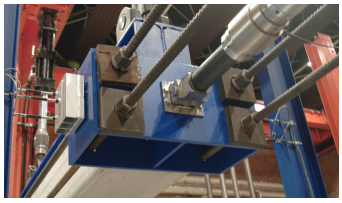


Figure 3.26 – Photo du module de précontrainte

Pour précontraindre de manière homogène la table supérieure entre nos deux modules, nous utilisons quatre barres Dywidags installées symétriquement de chaque côté de la table supérieure. Répartie de manière équitable entre les 4 barres, la précontrainte totale est au minimum de 400[kN] soit 2[MPa] de compression dans le béton.

3.2.5 Poutre rigide de répartition

La poutre de répartition se situe au-dessus de la table supérieure du mur. Elle a différentes utilités :

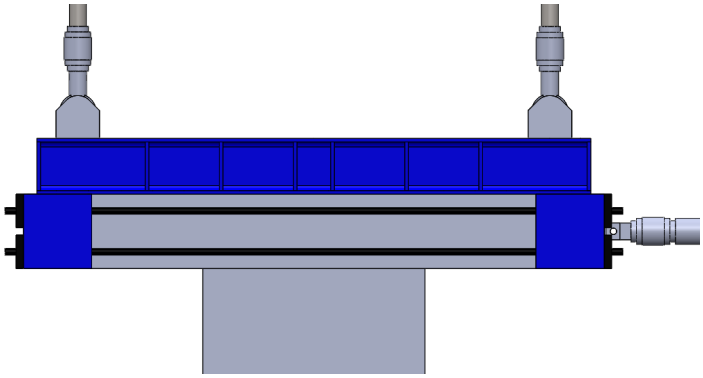


Figure 3.27 – Transfert des forces entre les vérins et le voile en béton

- Augmenter la distance inter-vérins verticaux et donc diminuer la force à appliquer pour obtenir chaque M(H-h) ;

- Augmenter la distance entre le voile et le vérin pour permettre la formation d'une bielle de compression ($\approx 45°$) et éviter ainsi des efforts de flexion trop importants dans la table supérieure (figure 3.27).
- Porter les modules de précontrainte lors de leur installation. Ceux-ci pesant environ 200 [kg] il n'est pas envisageable d'y installer les Dywidags sans les suspendre au préalable.

Nous fixons une distance inter-vérins de 2,55 mètres. En prenant en compte la taille des rotules de tête des vérins de 350 [kN] et la hauteur nécessaire pour avoir une bielle de compression, on opte pour un profilé HEB300 de 3 [m] de long disponible dans le laboratoire. Pour éviter toute déformation structurelle de la poutre nous avons ajouté des raidisseurs. Cette poutre rigide est fixée à chaque rotule de tête, au moyen de quatre tige M24.

Nous avons pensé à plusieurs solutions pour lier la table supérieure à la poutre rigide :

- Un système de réservation dans la table supérieure comparable au système utilisé pour la table inférieure. Cette solution permet de facilement changer d'échantillon dans le dispositif mais implique des coûts plus élevés pour leur coffrage.
- Un système de serre-joints extérieur à la table supérieure qui aurait également permis un changement simplifié sans augmenter le prix du coffrage mais aurait gêné le passage des barres Dywidags de précontrainte dans la table supérieure (voir section 3.2.4).
- L'utilisation d'ancrage chimique permettant de ne pas complexifier la réalisation du mur mais ajoutant du travail lors de chaque installation dans le dispositif.

Nous optons pour la solution des ancrages chimiques que nous devons dimensionner. Le pire scénario est la traction des deux vérins de 350[kN] lorsque le mur est ancré au sol. Un modèle *SCIA*® considérant un appui rotulé continu sur toute la longueur de la table supérieure nous a permis d'estimer les forces à reprendre pour éviter une rupture de nos ancrages chimiques.

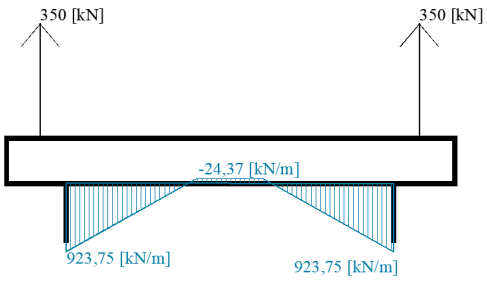


Figure 3.28 – Diagramme des forces normales subies le long de l'appui

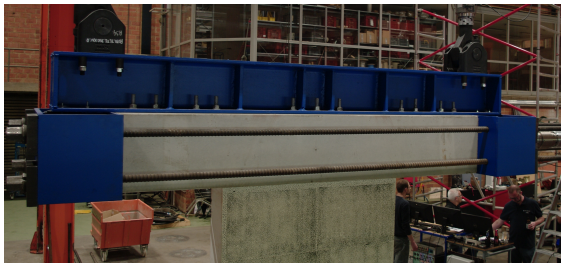


Figure 3.29 – Photo de la poutre rigide installée sur le mur

On observe sur la figure 3.28 que la force maximale à reprendre est de 924 [kN/m] et qu'elle descend linéairement jusqu'à 0 [kN] après environ 0,8 mètre, il nous faut donc reprendre une force de 370[kN] par côté. Selon les fiches techniques, un ancrage chimique pour une tige filetée de M24 est capable de supporter 102,5 [kN] en traction. Nous choisissons de placer 8 tiges filetées ancrées par côté et 6 au centre (figure 3.29), cela nous permet d'assurer notre hypothèse d'appui fixe continu grâce à ces 22 ancrages.

3.2.6 Stabilisateur anti-déversement

Dans la réalité, la dalle du premier étage empêche la rotation en tête de voile, il faut donc s'assurer que le dispositif ne permette que les déformations dans le plan du mur. Dans des conditions idéales de l'essai, ce genre de déplacement ne doit pas arriver ; malheureusement nous ne sommes jamais à l'abri d'une légère dissymétrie dans les matériaux et d'une légère inclinaison du mur ou de l'un des vérins.

Dans de précédents tests relativement similaires faits à l'EPFL [22], un système de tige bi-rotulée avait été imaginé pour reprendre ce déversement (figure 3.31). Leur méthode, ne pouvant qu'appliquer un effort ponctuel au centre de la table supérieure, n'a pas pu empêcher une rotation de cette dernière. Cette déformation est venue tronquer leurs résultats. Nous avons donc repensé leur système et apporté deux améliorations :

- La mesure des potentielles déformations de l'élément stabilisateur (voir section 5.2) ;
- Un appui plan au lieu d'un appui ponctuel (figure 3.30) pour reprendre des potentiels moments et ainsi empêcher la rotation de la table supérieure.

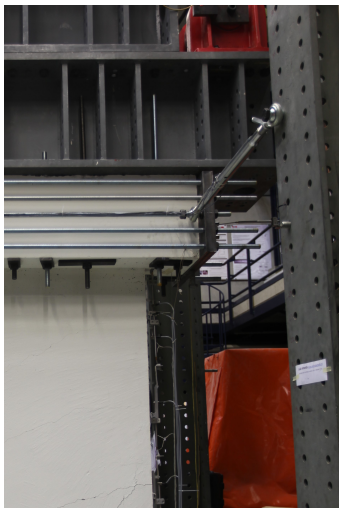


Figure 3.30 – Dispositif utilisé à l'EPFL pour reprendre les déplacements hors plan du mur

Figure 3.31 – Dispositif utilisé au LEMSC pour reprendre les déplacements hors plan du mur

Comme on peut le voir sur la figure 3.30, la pièce construite comporte une plaque de billes capable de rouler le long d'un raidisseur du module de précontrainte. Avec des billes capables de reprendre chacune 50 [kg], la plaque constituée de 32 billes est alors capable de supporter 17 [kN] en compression. Elle est donc à même de supporter une force normale au plan allant jusqu'à 5% de la force plan maximale subie en ce point.

Quatre modules sont utilisés pour bloquer les quatre coins du dispositif.

Chaque module, devant se trouver à 2,6 mètres de haut, est fixé par des tiges filetées jaugées (voir section 5.2) à des poutrelles elles-mêmes soudées à des stabilisateurs présents dans le laboratoire. Nous choisissons d'utiliser des profilés IPE200 pour limiter la flexion du dispositif. Cela n'étant pas suffisant, nous avons diminué la longueur du bras de levier en liant nos profilés deux à deux par un câble en traction, imposant par la même occasion une précontrainte dans nos plaques de billes (figure 3.32). Cette précontrainte permet d'assurer que toutes les billes sont en contact avec le plat métallique.

Figure 3.32 – Photo d'un couple de stabilisateur lié par un tire-fort et de leur plaque de billes

3.3 Remarques générales

Pour pouvoir se retrouver dans sur les différentes faces du mur, nous plaçons notre dispositif dans un repère. De cette façon nous pouvons retrouver exactement la localisation des différentes éléments du dispositif ainsi que les capteurs placés sur et autour du mur (voir section 5).

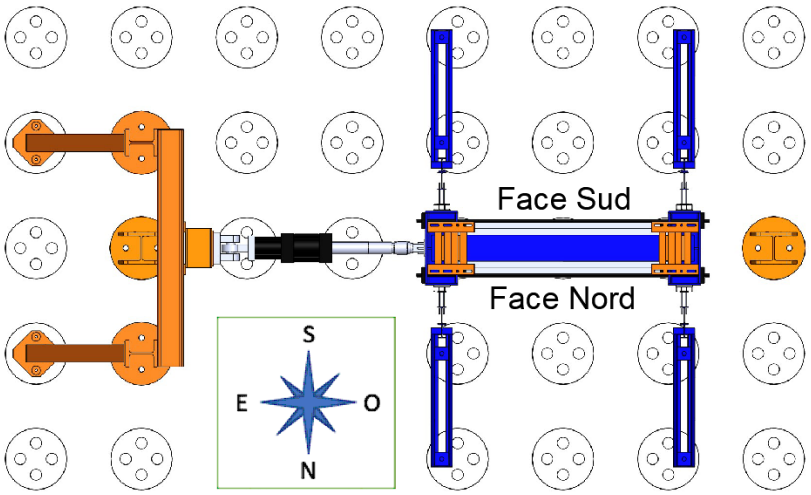


Figure 3.33 – Disposition générale du dispositif d'essai

3.3.1 Limitations du dispositif

Le dispositif est pensé dans une optique de continuité. L'objectif est de pouvoir à nouveau l'utiliser dans de futures recherches. La plupart des éléments ont donc été surdimensionnés. Il existe cependant différentes limites à prendre en compte si on veut l'adapter :

Grand portique : Le portique est presque à sa hauteur maximum. Il peut encore être monté de 0,9 [m]. La taille de l'échantillon est donc limitée si on veut produire des efforts verticaux de 350 [kN]. Il est possible d'utiliser des vérins plus petits (100 [kN]) et d'ainsi augmenter la taille de l'échantillon. Vouloir monter au-dessus de deux vérins de 350 [kN] est matériellement faisable mais demande une vérification de la rigidité du portique.

Mur de réaction : Le mur de réaction est également presque à sa hauteur maximum. La force horizontale appliquée peut être rehaussée de 75 [mm]. Il est toujours possible de rehausser

les colonne-bracons. Dans ce cas-là, il faudra à nouveau vérifier que la flèche n'augmente pas excessivement. Remplacer le vérin de 750[kN] par un vérin plus puissant nécessiterait également une vérification.

3.3.2 Observations complémentaires

La mise en place de ce dispositif d'un tel dimensionnement au LEMSC est relativement ambitieux. En effet, aucun test comparable n'ayant déjà été fait dans le LEMSC, il a fallu partir de zéro. Réalisée avec l'aide du personnel du laboratoire technique, la construction du dispositif a pris plusieurs semaines. Elle a demandé un grand travail d'organisation et de coordination pour aboutir sans gêner les autres activités du plancher d'essai. Pour ce faire, de nombreuses réunions de planning ont dû être organisées avec les différents responsables du laboratoire.

Parallèlement à ce travail d'organisation et de manutention, de nombreux éléments ont dû être achetés ou manufacturés à l'extérieur du laboratoire. Trouver les entreprises capables de réaliser les pièces manquantes et gérer les devis pour limiter le budget a été également une partie du travail fourni. Vous trouverez en annexe les tableaux récapitulatifs des différents frais nécessaires à la réalisation de ces essais (voir annexe H).

4 Élaboration du protocole d'essai

Le dispositif d'essai construit doit être capable de reproduire les actions subies par un voile structurel d'un bâtiment lors d'un séisme. Pendant les essais, les charges sismiques "équivalentes" ainsi que le poids propre du bâtiment sont appliqués par l'intermédiaire de trois vérins.

Dans cette partie nous allons nous intéresser aux différentes façons de piloter ces vérins, les protocoles d'application de charge existants et ceux que nous avons imaginé pour notre dispositif. Pour la définition de notre protocole, nous nous attarderons sur la méthode utilisée, les différentes étapes du raisonnement ainsi que les hypothèses faites pour y parvenir.

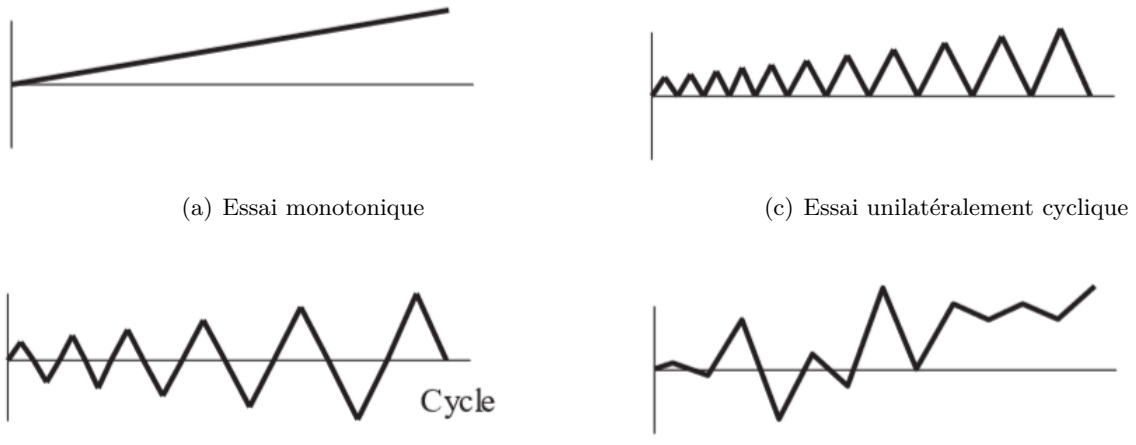
4.1 État de l'art

4.1.1 Types de protocole

Pour un dispositif avec un mur de réaction, il existe trois types d'essai qui suivent un algorithme en déplacement, comme vu à la section 3.1.2 : dynamique, pseudo-dynamique et quasi-statique.

Pour les essais dynamiques, comme pour les essais sur les tables vibrantes, le chargement suit un accélérogramme de référence. La vitesse des vérins correspond au plus proche de la vitesse réelle lors d'un séisme. Dans ce cas, l'essai permet de déterminer la sensibilité des éléments aux effets dynamiques mais aussi de quantifier les effets globaux d'une structure ou d'un assemblage.

Pour les deux autres types d'essais, la vitesse de mise en charge est lente ($\leq$1 [mm/sec] [18]) et permet de quantifier la fragilité des éléments pour des déplacements réels. On néglige alors totalement les effets dynamiques mais le protocole permet de calculer les propriétés constitutives force-déformation et les données hystérétiques nécessaires pour l'analyse non-linéaire. Le protocole quasi-statique se distingue du protocole pseudo-dynamique car il ne représente pas un accélérogramme en particulier. Dans notre cas, on impose à l'échantillon un protocole d'essai quasi-statique mais il en existe plusieurs types (figure 4.1), voici les quatre grandes catégories :



(a) Essai monotonique

(c) Essai unilatéralement cyclique

(b) Essai symétriquement cyclique

(d) Essai "Near fault"

Figure 4.1 – Différents types de protocoles existants [23]

(a) Le chargement est monotonique, c'est-à-dire que le déplacement imposé à la structure augmente linéairement. Ce chargement n'est pas représentatif de séismes mais permet d'évaluer les limites de capacité de la courbe force-déplacement. En effet, pousser continuellement

dans un même sens jusqu'à la rupture permet de prédire la force résistante maximum de manière conservatrice vu que cela ne tient pas compte de la perte de résistance due aux cycles d'amplitudes croissantes. Cependant, ce chargement sera utilisé pour déterminer le déplacement à la limite d'élasticité (voir section 2.3.3). En ingénierie sismique, la résistance d'un élément est fortement liée à l'historique des déformations subies. On ne peut donc pas se satisfaire d'un chargement monotonique pour déterminer les performances structurelles lors de un ou plusieurs) séismes [24].

(b) Le test symétriquement cyclique (en anglais *"fully-reversed cyclic"*) alterne de manière symétrique des déplacements dans un sens puis dans l'autre. Ces déplacements augmentent progressivement et sont généralement identiques sur un, deux (FEMA [25]) et, parfois, trois cycles (ISO protocol [26]) . Ce type permet de comparer la performance relative entre différentes éléments testés et prouver qu'un élément possède une ductilité requise.

(c) Le test unilatéralement cyclique (en anglais *"one-sided cyclic"*) impose des cycles en déplacements qui augmentent progressivement mais ne changent jamais de signe. Ce type de test a récemment fait son apparition [23] et permettrait de se rapprocher de manière réaliste du comportement à la rupture.

(d) Le protocole "Near fault" est un test qui est représentatif des séismes proches de la zone de rupture. Il se rapproche du test unilatéralement cyclique mais les cycles n'augmentent pas progressivement. La particularité des secousses proches de la faille est d'imposer à la structure d'absorber en seulement quelques cycles une grande quantité d'énergie. Dans le cas des structures plus éloignées de la faille, les effets de dommages cumulés deviennent plus importants [27].

Comme pour les types d'essai, ces quatre types de protocole doivent être choisis en fonction du phénomène que l'on veut observer. Il est, par exemple, inutile d'appliquer un protocole quasi-statique qui prend plusieurs jours à réaliser si un essai monotonique suffit pour quantifier le phénomène. Le but de notre essai est de déterminer la courbe force-déplacement de chaque voile et de quantifier la ductilité disponible lors d'un séisme. En plus, pour être cohérent avec notre contexte sismique, nous prenons comme hypothèse que nous sommes loin de la zone de rupture (en anglais *far-fault*). Nous choisissons donc le test symétriquement cyclique. Pour avoir un aperçu des protocoles conventionnels existants dans chaque catégorie, voici une liste non exhaustive de protocoles (figure 4.2) :

- Structure en acier : ATC-24 protocol (1992) [28], SAC protocol (2000) [29].
- Structure en maçonnerie : Sequential Phase Displacement (SPD) protocol (1987) [30]
- Structure en bois : ISO protocol (1998) [26], CUREE Caltech protocol (2001) [11]
- Elément non-structurel sensible au déplacement entre deux étages : FEMA 461 (2007) [25]
- Structures en béton armé : New Zealand modified protocol (2002) [31] , ACI 374 Protocol (2013) [32]

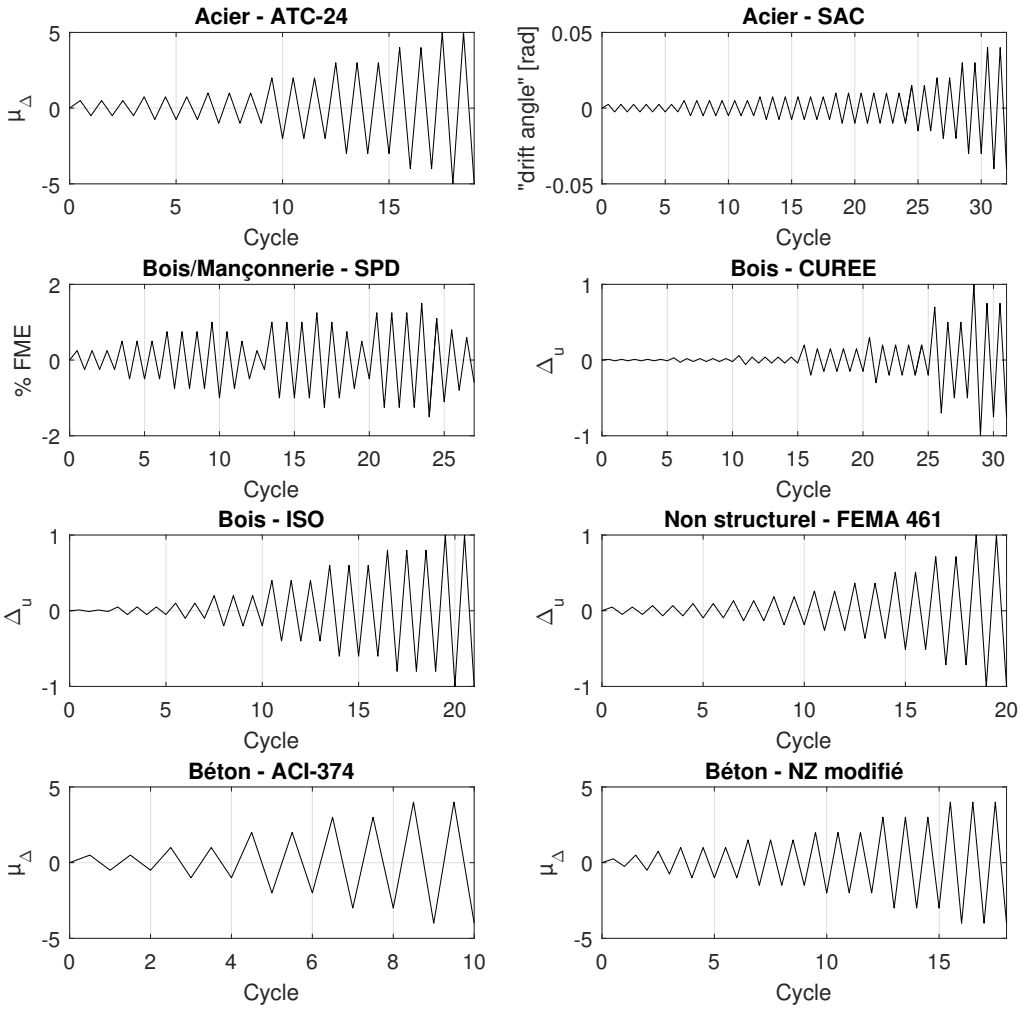


Figure 4.2 – Comparaison des différents protocoles

Ces différents protocoles quasi-statiques conventionnels ont été établis pour différents matériaux, éléments structurels (ou non-structurels). Concernant les essais sur des voiles avec des SMA retrouvés dans la littérature, les protocoles exécutés ne sont pas ceux pour le béton armé (Tolou Kian and Cruz Noguez [33] et Abdulridha [34]). Ils ont appliqué le protocole ATC-24 fabriqué pour tester des éléments en acier qui n'est pas recommandé pour le béton armé (Krawinkler [24]). On remarque qu'il n'y a pas de règle générale dans le domaine et que les protocoles sont encore récents.

4.1.2 Méthodes existantes

Parmi ceux cités, deux protocoles (CUREE [11] et FEMA [25]) ont été conçus pour des séismes "ordinaires". Ces séismes représentent un niveau de sismicité élevée (entre 6,5 et 7,5 M_g) loin de la faille (R $\geq$ 13[km]). D'autres protocoles ont vu le jour cette dernière décennie pour représenter d'autres niveaux de sismicité. Mergos and Beyer [12] ont créé un protocole adaptable à différents systèmes structurels pour une sismicité faible à modérée de l'Europe pour des séismes avec des temps de retour de 2475 ans. Bazaez and Dusicka [35] ont créé un protocole pour des piles de

ponts soumis à des séismes de forte magnitude et de longue durée. Ce dernier protocole a pu être élaboré grâce aux récents tremblements de terre importants qui ont été enregistrés et peuvent servir comme base (Maule au Chili (2010), Tohuku au Japon (2011), etc).

Ces deux articles suivent une même procédure générale également utilisée pour fabriquer plusieurs protocoles "ordinaires" (Krawinkler et al. [11] et FEMA-461 [25]) :

1. Sélection d'un modèle structural et d'un modèle d'hystérésis ;
2. Caractérisation des séismes étudiés et choix des accélérogrammes en conséquence ;
3. Analyse des résultats obtenus et détermination d'un protocole ;
4. Calcul des dommages cumulés pour validation du protocole.

4.1.3 Principe des dommages cumulés

Quand un bâtiment est soumis à une action sismique, les capacités de résistance et de déformation dépendent des dommages accumulés après chaque déformation. Il existe plusieurs relations entre les déplacements inélastiques et les dommages subis.

Il existe plusieurs manières de calculer les dommages cumulés pour le béton armé, elles se basent toutes sur le principe précédemment énoncé mais sont calculées à partir de différents paramètres. La première, développée par Park and Ang [36], se base sur la dissipation d'énergie pour définir l'index de dégât dans le béton armé. Théoriquement, en régime élastique, D_{pa} est donc nul voire négligeable.

$$D_{pa} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \Delta_u} \int dE \tag{4.1}$$

où Δ_{max} est la déformation maximum, Δ_u la déformation ultime à capacité maximum sous chargement monotonique, Q_y est la force à la limite d'élasticité, dE est l'incrément d'énergie dissipé dans la courbe hystérétique et β est le paramètre qui quantifie l'effet du temps sur la courbe hystérétique. Il dépend de plusieurs paramètres structuraux et doit être obtenu et validé éxpérimentalement. Pour cette raison, on se base sur une autre façon de mesurer les dégâts établie par Park [16]. Elle s'intéresse au déplacement plastique pour une ductilité en déplacement cumulé :

$$CDD = \sum_{cycle}^{N} \frac{\Delta_{pi}}{\Delta_y} = \sum_{cycle}^{N} \mu_i \tag{4.2}$$

Le CDD est calculé à partir de la somme des ductilités en déplacement imposées à la structure. Cette ductilité correspond au rapport entre le déplacement des cycles inélastiques et le *yield displacement* de la structure. Les déplacements plus petits que *yield displacement* (non compris) ne sont pas considérés. Il faut faire attention lorsqu'on utilise cette formule, deux protocoles de charges différents peuvent imposer un même CDD mais avec un nombre de cycles inélastiques différent. Cette situation implique également une différence en dégât réel, il faut donc comparer deux protocoles en fonction du CDD et du nombre de cycles inélastiques.

4.2 Protocole d'essai proposé

Dans la littérature, il existe des protocoles pour différents scénarios. Ils dépendent, par exemple, du choix des lois constitutives des matériaux et de la structure.

Les protocoles conventionnels sont représentatifs pour des zones de haute sismicité (CUREE [11] et FEMA [25]) ce qui n'est pas le cas de notre contexte sismique. On serait tenté de définir

notre protocole sur celui de Mergos and Beyer [12] mais car il correspond à sismicités basses à moyennes. Malheureusement, leur protocole ne propose pas de solution adaptable au mur composé d'armatures en SMA et utilise une période de retour de 2475 ans. De plus, ils prennent comme hypothèse que la structure se comporte uniquement selon sa période fondamentale.

Disposant d'un modèle numérique capable de représenter les modes de vibrations de notre bâtiment et sa non-linéarité matérielle et géométrique, nous avons entrepris de développer des protocoles d'essai spécifiques pour nos murs. Pour ce faire nous nous sommes basés sur les méthodes existantes et en avons extrapolé une nouvelle. Comme il est possible de l'observer dans les réponses dynamiques des modèles (voir annexe C), lors d'un séisme, le modèle avec des armatures en SMA et celui avec des armatures en acier "classique" ne réagissent pas de la même manière. Nous prenons en compte cette différence en déterminant deux protocoles différents tout en suivant la même méthode.

4.2.1 Interprétation du modèle numérique et développement du protocole d'essai

Nous reprenons les enregistrements des séismes et le modèle numérique de la section 2.3. À partir de ces éléments nous avons déterminé les déplacements en tête de mur du rez-de-chaussée du bâtiment prototype grâce aux analyses dynamiques non-linéaires (voir section 2.3.3). Bien que tous les accélérogrammes utilisés sont mis à l'échelle selon un spectre identique, ils gardent une grande variabilité. Les déplacements en tête de voile obtenus sont donc très différents. Nous avons cherché à établir une tendance générale représentative. Pour ce faire, différentes transformations mathématiques et statistiques ont été appliquées à ces signaux. Tous les codes Matlab utilisés sont disponibles dans l'annexe M de ce travail.

Filtrer la zone d'intérêt : En appliquant un accélérogramme (par exemple celui enregistré à Adena, figure 4.3) à notre modèle, on peut déterminer d'un côté le déplacement au niveau de la dalle du premier étage pour le voile considéré (figure 4.4) mais, de l'autre, la force de réaction à la base de ce même voile (figure 4.5). En combinant ces deux diagramme liés au temps, on peut former un diagramme force-déplacement (figure 4.6).

On peut séparer les déplacements au niveau du premier étage en deux parties : ceux précédant le déplacement maximal - positif ou négatif - pré-pic et ceux le suivant post-pic (figure 4.4).

Nous limitons la définition du protocole aux excursions pré-pics car les dommages cumulés sont principalement causés par les excursions "primaires" qui élargissent l'enveloppe du diagramme force-déplacement visible sur la figure 4.6 (Mergos and Beyer [12]). Ce choix néglige les excursions post-pics responsables de dégâts mineurs.

Par contre, considérer que les excursions pré-pics sont "primaires", c'est-à-dire qu'on considère qu'elles imposent des demandes plus importantes que les cycles précédents, surestime les dommages cumulés. On peut donc dire que le fait de négliger les excursions post-pics est compensé par cette considération.

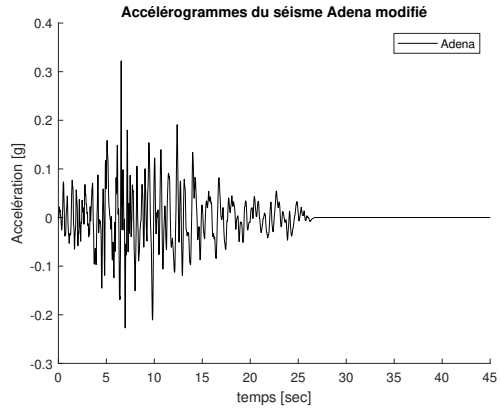


Figure 4.3 – Accélérogramme ressenti lors du séisme Adena mis à l'échelle

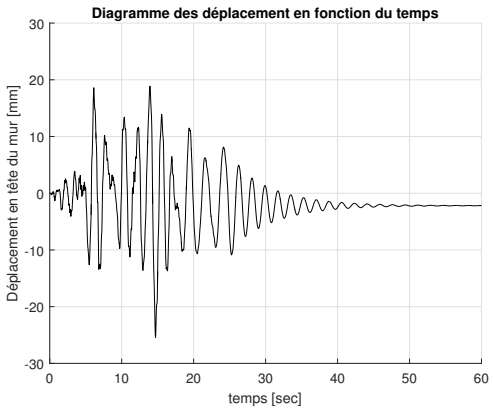


Figure 4.4 – Diagramme déplacement en tête de voile RC en fonction du temps lors du séisme Adena

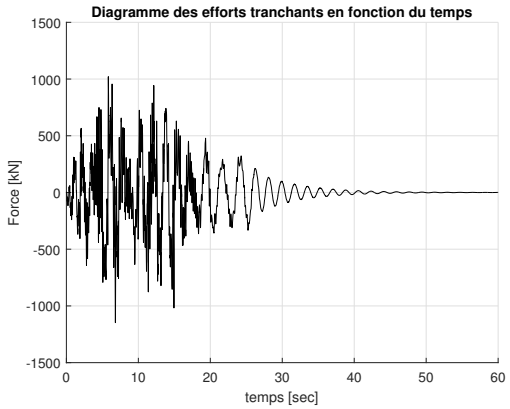


Figure 4.5 – Diagramme force à la base du mur RC en fonction du temps lors du séisme Adena

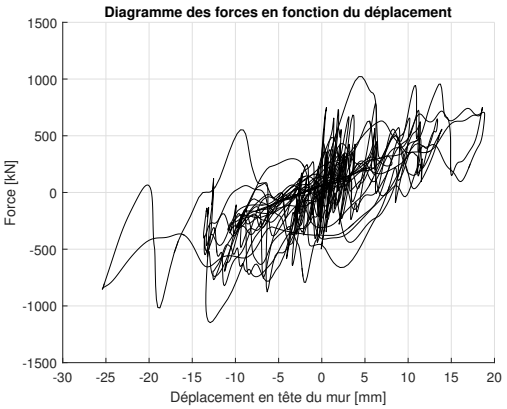


Figure 4.6 – Diagramme force à la base en fonction déplacement à la tête du mur RC lors du séisme Adena

Algorithme de la goutte d'eau : Cette étape permet de passer d'un déplacement en fonction du temps à un déplacement en fonction de cycles. Pour cela, nous utilisons l'algorithme de la goutte d'eau (Downing and Socie [37]). Cet algorithme très performant permet de rationaliser le développement du protocole de test. Il transforme un chargement complexe et irrégulier dans le temps en cycles d'amplitudes constantes ou croissantes. Il fonctionne comme suit : un cycle est compté si le second intervalle pic-vallée-pic ou vallée-pic-vallée est plus grand que le premier intervalle (figure 4.7). La taille de l'intervalle est alors le déplacement entre la vallée et le pic. La méthode de la goutte d'eau permet également de calculer la valeur moyenne du cycle qui correspond à la moyenne entre le pic et la vallée.

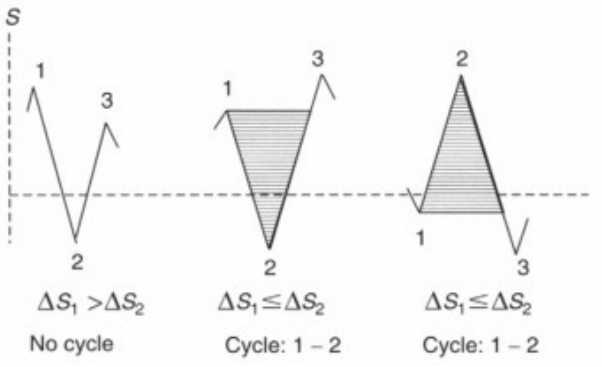


Figure 4.7 – Théorème de la goutte d'eau [38]

On observe un effet de moyenne, l'amplitude des cycles obtenus n'est pas symétrique par rapport à la position initiale du mur. Cet effet pourrait fausser les dommages cumulés. On néglige l'effet de moyenne vu sa faible implication dans les cycles les plus grands [35]. Par contre, dans le cas où le bâtiment se situerait à proximité d'une faille, cet effet de moyenne n'est plus négligeable [39]. Nous avons évité ce problème en choisissant des enregistrements de séismes de stations éloignées des failles.

Évaluation statistique des cycles : Jusqu'ici, chaque séisme est traité individuellement. Même si les séismes sont mis à l'échelle par rapport à un spectre précis, le nombre de cycles et les déplacements ne sont pas identiques pour chaque application de la méthode de la goutte d'eau à chaque séisme. Nous allons donc établir une analyse statistique à partir des différents résultats des déplacements en tête de voile pour chaque cycle précédemment obtenu. Dans un premier temps, il faut s'assurer que les valeurs d'amplitude soient bien ordonnées de manière décroissante pour chaque signal. Ensuite, on prend le 84ème percentile (moyenne ± écart-type) des amplitudes de chaque cycle comme conseillé dans la méthode de Bazaez and Dusicka [35]. Il est possible que certaines réponses aient plus de cycles que d'autres. La réponse finale aura un nombre de cycles égal au plus grand nombre de cycles entre tous les séismes considérés (figure 4.8).

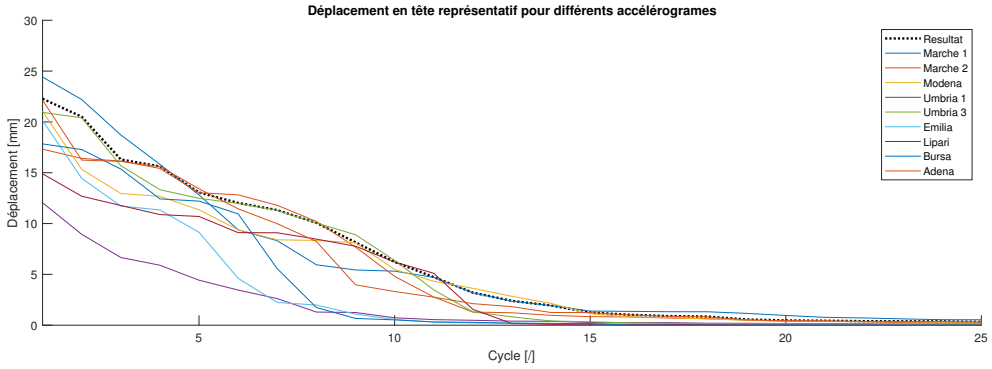


Figure 4.8 – 84ème percentile de l'ensemble des amplitudes de déplacement en tête déterminés à partir des différents séismes testé sur le bâtiment

Régression exponentielle : Nous possédons désormais un vecteur unique représentant l'analyse statistique de la réponse d'un voile dans un bâtiment à de nombreux accélérogrammes. Il nous faut maintenant extrapoler de ce vecteur un protocole d'essai représentatif. Comme on peut l'observer sur la figure 4.9, le vecteur contient énormément de petits déplacements. Ceux-ci

ne provoquant que peu de dégâts et pour raccourcir la durée des test expérimentaux, il est nécessaire de les filtrer. Selon la littérature, deux solutions sont envisageables : Mergos and Beyer [12] prend une borne inférieure de 5% du déplacement maximum alors que Bazaez and Dusicka [35] prend uniquement en compte les cycles inélastiques ($\mu_\Delta \geq 1$).

Nous utilisons la deuxième méthode pour être cohérent avec notre choix de principe de dommages cumulés. En effet, on estime que les cycles considérés comme élastiques ($\mu_\Delta \leq 1$) ne devraient pas générer de déformations permanentes. Dans notre cas, la séparation entre élastique et plastique est calculée théoriquement à partir d'une bi-linéarisation expliquée à la section 2.3.3. On applique donc les transformations suivantes à notre vecteur :

1. Transformer le vecteur des déplacements en un vecteur des ductilités de déplacement en le divisant par le *"yield displacement"* du voile ;
2. Filtrer les valeurs inférieures à l'unité, considérées comme élastiques (figure 4.9) ;
3. Interpoler le vecteur obtenu par une expression mathématique cohérente (ici une exponentielle de degré deux, voir équation 4.3) en prenant en compte uniquement les cycles inélastiques (figure 4.10).

$$f(N) = a.e^{bN} + c.e^{dN} \tag{4.3}$$

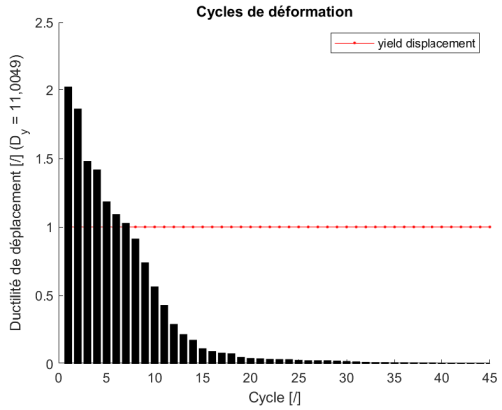


Figure 4.9 – Amplitude de déformation triée par ordre décroissant

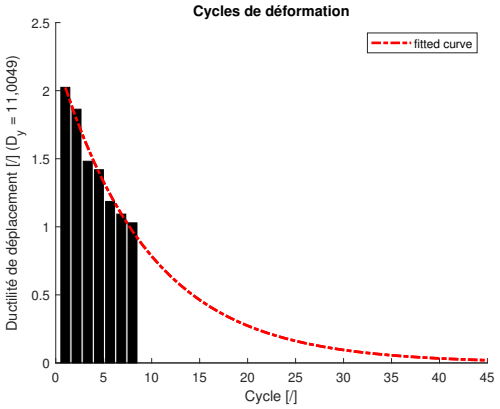


Figure 4.10 – Interpolation de l'amplitude de déformation après avoir été filtré

Extrapolation mathématique et pré-cycles : Nous possédons désormais une équation mathématique représentative de l'évolution de la ductilité de déplacement subie par le bâtiment pour un ensemble de séismes. Nous pouvons extrapoler notre protocole jusqu'à atteindre les valeurs de ductilité de déplacement désirées.

Pour pouvoir observer une perte de résistance et de raideur dans le mur, on impose deux fois le même déplacement. Pour ne pas augmenter le nombre de cycles total, nous avons regroupé les cycles en binômes. Deux options étaient alors possibles :

- Augmenter le cycle le plus faible de chaque binôme et l'égaler le plus élevé ;
- Diminuer le cycle le plus élevé de chaque binôme et l'égaler le plus faible.

Nous avons opté pour la première solution car elle permet d'augmenter les dégâts cumulés provoqués sur la structure.

Finalement, nous avons dû définir ce que nous faisions sous la valeur unitaire de ductilité de déplacement. En effet, le premier déplacement imposé étant relativement important ($11,0049[mm]$), il ne serait pas représentatif de directement commencer le test avec celui-ci. Nous nous sommes à nouveau basés sur la méthode de Bazaez and Dusicka [35] pour définir quatre paliers intermédiaires (25%, 50%, 75% et 100%) pour définir les pré-cycles. Ces cycles ont également été doublés pour garder une cohérence avec l'hypothèse faite précédemment.

4.2.2 Protocole d'essai proposé

Le raisonnement présenté ci-dessus est réalisé pour les deux bâtiments modélisés et permet de définir deux protocoles. Le premier pour le mur dimensionné selon l'Eurocode 8 (figure 4.11) et le second pour le voile contenant des armatures en SMA (figure 4.12). Les deux protocoles présentés se divisent en trois parties :

- Une partie initiale commune constituée des quatre paliers (25%, 50%, 75% et 100%) ;
- Une deuxième partie basée sur des déplacements observés pendant les analyses non linéaires (Annexe C), comme décrit auparavent ;
- Une dernière partie extrapolée reprenant des déplacements non observés mais envisageables si des séismes plus puissants surviennent.

Béton armén (RC) : Le protocole obtenu pour le mur en béton armé comporte une vingtaine de cycles avant d'atteindre une ductilité de déplacement de 4, ductilité théorique de notre bâtiment (figure 4.11). On remarque que pour les séismes étudiés, la ductilité en déplacement nécessaire pour pouvoir dissiper leur énergie transmise se limite à environ 2 Δ_y. Le dimensionnement fait selon l'EC8 est donc sécuritaire en imposant une ductilité de 4.

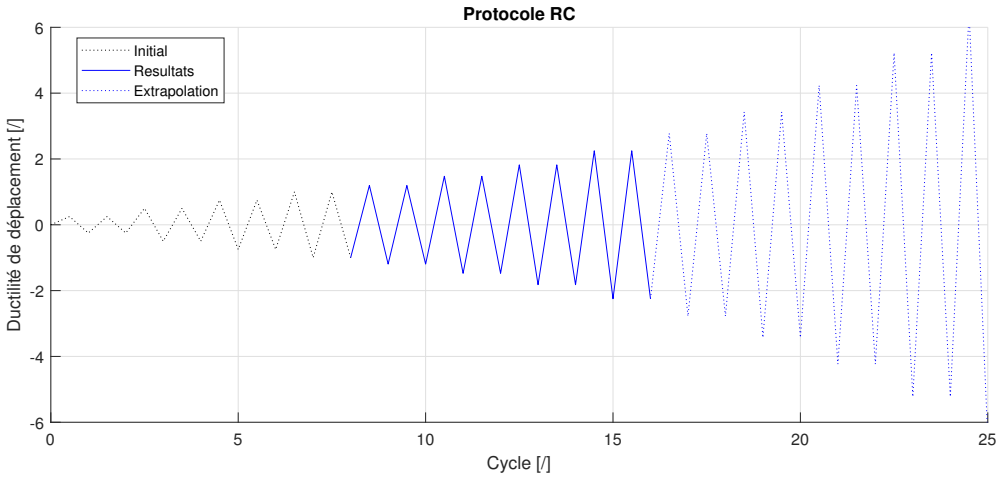


Figure 4.11 – Protocole développé pour le voile en béton armé avec des armatures classiques

Alliage à mémoire de forme (RC+SMA) : Le protocole obtenu pour le bâtiment RC+SMA a une allure très similaire au protocole RC. Il dépasse la ductilité en déplacement recommandée par l'EC8 après 18 cycles (figure 4.12), son évolution est donc plus rapide.

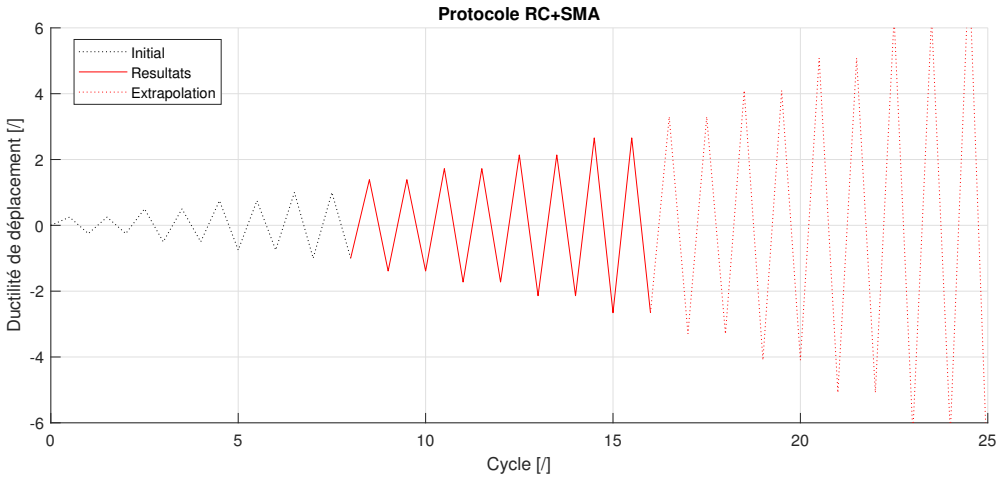


Figure 4.12 – Protocole développé pour le voile en béton armé avec des armatures en alliage à mémoire de forme

4.2.3 Mise à l'échelle du protocole

Les protocoles établis précédemment sont définis par rapport aux bâtiments modèles (RC et RC+SMA) et au contexte sismique précédemment défini (voir section 2.2.1). Rappelons maintenant que le voile en béton du rez-de-chaussée du bâtiment prototype étant trop grand pour le portique d'essai, une mise à l'échelle du voile a été nécessaire (voir section 3.2.1). Initialement nous voulions appliquer un facteur de 2/3 à l'entièreté du modèle pour obtenir un voile adapté à notre portique. Cette solution a été abandonnée car le voile obtenu se comporte différemment que le bâtiment initial à la rupture. Pour conserver au mieux un comportement similaire entre le mur du bâtiment prototype et le mur testé, on garantit une ductilité de courbure (μ_φ) identique en fonction du temps dans le modèle avant et après la mise à l'échelle. La ductilité de courbure détermine le mode de rupture de manière plus locale que la ductilité en déplacement (Beyer [40]). La ductilité en courbure est calculée de la même manière que le μ_Δ et se définit de cette manière :

$$\mu_\varphi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} \tag{4.4}$$

En plus de la ductilité en courbure, les deux voiles possèdent également un *axiale load ratio* et un *shear span ratio* équivalent. En gardant, ces trois paramètres identiques, le mur testé est capable de rentrer dans notre dispositif d'essai tout en gardant les mêmes modes de rupture et de déformation. Nous avons donc mis le voile du bâtiment prototype à l'échelle pour obtenir une hauteur de mur testé de 2 mètres.

Après la mise à l'échelle du bâtiment, il faut en parallèle mettre à l'échelle le protocole. Notre protocole, comme indiqué auparavant, étant défini en ductilité de déplacement (μ_Δ) et non en ductilité de courbure (μ_φ), l'opération n'est donc pas immédiate. Nous allons donc suivre une série d'étapes pour déterminer le protocole exprimé en ductilité de déplacement pour le mur testé, ces étapes sont illustrées sur la figure 4.13.

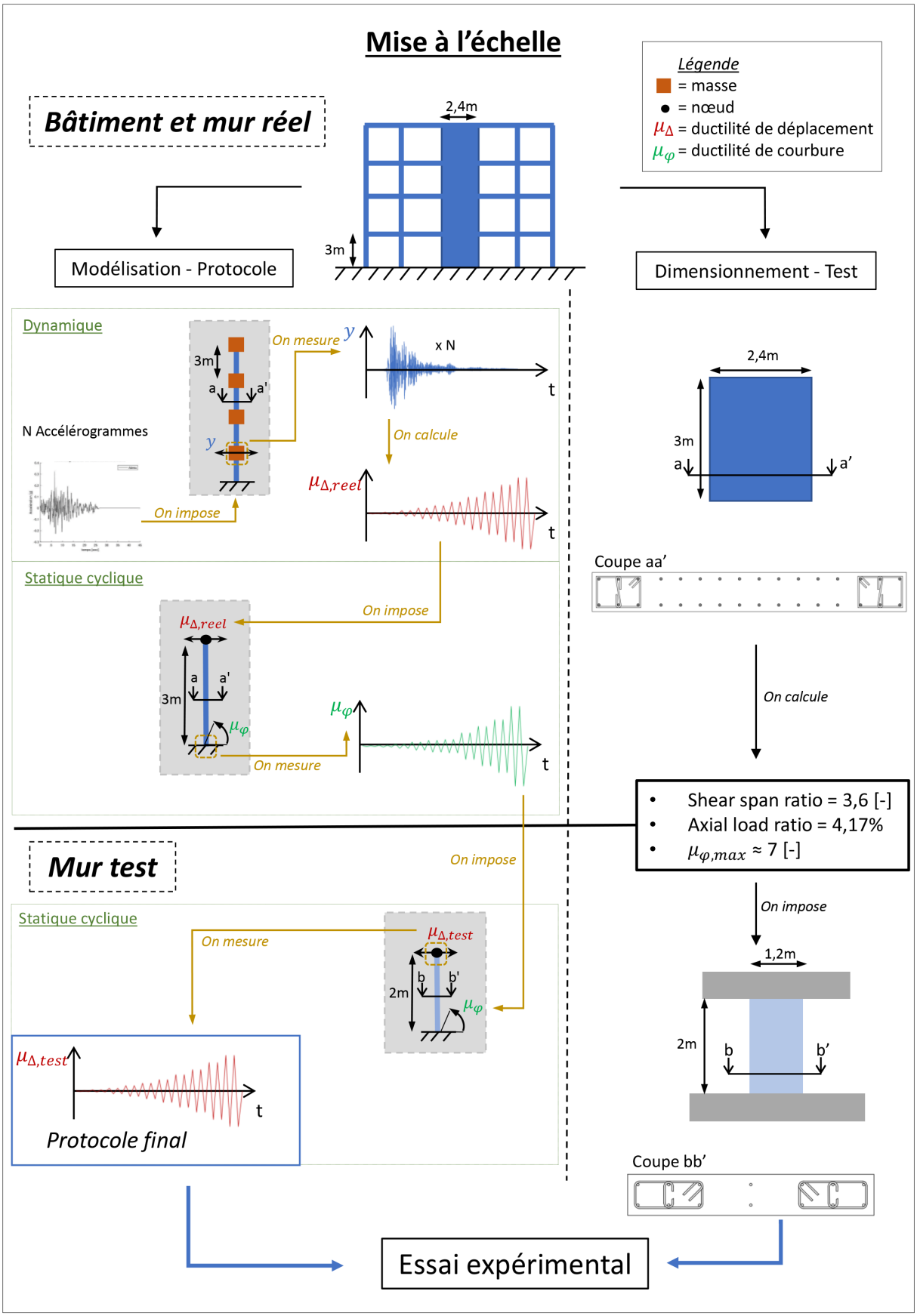


Figure 4.13 – Méthode de mise à l'échelle du protocole de test

La première étape a déjà été expliquée et a permis d'établir le protocole de charge pour le voile du bâtiment prototype (protocole $\mu_{\Delta,reel}$ en rouge). On impose le protocole déterminé précédemment au mur prototype et on mesure la courbure à sa base en fonction du temps, pour déterminer un deuxième protocole en fonction de μ_φ (protocole μ_φ en vert). Ce deuxième protocole en courbure est alors imposé au modèle du mur testé. On mesure ensuite le déplacement en tête de voile testé pour former un troisième protocole en ductilité de déplacement (protocole $\mu_{\Delta,test}$ en rouge). Ce dernier protocole est donc le protocole final qui sera imposé au mur testé dans le dispositif. Il permet d'imposer au voile réduit une fissuration et une déformation locale similaire à celles qu'aurait connu le bâtiment prototype subissant le protocole d'essai défini plus haut (voir section 4.2.2).

Cette partie de la recherche étant réalisée en collaboration avec deux autres mémorants, vous trouverez plus d'information sur cette méthode dans leur mémoire (Herrezeel and Rigot [2]).

4.3 Différence entre les protocoles

4.3.1 Différence entre les différents protocoles existants

Nous comparons maintenant notre protocole obtenu avec ceux conventionnellement utilisés pour des structures en béton armé. Cette comparaison doit se faire à partir du protocole avant sa mise à échelle, appliqué au mur de rez-de-chaussée du bâtiment protoype. Nous avons sélectionné deux protocoles "conventionels" pour le béton (ACI 374 [32] et NewZealand modifié [31]) et deux protocoles définis par les articles dont on a tiré notre méthode ([35] et [12]). Pour le premier, Bazaez, on a utilisé une période de T=0,5 et une ductilté en déplacement maximum de 4. Pour celui de Bazaez and Dusicka [35], on a considéré une période de T≥0,5, deux cycles identiques par étape et un diagramme force-déplacement "Thin Takeda".

La figure 4.14 montre des différents protocoles jusqu'à une ductilité de déplacement égale à 4. Il s'agit, selon l'Eurocode 8, de la ductilité supposée du bâtiment précédemment dimensionné.

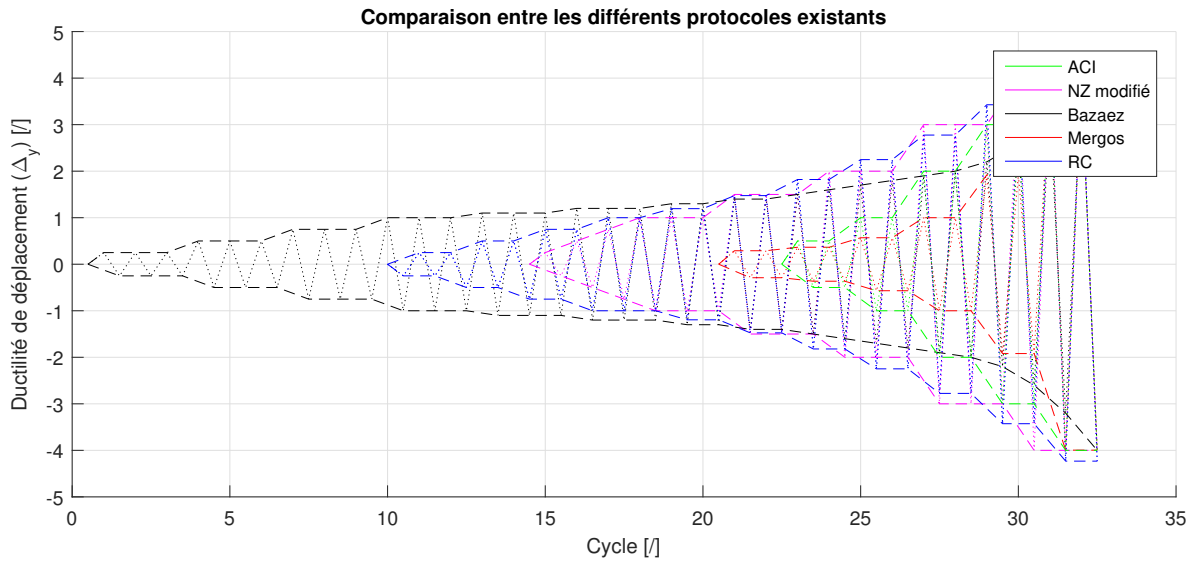


Figure 4.14 – Comparaison entre le protocole RC et les autres protocoles classiques pour les murs en béton armé

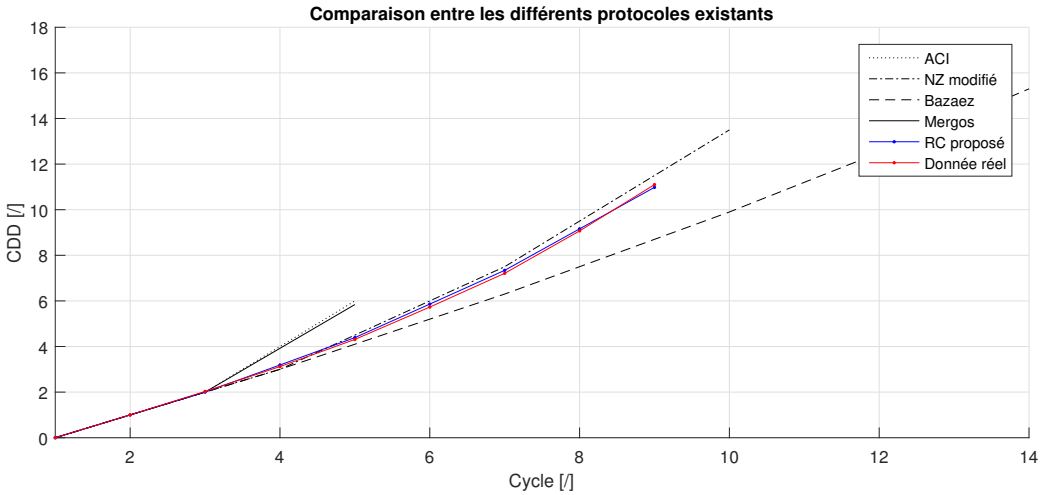


Figure 4.15 – Comparaison entre le protocole RC et les autres protocoles pour des dommages cumulés jusqu'à la ductilité de déplacement 2

Sur la figure 4.14, on remarque que notre protocole a un plus grand nombre de cycles que les autres sauf celui défini par Bazaez. Il se situe entre ceux de Bazaez et NZ modifié. Cependant, la figure 4.15 montre que, en terme de dommages cumulés, notre protocole est inférieur à ceux de Bazaez et NZ modifié. En effet, ces deux protocoles ont été déterminés pour des zones à haute et très haute sismicité, il est donc normal qu'ils nous surpassent en terme de dommages cumulés. Notre protocole proposé possède plus de pré-cycles élastiques mais impose moins de dommages au final.

La ductilité de déplacement observée lors des analyses dynamiques précédemment réalisées se limitant à 2, on a limité les protocoles définis ci-dessus à une ductilité de déplacement identique (figure 4.15). Ce choix nous permet de comparer les dommages cumulés avec la réalité du modèle. Il faut préciser que les dommages cumulés prennent en compte uniquement les cycles inélastiques comme défini à la section 4.1.3. Ce graphe permet de confirmer que notre protocole soumet au mur prototype moins de dommages cumulés que les protocoles définis pour des régions à haute sismicité (Bazaez and Dusicka [35]).

Sur cette même figure 4.15, on constate également que notre protocole est bien concordant avec les données obtenues après l'évaluation statistique mais la méthode sous-estime légèrement les résultats par analyse dynamique.

4.3.2 Différence entre le protocole du RC et du RC+SMA

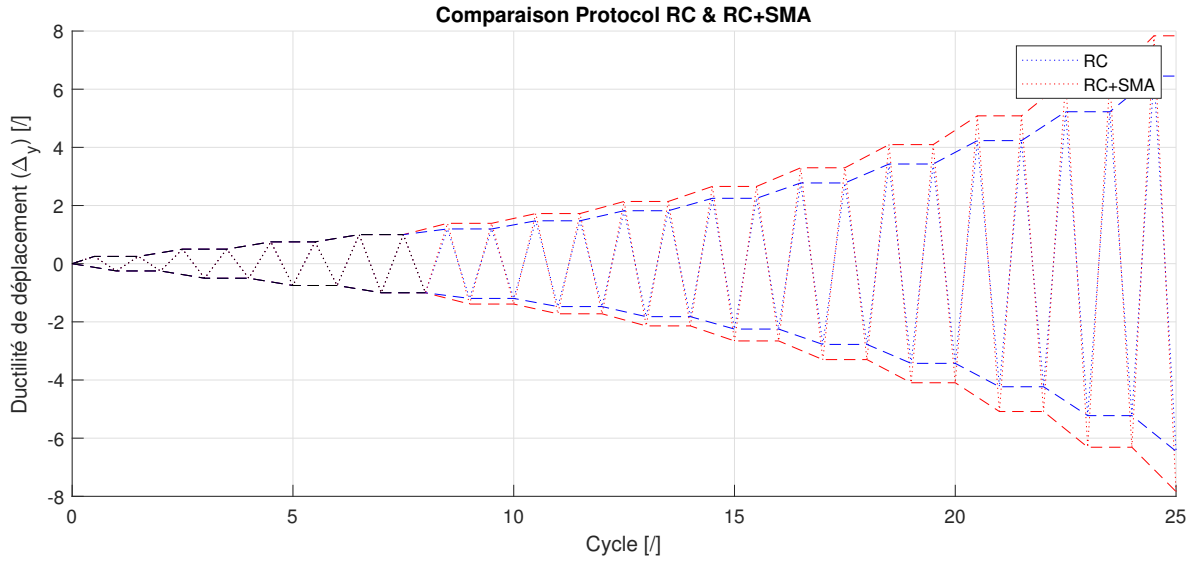


Figure 4.16 – Comparaison entre le protocole RC et RC+SMA

Bien que d'apparence relativement similaire, on observe une différence entre les deux protocoles établis. Le mur RC+SMA ayant une ductilité plus importante, subit des déplacements plus grands durant les différents séismes. On observe ce phénomène dans l'annexe C reprenant les différentes réponses de notre modèle non linéaire. Cette différence se traduit par un protocole plus contraignant en déplacement dans le cas du RC+SMA (figure 4.16).
La comparaison a été faite en ductilité de déplacement pour avoir une dimension adimensionnelle de référence.

Nous avons également comparé les dégâts cumulés. Sur la figure 4.17 on observe la courbe des dégâts cumulés réellement subie par le voile en SMA et celles imposées par les deux protocoles proposés. On remarque que le protocole RC+SMA est un peu moins contraignant en terme de dommages cumulés. À l'inverse, le graphe montre que le protocole RC n'est plus totalement adapté au cas du voile RC+SMA. Bien qu'il atteigne un niveau de dommages cumulés identique, son évolution plus lente demande un plus grand nombre de cycles.

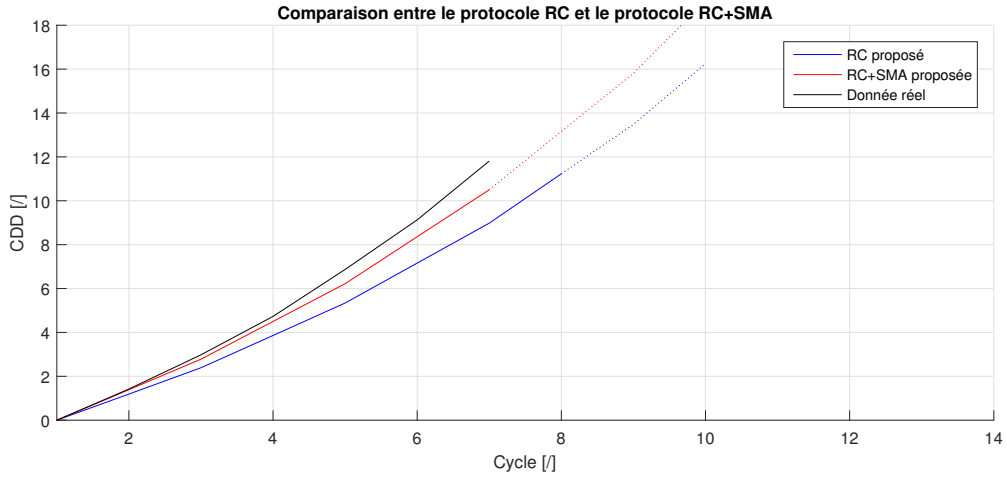


Figure 4.17 – Comparaison entre les dommages cumulé appliqué par les protocoles RC et RC+SMA

4.4 Couplage des vérins horizontaux et verticaux

La dernière étape du protocole à définir est le couplage entre nos différents vérins (figure 4.18). Comme expliqué précédemment, nous disposons de deux vérins verticaux (V_2 et V_3) et d'un vérin horizontal (V_1).

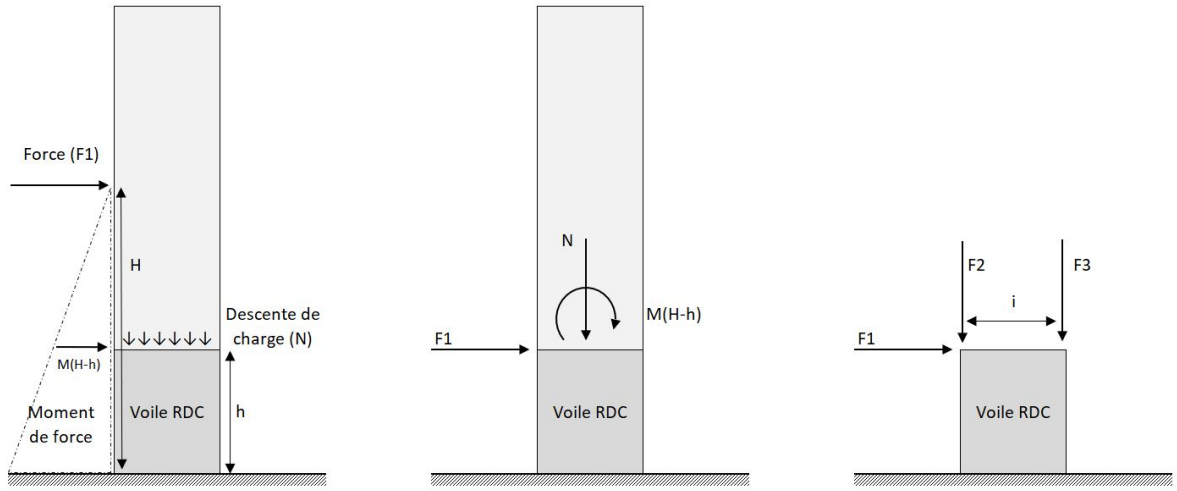


Figure 4.18 – Représentation des différentes forces à appliquer sur le voile pour simuler l'action du bâtiment subissant un déplacement

Le vérin horizontal V_1 impose un déplacement horizontal au mur. Ce déplacement est préalablement déterminé par le protocole quasi-statique défini. Pour atteindre ce déplacement, le vérin hydraulique doit déployer une force (F_1) jusqu'à ce que le déplacement soit atteint. En théorie, cette force doit s'appliquer à la hauteur H mais dans le dispositif, elle est appliquée à une hauteur h. Un moment en tête de mur ($M = F_1.(H - h)$) doit donc être simulé.

De plus, la masse du bâtiment n'étant pas négligeable, un poids propre (N) constant doit donc également être appliqué au mur testé.

Grâce à un calcul de flexion composé, on obtient les équations suivantes pour F_2 et F_3 :

$$F_2(t) = \frac{N}{2} - F_1(t)\,\frac{H-h}{i} \tag{4.5}$$

$$F_3(t) = \frac{N}{2} + F_1(t)\,\frac{H-h}{i} \tag{4.6}$$

Avec :

- $F_1(t)$: la force mesurée en chaque instant t par la cellule de force placée sur V_1 ;
- $H - h = 4,34 - 2,2 = 2,141[m]$: la différence de hauteur entre le point d'application théorique de la force F_1 et la hauteur du mur ;
- $i = 2,55[m]$: la distance inter-vérins verticaux permettant un bras de levier et donc la création d'un moment.

5 Instrumentation du mur et du dispositif d'essai

Réaliser une expérience est intéressant uniquement si on peut en tirer des données représentatives. Une partie du travail à donc été de définir les moyens de mesure adaptés à ce que nous voulions observer. Nous avons divisé notre réflexion selon différents phénomènes intéressant :

- Mesures d'ouverture de fissures sur le mur ;
- Mesures des déformations hors plan ;
- Mesures du déplacement en tête de mur ;
- Évolution en temps réel de l'échantillon par corrélation d'images ;

Dans chaque catégorie, on peut trouver différents types de capteurs. Une partie des mesures sont numériques, d'autres sont analogiques ou encore optiques. Dans ce chapitre, nous nous attardons sur les différentes solutions que nous avons appliquées en fonction du phénomène à analyser.

5.1 Ouverture de fissures sur le mur

5.1.1 Relation entre les déformations induites par flexion et cisaillement

La déformation lors des essais réalisés comporte une composante due à l'effort normal, à l'effort tranchant et au moment. Ces trois efforts induisent des déformations différentes. Dans notre cas, on néglige l'apport des déformations par expansion qui est due à l'application de l'effort normal. On pourrait penser que la déformation due au cisaillement est égale à la composante horizontale de la déformation en tête de mur (U_R) mais la figure 5.1 montre que la déformation induite par la flexion a également une composante horizontale. Il n'est pas évident de les dissocier vu leur interconnectivité.

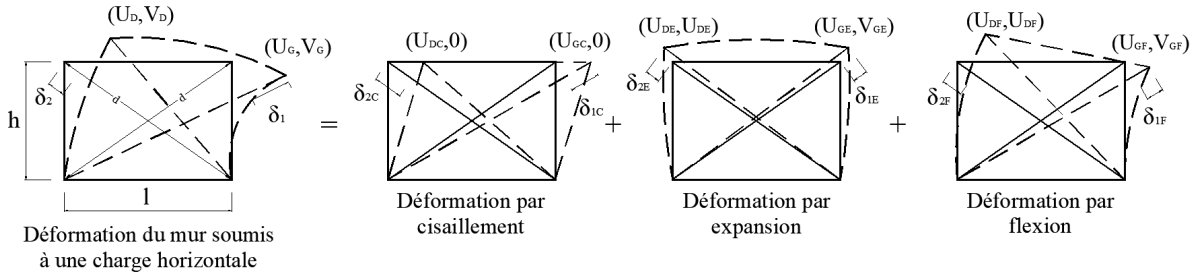


Figure 5.1 – Figure des différentes composantes de la déformation totale [41]

Comme expliqué plus haut (voir section 2.2.3), le voile, lors de l'essai, va principalement se déformer à cause de la flexion mais il est important d'en déterminer la proportion exacte. En se basant sur l'article de Hisahiro [41], il est possible de trouver une relation géométrique pour U_C et définir U_F comme l'intégrale des courbures.

$$(U_{DC} = U_{GC} =)U_C = \frac{1}{2}(U_D + U_G) - U_F = \frac{d}{2l}(\delta_1 - \delta_2 - [U_F - \frac{h}{2l}(V_D - V_G)]) \tag{5.1}$$

$$(U_{DF} = U_{GF} =)U_F = \int_0^h \theta_y dy = \int_0^h \frac{(V_G(y) - V_D(y))}{l} dy \tag{5.2}$$

Malheureusement, $V_G(y)$ et $V_D(y)$ varient en fonction de la hauteur le long de la tranche du mur. En effet, en fonction de l'ouverture et la position des fissures, il faudra déterminer les déformations verticales locales. On remarque également l'importance de mesurer les déformations au niveau des diagonales du voile.

5.1.2 Prévisions de fissuration

En se basant sur la littérature, on a pu estimer la position et la taille d'ouverture des fissures réparties sur la hauteur du voile. Il faut bien sûr distinguer les deux voiles vu que la fissuration se déroulera différemment.

- **Voile RC :**
  Pour ce voile, on se base sur l'article de Lu et al. [8] pour avoir une bonne estimation des ouvertures de fissures. Les voiles testés (1,4x0,15x2,8$[m^3]$ et 3,5% de ALR) sont relativement proches de notre cas de figure. Pour chaque voile testé, ils font varier le SSR. Leurs résultats d'essais pour des SSR de 2, 4 et 6 (respectivement pour les murs C1, C2 et C3 de la figure 5.2) montrent la propagation des fissures sur la hauteur du voile en fonction de l'augmentation du SSR. On peut constater que la somme des ouvertures des fissures ne varie pas en fonction des murs ; ce n'est que la répartition qui varie d'un mur à l'autre. On remarque sur le deuxième schéma qui se rapproche le plus du SSR de notre voile testé que les fissures se développent presque sur toute la hauteur du voile mais principalement dans le tiers inférieur du mur (soit un peu moins d'un mètre). Cette information devra être prise en considération pour s'assurer que les capteurs n'arrivent pas en bout de course et éviter de perdre des mesures.

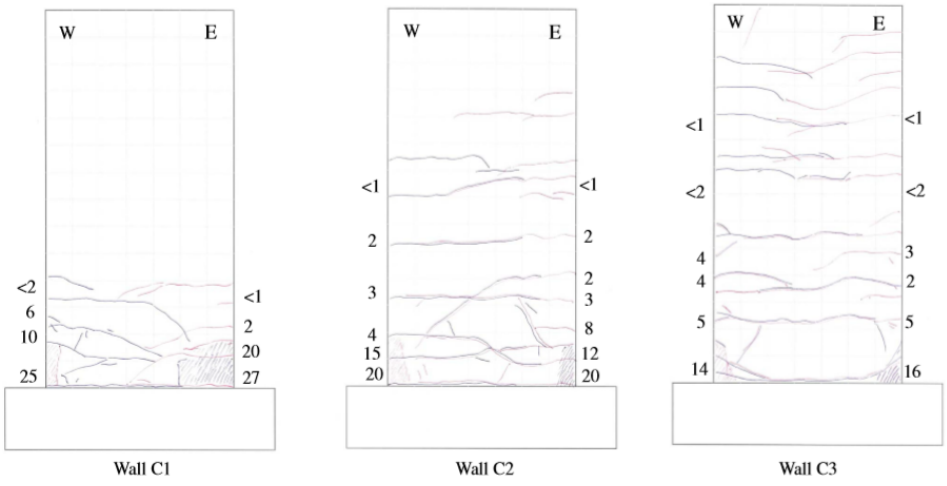


Figure 5.2 – Schéma d'ouverture de fissures en fonction du SSR[8]

- **Voile RC+SMA :**
  Dans ce cas de figure-ci, on ne peut pas se baser sur des essais qui prennent en compte le SSR et le poids propre du bâtiment. Par contre, on peut constater dans la thèse de Abdulridha [34] que les fissures sont principalement localisées sur la partie armée avec des SMA (figure 5.3). Pour ses essais, le mur testé fait 2200[mm] de haut, 1000[mm] de long et 150[mm] d'épaisseur. Par contre, la hauteur des armatures en SMA fait 1200[mm] à partir de la base du voile, ce qui est quatre fois plus que dans notre voile. Nous ne pouvons donc pas faire une estimation correcte des ouvertures mais on peut s'attendre à avoir plusieurs fissures principales sur la hauteur de la barre de SMA. Elles peuvent apparaitre à trois endroits différents :

- Aux jonctions entre les coupleurs et la barre de SMA : en cas de glissement de la barre dans le manchon, une fissure devrait apparaître à 30[cm] au-dessus de la table inférieure ou entre la table inférieure et la base du voile.
- Au-dessus du manchon : si la soudure entre la barre d'acier et le manchon n'a pas été réalisée proprement, elle créera une faiblesse dans l'armature. On observera alors une rupture par plastification de l'acier.
- Si aucun glissement dans les manchons n'est observé et que la soudure n'a pas affaibli la barre, les fissures devraient se propager sur le reste de la hauteur du mur. On peut, de manière intuitive, imaginer qu'elles resteront principalement dans la moitié inférieure du voile.

Figure 5.3 – Ouverture de fissure pour un mur en béton armé (gauche) et avec SMA (droite) pour 1,25% de "drift" [34]

5.1.3 Disposition des capteurs

Le dispositif devant nous permettre de distinguer le cisaillement et la flexion interne durant le test, nous avons dû trouver un moyen de relever ces différentes déformations précisément en tenant compte des zones de fissurations. Pour cette raison, la disposition n'est pas identique pour les deux essais mais, pour chaque mur, les capteurs sont mis de manière symétrique. La figure 5.4 montre cette disposition pour les deux murs. Les plans complets sont disponibles dans l'annexe J. Au total, 44 capteurs sont placés sur et autour du mur (voir liste complète dans l'annexe I.1). L'acquisition, limitée par le nombre de capteurs, se fait à une fréquence de 0,2[Hz].

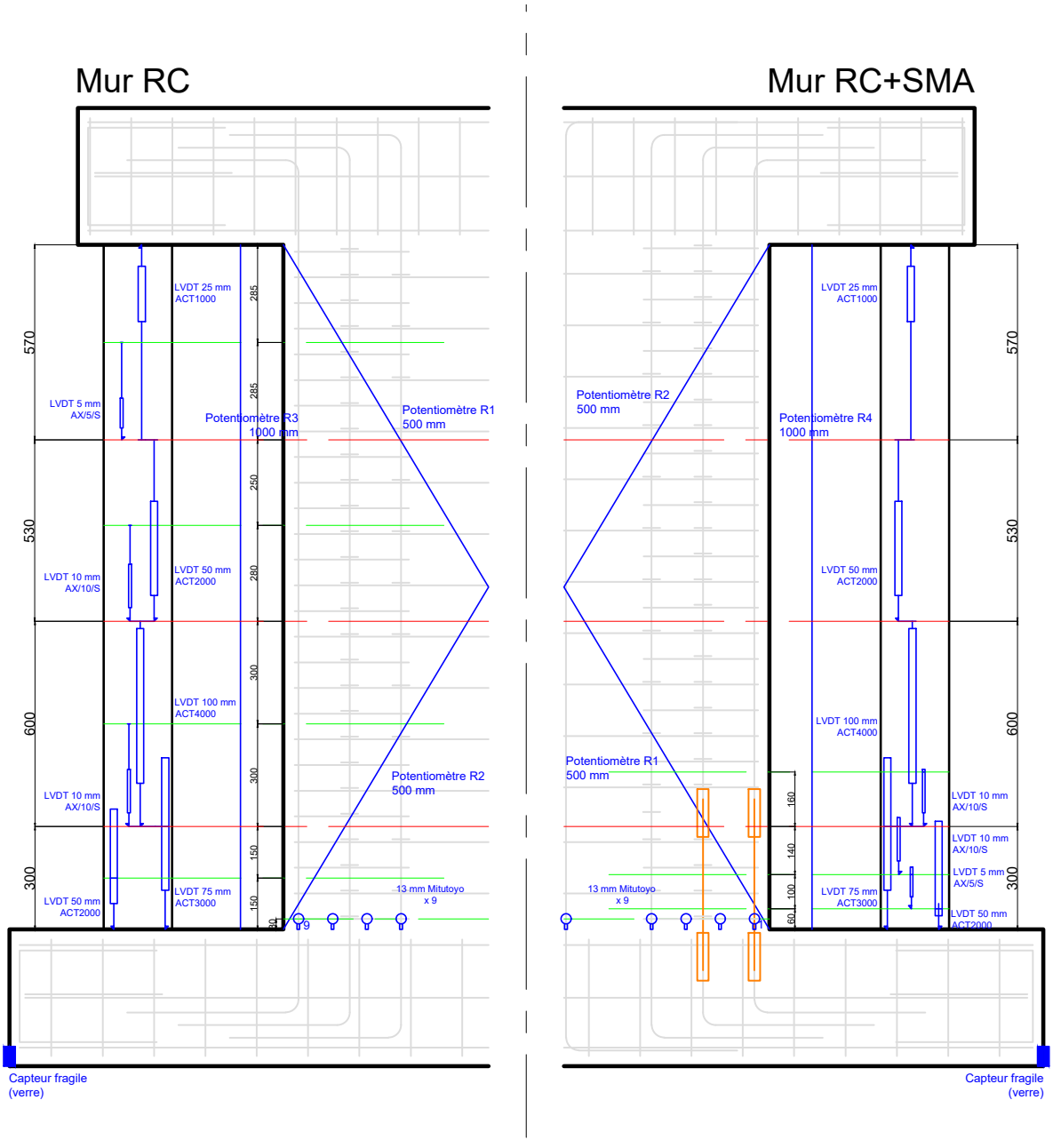


Figure 5.4 – Schéma de la disposition des capteurs d'ouverture de fissures

1. **LVDT**
   Parmi les différents moyens de mesure permettant de calculer un déplacement linéaire, les capteurs LVDT (de l'anglais *Linear Variable Differential Transformer*) sont sans doute les plus connus. Ils permettent grâce à une variation de flux magnétique, induit par le déplacement d'une tige fero-magnétique, de définir le déplacement au micromètre près. Il n'y a pas de contact direct entre la tige mobile et les bobines. La déformation mesurable par ce capteur dépend de la course disponible du noyau mobile. Au total, 16 capteurs LVDT sont utilisés pour chaque essai. Leurs courses varient entre 200[mm] et 10[mm].

   Pour déterminer la disposition des LVDT sur la tranche, on considère plusieurs paramètres :

   - Les déformations doivent être calculées sur toute la hauteur. Il faut donc faire un

maillage de capteurs entre la table inférieure et supérieure, le long de la tranche du mur. De plus, il est important de placer des LVDT sur chaque tranche vu que la position et l'ouverture des fissures ne seront pas symétriques. A partir des résultats obtenus, il est alors possible de déterminer une courbure moyenne entre chaque point de référence. Les LVDT sont donc plus utilisés pour connaitre l'extension entre deux points et non pour mesurer un déplacement.

- Pour pouvoir plus facilement comparer les résultats des deux voiles, nous gardons un même maillage principal (en traits rouges sur la figure 5.4). La première partie reprend la hauteur de la barre de SMA à la base. Les autres divisent la hauteur restante en trois parties relativement égales, en fonction de la course du capteur assigné.
- On évite de placer les fixations des LVDT au niveau des étriers. En effet, à cet endroit les fissures ont tendance à apparaitre. Malgré que la place des étriers ne soit pas exactement identique dans les deux voiles, la division principale arrive à respecter ce critère.
- Pour éviter la perte de la prise de mesure, nous avons estimé (par comparaison avec d'autres expériences relativement similaires) l'ouverture des fissures dans les différentes zones et ainsi pu prévoir des LVDT de course adaptée.

Pour fixer la chaine de LVDT sur la tranche, d'autres essais faits auparavant vissaient les attaches directement dans le béton (figure 5.5). Malheureusement, ce forage cause une faiblesse et favorise le passage d'une fissure à l'endroit de la fixation. Lorsque la fissure s'ouvre, la fixation risque de lâcher et de provoquer la chute du LVDT. On perdrait alors deux mesures sur le cycle en cours. Pour y remédier, nous avons collé les fixations sur la tranche pour ne pas abîmer le béton et donc ne pas créer de faiblesse même superficielle.

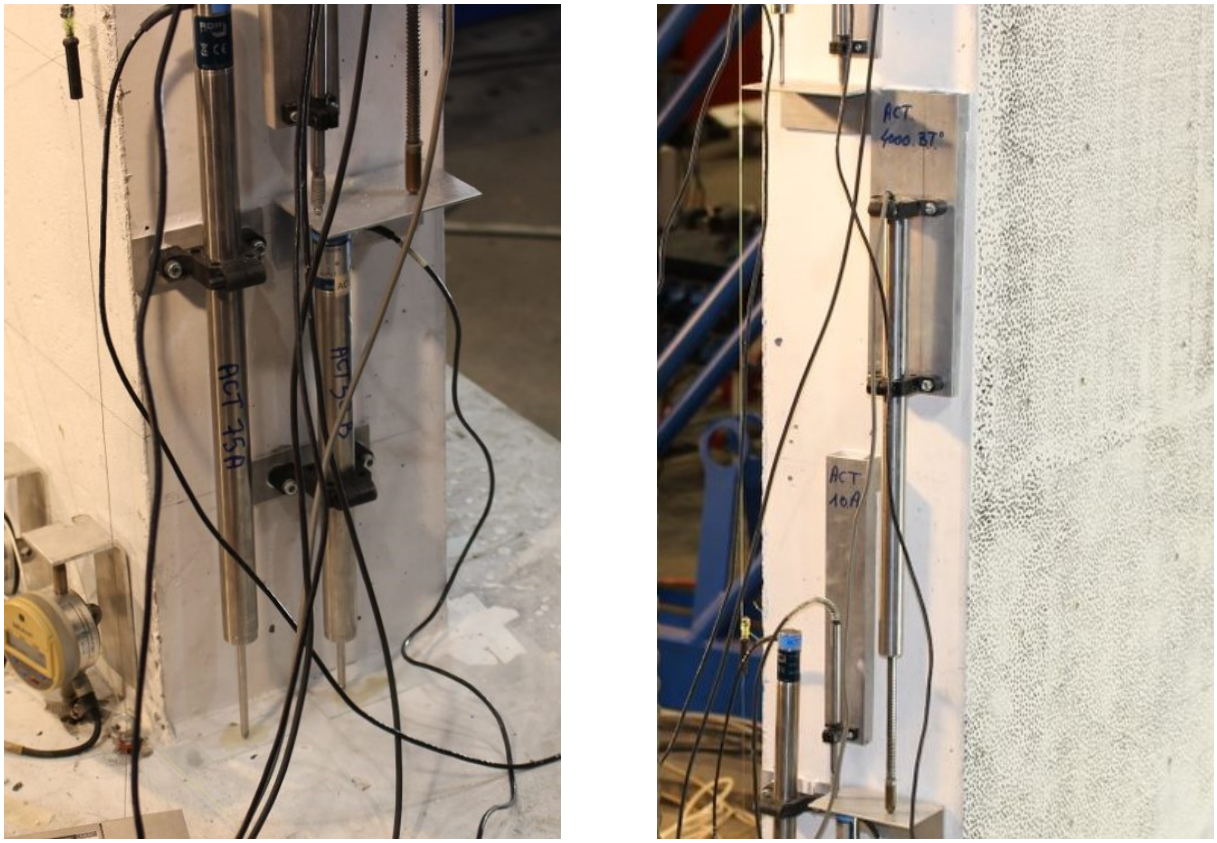


Figure 5.5 – Détail d'installation des LVDT

2. **Potentiomètres à cable**
   Un deuxième capteur fréquemment utilisé pour mesurer un déplacement linéaire est le capteur de déplacement potentiométrique à câble. Celui-ci est capable de mesurer la déformation entre deux points relativement éloignés par l'intermédiaire d'un câble s'enroulant à un tambour relié à un ressort de rappel. En tournant, le tambour déplace un curseur sur une résistance fixe. La tension mesurée entre le curseur et une extrémité de la résistance est proportionnelle au déplacement mécanique. Nous en avons quatre à notre disposition :

   - Deux permettent de mesurer la déformation selon les deux diagonales ;
   - Deux permettent de mesurer l'entièreté de la déformation des arrêtes verticales.

   Ces deux derniers créent une redondance et nous permettent de récupérer des mesures perdues lors de la possible chute d'un LVDT.

   Pour la mise en place, ces capteurs prennent malheureusement beaucoup de place. Pour s'assurer que la mesure est prise au plus proche de la diagonale, les fils passent par un anneau vissé dans la table inférieure et supérieure (figure 5.6).

Figure 5.6 – Détail d'installation des potentiomètres rotatifs

3. **Inclinomètres**
   Le troisième type de capteur utilisé est l'inclinomètre. Celui-ci est fixé sur un élément et permet de calculer son inclinaison dans une direction au cours du temps. Nous en disposons deux sur la table supérieure (figure 5.7). Le premier permet de donner l'inclinaison du mur dans son plan. Ainsi, il sera possible de vérifier les mesures des LVDT placés sur la tranche du mur. Le second aidera à déterminer si la table supérieure du mur s'incline pendant l'essai. Dans les deux cas, on prend comme hypothèse que la table supérieure est très rigide et ne se déformera pas durant le test.

Figure 5.7 – Détail d'installation des inclinomètres

4. **Capteurs de fissuration en base de mur**
   La dernière série de capteurs se situe à la base du mur. Quel que soit le type d'armature dans le voile testé, il y aura une fissure principale en base de mur. Cette fissure permet de déterminer la position de l'axe neutre dans la section qui varie en fonction des charges imposées. Cet axe neutre sépare la partie en traction et compression dans le béton. Le béton tendu va se fissurer et le béton comprimé va s'écraser mais à l'interface entre les deux les efforts seront nuls et donc les déformations aussi. Il est donc nécessaire de mesurer les déformations tout au long de la basse pour approcher au mieux la position de cet axe.

   Pour déterminer ces déformations, neufs capteurs incrémentaux sont placés à la base du mur, un au centre et quatre de part et d'autre de celui-ci comme sur la figure 5.8. Les quatre capteurs de chaque côté sont répartis sur les 30[cm] de béton confiné de rive.

   Ces capteurs sont précis et utilisent un système de mesure optique pour déterminer le déplacement au micromètre. En effet, ces capteurs sont composés de deux pistes divisées de façon régulière en divisions noires et claires sur lesquelles ils se déplacent, dans un sens ou dans l'autre. Les capteurs transmettent alors une impulsion lorsqu'il passe d'une division à l'autre. Les deux pistes sont décalées d'une demi-division de manière à permettre de déterminer le sens de mouvement.

Figure 5.8 – Détail d'installation des incrémentaux Mitutoyo

5.2 Déformations hors plan

Durant l'essai, le mur subira uniquement des forces dans son plan. En théorie, aucun effort hors plan ne devrait apparaitre (figure 5.9). En pratique, un défaut au niveau des matériaux, de la géométrie des pièces ou une légère inclinaison du mur peut provoquer une rotation et/ou un déplacement hors plan de la table supérieure. Ces déplacements parasites sont habituellement repris par la double rangée d'armatures du voile. Malheureusement, au fil des cycles, le voile perdra en raideur et ces efforts seront susceptibles d'apparaitre. Pour des essais avec une configuration similaire (Almeida et al. [22]), ces déplacements parasites sont déjà apparus. Nous ne pouvons donc pas les négliger. Deux solutions sont envisageables :

- Contraindre totalement le mur hors de son plan ;
- Instrumentaliser le mur au prix de devoir accepter une légère déformation.

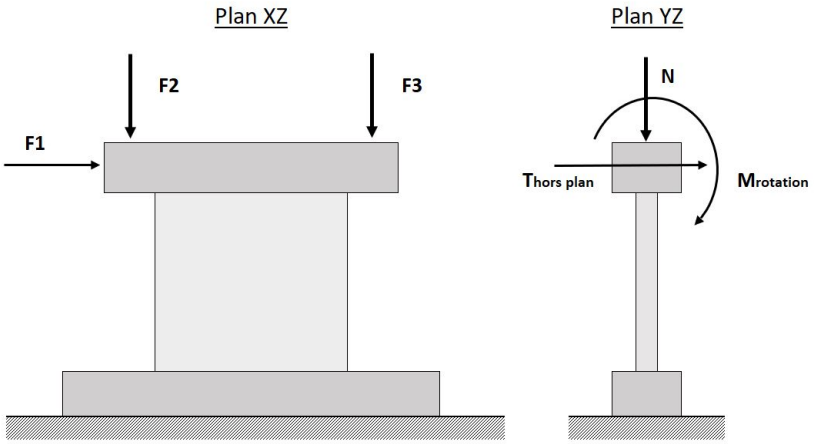


Figure 5.9 – Schéma expliquant la supposée absence de forces hors plan

Solution trouvée : Comme expliqué dans la section 3.2.6, nous installons une plaque de billes au-dessus de chacun des stabilisateurs placés aux quatre extrémités du mur. Ainsi nous créons un appui permettant au mur de se déplacer dans son plan tout en évitant la rotation et le déplacement de la table supérieure. Ces déplacements engendreront des moments et des efforts normaux repris par les modules de billes composés d'un système de trépied fait de trois tiges filetées jaugées liant la plaque de billes au stabilisateur (figure 5.10 et figure 5.11).

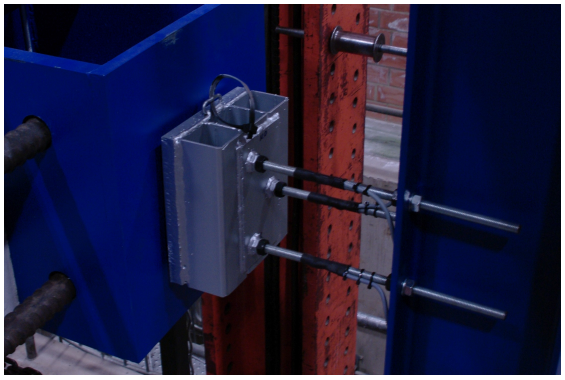


Figure 5.10 – Photo du trépied jaugé liant la plaque de billes et le stabilisateur

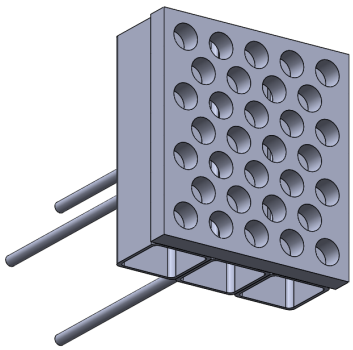


Figure 5.11 – Schéma *SolidWorks* du trépied jaugé et de la plaque de billes

Une jauge est un capteur utilisé pour observer des micro-déformations . En connaissant la calibration de la tige instrumentée, on peut calculer la force reprise. Ce dispositif permet trois choses :

- De ne reprendre que des efforts en compression car la plaque n'est pas solidaire du mur ;
- Lorsque le mur applique un effort normal à la plaque, l'effort sera uniformément réparti entre les trois tiges filetées et mesuré ;
- Lorsque le mur applique un moment sur la plaque, l'effort mesuré par les trois jauges ne sera plus similaire. On pourra le mesurer grâce au bras de levier entre le centre de la plaque et la tige jaugée reprenant l'effort.

Normalement, cette déformation hors plan doit être minime voire absente. En plaçant quatre stabilisateurs munis de ce dispositif, on espère observer, en les comparant, une tendance de déformation. Ces informations nous permettraient par exemple de déterminer la raison de l'apparition de ces déformations non attendues et ainsi améliorer les prochains tests.

Chaque tige instrumentée est en réalité un pseudo-capteur. D'un coté, on veut connaitre les forces dans les tiges mais il faut aussi s'assurer que le dispositif résiste aux efforts latéraux. Pour dimensionner les tiges, nous avons estimé que la charge totale reprise par les trois tiges devrait être 5% de la charge verticale totale, soit environ 350[kN]. Pour garder un coefficient de sécurité de 1,5 au flambement (voir annexe L), il faut minimum des tiges filetés de type M12.

Validation des jauges : La jauge, en se déformant, transmet une différence de tension. La relation entre la différence de tension et la déformation s'appelle la sensibilité d'un montage :

$$sensibilité = \frac{dU}{D} = KU\frac{(R_j R)}{(R_j + R)^2} = 2,65\left[\frac{V}{\mu Str}\right] \tag{5.3}$$

avec

- K, le facteur de jauge donné par le fabricant (2,12)
- U, la tension d'alimentation (5 V)
- R_j, la résistance de la jauge (350 Ohm)
- R, la résistance du pont (350 Ohm)

Nous pouvons ainsi connaitre la déformation calculée en μStr à partir du voltage d'entrée.

En réalité, on veut connaitre les forces appliquées sur la tige. Il faut donc étalonner la tige jaugée pour déterminer le lien entre une déformation et une force connue. Pour faire un étalonnage, on détermine une série de points liant une déformation à une force imposée. Il est nécessaire d'avoir, pour chaque force imposée, plusieurs valeurs de déformations. Avec tous ces couples, on détermine une droite de régression liant une déformation à une force et une répétabilité contrôlant la qualité de la mesure (Bertholet [42]).

Enfin, on détermine la force subie en fonction de l'entrée du voltmètre :

$$F[kN] = Entrée[V]\ .\ \frac{1}{Sensibilité}\left[\frac{\mu Str}{V}\right]\ .\ Régression\left[\frac{kN}{\mu Str}\right] \tag{5.4}$$

Problèmes rencontrés : Un élément perturbant la prise de mesure est le poids propre de la plaque de billes. Vu que ces modules ont dû être renforcés pour répartir au mieux les efforts jusqu'aux trois tiges, le poids propre s'élève à plus de 8[kg]. Ce poids, au bout des tiges, entraine une flexion dans la barre et perturbe les données. Deux solutions ont été mises en place pour éviter cette perturbation. La première solution est de légèrement précontraindre les plaques de billes grâce à un tire-fort. La seconde est de placer la jauge au niveau de la fibre neutre de la tige pour diminuer les déformations dues à la flexion de la barre. On peut déterminer cet effet en tout début d'essai quand les vérins n'appliquent pas de force.

5.3 Déplacement en tête de mur

Durant l'essai, un laser est placé horizontalement entre un point fixe dans le temps et le côté de la table supérieure. Ce capteur mesure le déplacement horizontal de la table supérieure sans tenir compte de son inclinaison (figure 5.12).

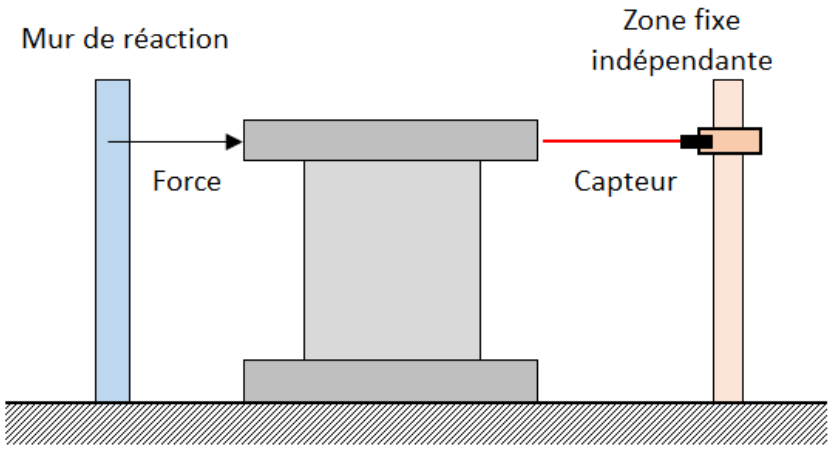


Figure 5.12 – Schéma expliquant le placement des capteurs horizontaux

Cette mesure, bien que l'une des plus faciles à relever, est sans doute la plus importante de l'essai. En effet, le test est piloté en déplacement, nous avons donc besoin de connaitre à chaque instant le déplacement de la tête du mur pour pouvoir suivre le protocole (voir section 4.2.2). Nous aurions pu utiliser le capteur de déplacement interne du vérin horizontal, mais cette mesure est moins précise vu qu'elle est biaisée par le jeu dans le dispositif de liaison entre le vérin et le module de précontrainte, la flexion du mur de réaction et la compression de la cellule de force.

Le capteur laser présente l'avantage de fournir une mesure sans contact et donc n'influence pas la mesure. Cela permet de rester toujours parfaitement horizontal malgré le mouvement de la table supérieure et ainsi éviter un faussement de la mesure. D'autres capteurs ont été envisagés pour remplacer ou dédoubler la mesure comme un potentiomètre linéaire ou un LVDT. L'idée était de comparer les mesures pour détecter un éventuel problème et ainsi éviter un déplacement non voulu. Durant un test préliminaire, on a écarté le capteur LVDT car la raideur du ressort induit de la flexion sur le montant du statif. Quant au potentiomètre, le noyau mobile doit être fixé sur le module de précontrainte. Lors de l'essai, la poutre supérieure se déplacera horizontalement et verticalement ; ce point fixe au niveau du modèle ne permet pas cette liberté-là. Pour éviter de le casser ou d'influencer la mesure, nous n'avons utilisé que le laser. Une autre solution aurait pu être d'utiliser deux lasers pour avoir une redondance de mesure.

5.4 Confirmation par corrélation d'images (DIC)

La DIC (*Digital image correlation*) est une technique de mesure optique permettant de quantifier sans contact les déplacements et les déformations de n'importe quels matériaux. La méthode se base sur la comparaison de deux photos d'un même échantillon à différentes étapes de chargement et sur l'acquisition de signaux (forces, déplacements, etc) lui permettant de se synchroniser avec l'essai. En raison de la grande sensibilité de cette technique, il est par exemple possible de détecter des fissures non visibles mais également de faire une estimation précise de l'intensité de l'effort subi.

Travailler avec des images numériques permet de traiter une large gamme d'échelles, la précision dépendant directement de la résolution des photos (Roux et al. [43]).

5.4.1 Explication du logiciel

Cette méthode numérique utilise deux caméras à haute résolution (12 Mpixels) et un boitier d'acquisition. Ces trois appareils sont contrôlés par ordinateur à l'aide d'un logiciel appelé *"ISTRA 4D ®"*. L'utilisation de la DIC se fait en quatre étapes [44] :

Calibration : Afin d'évaluer correctement la géométrie de l'objet à partir d'une image capturée, le logiciel a besoin de différents paramètres de dimensions et de projection. Durant cette phase, le logiciel prend huit photos d'une plaque de calibration connue dans différentes orientations. Pour plus de précision, il est important que la plaque se situe à la même distance que l'échantillon étudié et qu'elle soit entièrement dans le champ de vue des caméras. Le logiciel calculera ainsi la position relative des deux appareils photo et leur orientation relative. Pour une analyse 2D, à chaque fois qu'une caméra sera déplacée il faudra à nouveau faire une calibration ; on pourra néanmoins modifier la mise au point et l'ouverture sans devoir la refaire, à l'inverse d'une calibration pour une analyse 3D (avec quatre caméras).

Le calcul est effectué avec un algorithme d'optimisation. Suite à cette opération, le logiciel nous fournit différentes valeurs :

- "GLOBAL RESIDUUM/PX" : incertitude provoquée par les imperfections de la plaque de calibration
- "CAMERA RESIDUUM/PX" : incertitude provoquée par les caméras
- "CORRECTED RESIDUUM/PX" : incertitude corrigée prenant en compte les caméras et la plaque.

La valeur du résidu doit être inférieure à 0,3 ou à 0,5. Si elle est plus grande que 1, une erreur s'est produite et il faut recommencer. Attention qu'une petite valeur de résidu n'implique pas qu'une calibration soit réussie. Il est donc important de faire entre 3 et 5 calibrations pour avoir plus de certitude sur la valeur de résidu.

Déroulement de l'essai : Durant cette étape, le logiciel, au travers du boitier d'acquisition, prendra des photos à une fréquence demandée (ici 0,1 [Hz]) et relèvera différentes données. Le modèle de boitier d'acquisition utilisé possède huit entrées analogiques. Nous nous sommes limités à la force du vérin horizontal et à son déplacement.

Analyse numérique : Durant cette étape, le logiciel va calculer le déplacement du modèle photographié en fonction du temps. Il a besoin de différentes informations :

1. Image de référence : Comparant deux photos entre elles, il a besoin d'un état initial. Nous avons choisi d'importer une image du mur prise avant déformation ;

2. Définir les paramètres d'évaluation (figure 5.13) : En se basant sur les photos prises durant le test, le logiciel va définir un maillage. Chaque maille est composée de 81 pixels (9x9) (Un pixel mesure ici 0,6 [mm]) (figure 5.13). L'algorithme utilise les mailles pour observer la déformation entre deux images en les retrouvant dans une fenêtre d'interrogation (*Facet size*) de 625 pixels (25x25). Il utilise le contraste interne de chaque maille obtenu grâce à un mouchetis de points noirs sur un fond blanc (voir section 5.4.2). Le facteur de précision (*"Accuracy"*) et le résidu permettent de définir l'incertitude admise lors de l'analyse. Ils définiront le nombre de mesures valides considérées lors du calcul.

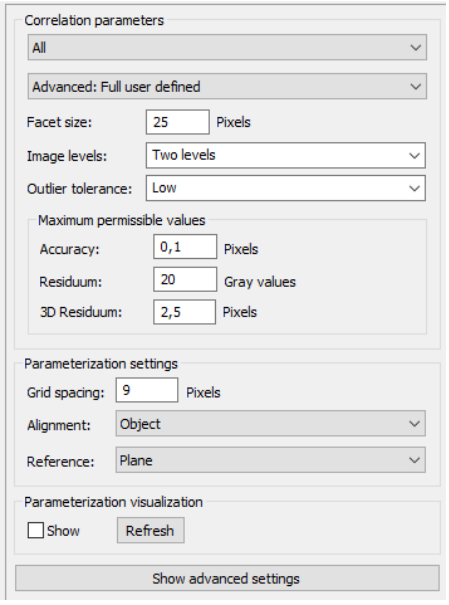


Figure 5.13 – Paramètres utilisés pour l'analyse numérique DIC

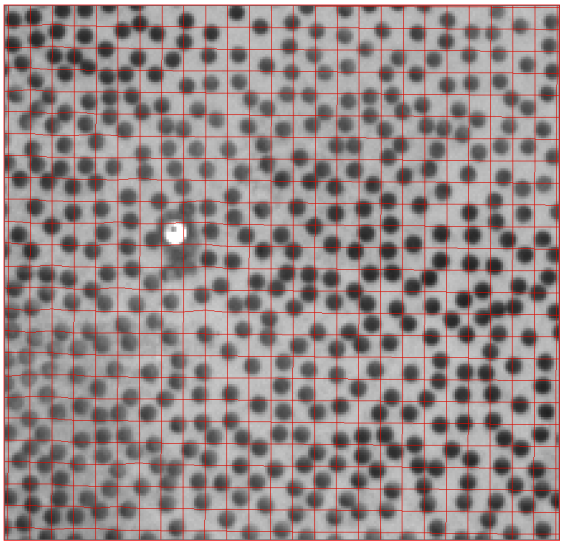


Figure 5.14 – Mouchetis utilisé et maillage considéré par l'analyse DIC

3. Définir le *mask* de la zone d'évaluation : l'utilisateur définit la zone des photos qu'il souhaite analyser (figure 5.15).

4. Définir le point de départ : l'algorithme doit commencer son analyse quelque part. Pour diminuer le temps de calcul, il est conseillé de prendre un point relativement fixe. Si une rupture se produit durant le test, seules les zones accessibles depuis le point de départ seront considérées (figure 5.15).

5. Faire un test de contrôle pour valider le choix des paramètres avant de lancer l'analyse (figure 5.16). Si cette étape n'est pas concluante, il faut changer la configuration du matériel (voir section 5.4.2) ou permettre une plus grande incertitude en modifiant les paramètres, au risque de détériorer les résultats. On peut observer sur les figures que la zone analysée correspond presque complètement à la zone demandée.

6. Lancer l'analyse mathématique. Le logiciel va appliquer les paramètres déterminés ci-dessus à l'ensemble des photos récoltées et en déterminer différentes valeurs analysables en post-traitement (voir section 6.2.2).

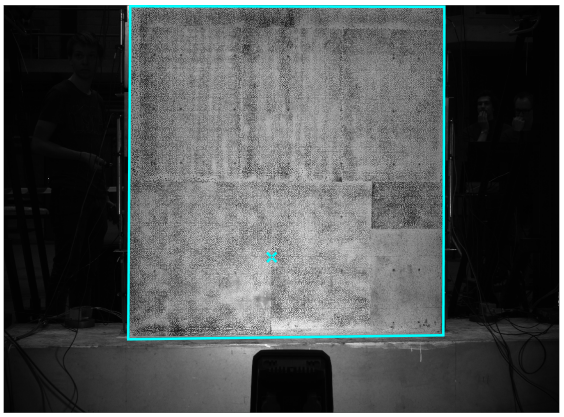


Figure 5.15 – Exemple de photo prise lors des essais ou l'on peut voir le *mask* qui a été défini ainsi que le point de départ

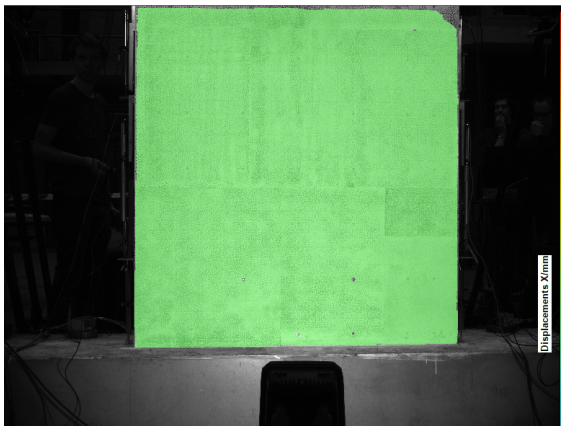


Figure 5.16 – Exemple de résultats obtenus en testant les paramètres définis pour nos tests

5.4.2 Matériel nécessaire et configuration utilisée

Calibration : La calibration de notre modèle a été faite à l'aide d'une plaque de calibration. Les plaques disponibles au laboratoire étant trop petites, nous avons dû les réaliser nous-mêmes. Il existe quelques règles très simples pour les construire et les implémenter facilement dans le logiciel (figure 5.17) :

1. La plaque doit être composée de carrés ou de rectangles identiques noirs et blancs. Le logiciel en reconnaitra les intersection et pourra ainsi calculer les distances ;
2. La surface reprise par le quadrillage doit représenter au minimum 35% de la surface du modèle analysé ;
3. Il doit y avoir trois points centrés sur trois carrés permettant au logiciel de créer un axe de coordonnées.

Il existe une deuxième méthode de calibration possible, conseillée pour des grandes surfaces. Celle-ci permet de passer outre la plaque de calibration en utilisant deux points aux positions connues sur l'échantillon testé. Elle ne présente aucun avantage particulier et est moins précise pour les déplacements hors plan. Nous avons donc préféré construire notre propre plaque.

Peinture utilisée : Comme précédemment expliqué, le logiciel utilise le contraste pour différencier les mailles. Pour lui faciliter le travail, le mur est peint en noir et en blanc. La peinture blanche utilisée servant de sous-couche est une peinture à base de caséine et de craie faite maison. La recette est disponible à l'annexe J. Cette peinture, contrairement à celle industrielle a une rupture fragile et révélera même les plus petites fissures.

La deuxième couche consiste en un mouchetis de peinture noir mat. Une peinture brillante risquerait de saturer de manières différentes le capteur des différentes caméras et ainsi créer une variation entre la prise de deux images. Un mouchetis est un ensemble de points de diamètre relativement semblable. Pour le réaliser nous avons utilisé un pochoir que nous avons appliqué sur la surface étudiée. La dimension des points dépend de la taille des mailles. Étant donné que nous analysons deux zones différentes, il a fallu faire deux mouchetis différents (figure 5.17) :

- La zone A est la plus grande zone que nous sommes parvenus à calibrer correctement. Chaque maille faisant environ 30 $[mm^2]$ et comme on cherche à avoir un contraste optimal (50% de la surface), nous avons fait des points de 4 [mm] de diamètre.

- La zone B est plus petite mais possède autant de pixels. Les points seront donc plus petits et nous aurons une plus grande précision. Le mouchetis doit donc également être plus petit. Il est difficile d'avoir un ordre de grandeur Il a été fait par essai-erreur en vaporisant une fine couche de peinture sur le mur. Le fabricant conseille généralement de limiter le point noir à une gamme de 3 à 10 pixels.

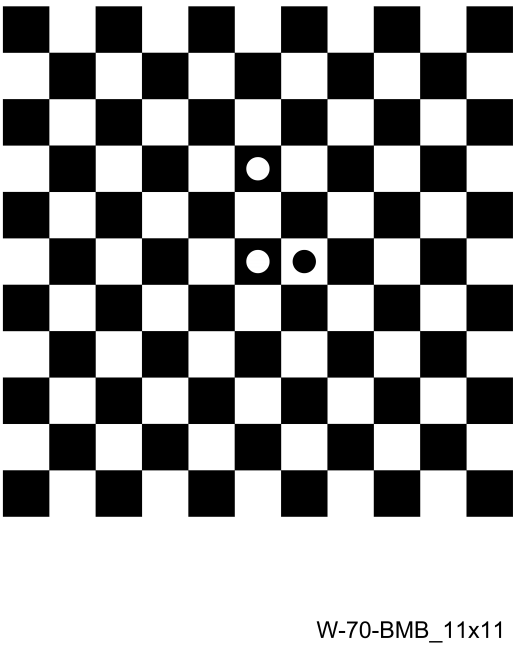


Figure 5.17 – Plaque de calibration imprimée en A0 utilisée pour la grande zone

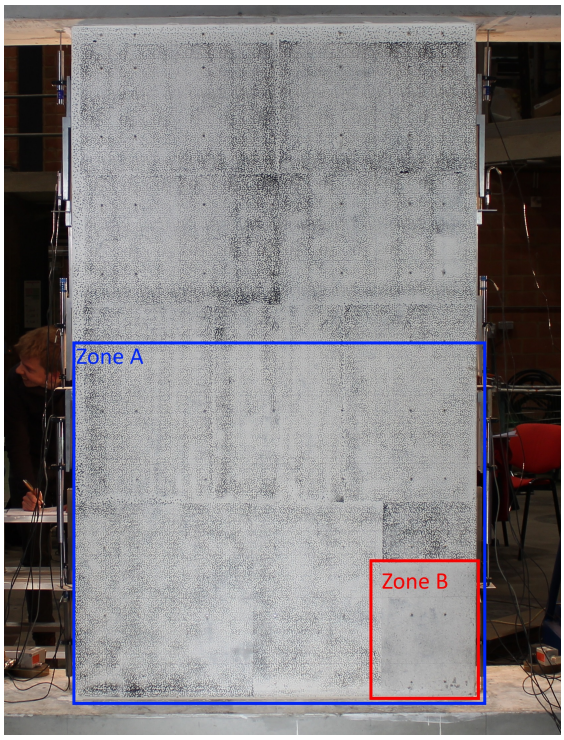


Figure 5.18 – Mouchetis utilisés pour la petite (rouge) et la grande (bleue) zone

Lumière : Le logiciel récupère des images monochromes (en noir et blanc), il est donc courant d'utiliser des lumière bleues, rouge ou verte pour limiter le bruit produit par le filtre des couleurs. Les lampes bleues présentes au laboratoire n'étant pas assez diffuses pour la grande zone étudiée, la lumière trop dense par endroit brûlait l'image obtenue par les caméras. Nous avons utilisé des lumières blanches permettant une meilleure homogénéité de la lumière sur la surface étudiée.

Caméra : Nous avons utilisé quatre caméras pour analyser deux zones simultanément, le choix des objectifs et le positionnement des caméras est très important. En effet, la totalité de la zone doit être suffisamment nette pour que le logiciel puisse détecter le mouchetis.

- Zone A : On utilise deux objectifs d'une distance focale de 25[mm] que nous avons placés à 3,8 [m] du mur. Cette configuration nous a permis d'analyser une surface de 1,2[m] de longueur par 1,3[m] de hauteur.
- Zone B : On utilise deux objectifs d'une distance focale de 75[mm] qu'on place à 2,8 [m] du mur. Cette configuration nous permet d'analyser une surface de 280 [mm] de longueur par 400 [mm] de hauteur.

L'angle entre les caméras est également important. Un grand angle permet une bonne représentation 3D de l'espace. Malheureusement, trop augmenter la profondeur de champ va augmenter les zones de flou. Il est conseillé par le fabricant de limiter l'angle à 30[°]

Validation : Ce genre de mesure est optimisé pour les échantillons de très petites tailles. Dans notre cas, nous essayons de l'extrapoler à de grandes surfaces. La qualité des mesures en sera certainement affectée. Il est important de faire un travail de validation de mesure en post-traitement en comparant les résultats obtenus avec d'autres mesures fiables (voir 6.2.2).

6 Déroulement et résultats des essais

Après de nombreux mois de préparatifs, d'analyses et de dimensionnements, l'essai sur le mur en béton armé a finalement commencé le jeudi 16 mai 2019. Il s'est déroulé sur plusieurs jours et le mur a atteint sa rupture théorique après 39 étapes de chargement.

Par faute de temps, nous n'avons pas pu réaliser le deuxième essai sur le mur RC+SMA. Il est postposé au 13 juin 2019. Nous ne traiterons ici que les résultats de l'essai sur le mur RC. Dans cette partie, nous expliquons le déroulement de l'expérience, présentons les problèmes apparus, faisons une validation des différentes hypothèses avancées pour la modélisation et présenterons certains résultats préliminaires.

Lab book : L'essai étant long et les tâches à effectuer nombreuses, pour s'assurer du bon déroulement des tests, nous avons prévu un *Lab book*. Ce journal de bord nous a permis de nous rappeler chaque tâche à réaliser et de consigner les remarques et les observations. Pour le réaliser, nous avons divisé l'essai en phases de chargement (*Load Stage* (LS)). Une étape de l'expérience relie deux LS entre elles. Par exemple, la "LS17 à LS18" commence à un état de chargement ou le mur est déplacé de -8,56 [mm] et doit atteindre l'état où le mur est déplacé de 8,56 [mm]. Chaque cycle du protocole représente donc deux phases de chargement (un déplacement positif de la tête du mur et un déplacement négatif). Pour aller d'un palier à un autre, la vitesse des vérins a été déterminée de telle manière que le chargement complet se fasse en maximum 150 secondes. La vitesse est donc différente à chaque mise en charge mais ne dépasse jamais 0,45[m/s], ce qui est bien en dessous de la limite trouvée dans la littérature. Chaque phase de chargement se déroule en plusieurs étapes :

- Vérification et définition du chargement à effectuer ;
- Lancement des différents appareils de mesures (DIC, caméras, acquisition des capteurs, etc) ;
- Application de la rampe de chargement positive ou négative au mur ;
- Enregistrement des données récupérées par les différents capteurs à la fin du chargement ;
- Observations et analyses du mur.

Cette méthode a relativement bien fonctionné et de nombreuses informations pertinentes ont été récoltées tout au long de l'essai. Toutes les données brutes seront à l'avenir disponibles en ligne. Pour simplifier la validation nous avons fait un premier post-traitement sommaire.

6.1 Observation du bon déroulement

L'essai s'est déroulé de manière positive. Les premières plastifications et fissurations béton ont été relativement fidèles au modèle réalisé. Seulement, le test étant le premier du genre effectué dans le laboratoire, différents problèmes sont survenus et nous avons dû y remédier. En faisant un premier post-traitement nous avons pu les mettre en évidence sur les mesures obtenues par nos différents capteurs. Nous avons choisi, pour les illustrer d'utiliser, la force appliquée enregistrée par la cellule de force d'un des deux vérins verticaux (figure 6.1).

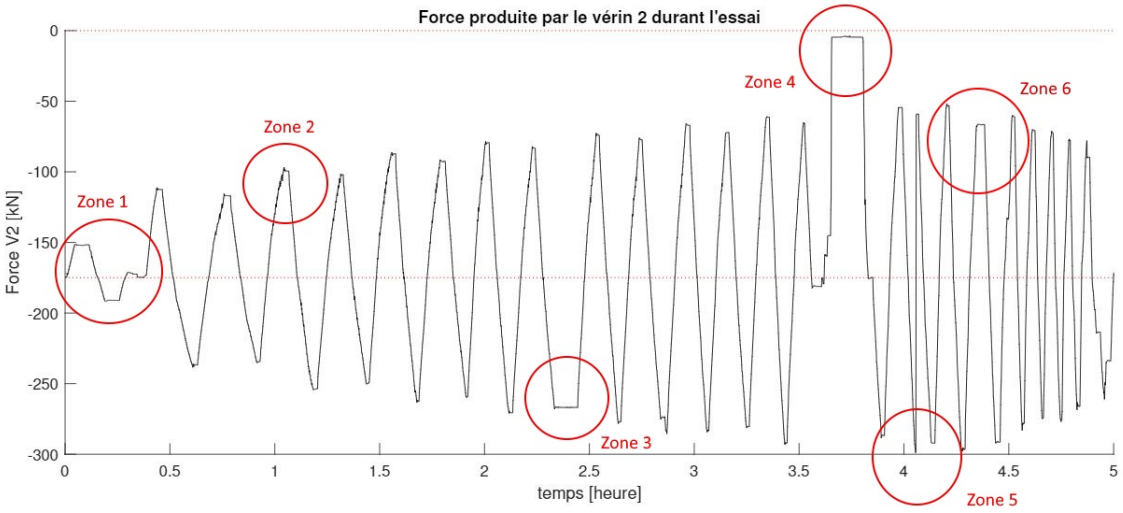


Figure 6.1 – Vue d'ensemble des différents problèmes rencontrés durant le test, visibles sur les mesures de données

6.1.1 Lancement du test

Le premier problème est arrivé au lancement du test. Une inversion de signe dans la programmation des vérins a provoqué un chargement en cisaillement non désiré. En effet, les vérins verticaux censés simuler l'action du bâtiment ont, à l'inverse, empêché le mur de se fléchir en appliquant un moment opposé à celui produit par le vérin horizontal. Les vérins contrôlés en déplacement se sont contrebalancés entre eux augmentant leur force indéfiniment. Cette erreur a provoqué un cisaillement parfait dans le mur atteignant les 200 [kN]. Heureusement, pour s'assurer une rupture par flexion, la résistance au cisaillement du mur a été surdimensionnée et il n'a donc pas été endommagé. Cette erreur n'est pas visible sur la figure 6.1 car nous avons relancé l'acquisition par après.

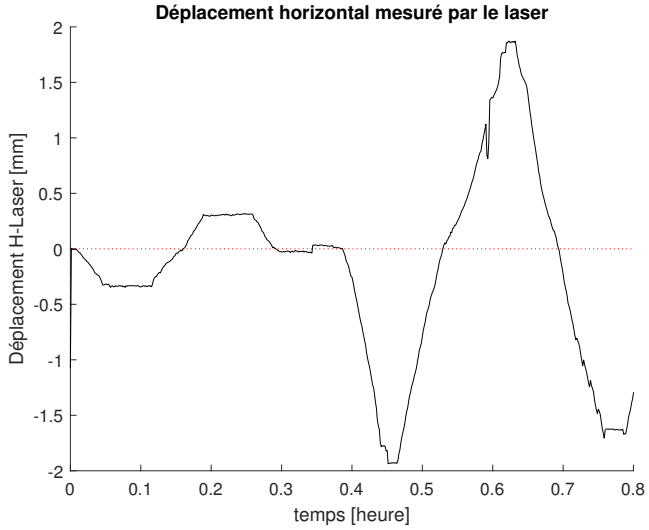


Figure 6.2 – Zoom sur la zone 2 de la figure 6.1, montrant le déplacement horizontal du mur

Cycles préliminaires L'erreur de signe a été identifiée et changée dans le programme de pilotage des vérins. Pour s'en assurer nous avons relancé la procédure de test modifiée : nous avons appliqué l'effort normal, puis imposé un déplacement horizontal plus faible que celui du protocole défini. En effet, on a d'abord voulu vérifier le bon fonctionnement du programme tout en évitant que le béton dépasse sa contrainte en traction et que les premières fissures apparaissent. Ce palier préliminaire a été déterminé grâce au modèle numérique.

Les deux premiers LS sont visibles à la zone 1 de la figure 6.1 et plus particulièrement sur la figure 6.2 qui permet de distinguer clairement les paliers préliminaires.

Enfin, nous sommes venus au déplacement zéro du laser. Malheureusement, cette manipulation n'a pas été appréciée par le programme qui a du mal à atteindre cette valeur quand il est piloté en déplacement. Après ce dernier problème, le test a été relancé et a continué comme prévu pour atteindre le LS01 à 25% du YD du mur. Les premières fissures sont alors apparues, comme attendu.

6.1.2 Prise de mesure durant les LS

À chaque phase de chargement, nous nous sommes arrêtés pour prendre différentes mesures. Pour éviter d'avoir trop de données redondantes, nous avons également stoppé l'acquisition. On observe à chaque pic un pallier plus ou moins grand en fonction du temps écoulé avant la mise en pause. Ces informations ne sont néanmoins pas inintéressantes (Zone 2 sur la figure 6.1).

En effet, lorsqu'on zoome dessus on peut observer une différence entre la force appliquée par les vérins et celle devant être appliquée si le test n'était pas en pause (figure 6.3). Lors de notre test, le vérin horizontal, contrôlé en déplacement, respecte un protocole déterminé. Les deux vérins horizontaux seront contrôlés en force selon le couplage expliqué précédemment (voir section 4.4). Pendant une pause, le vérin horizontal garde le même déplacement alors que les vérins verticaux conservent la force qu'ils appliquaient dernièrement. On peut observer une diminution de la force théorique à appliquer ce qui indique une diminution de la force appliquée horizontalement. Cette diminution pourrait avoir comme origine la relaxation du voile en béton. Cette explication est étrange car la perte en force se produit également aux premiers cycles, lorsque les déformations sont encore élastiques. Une deuxième explication serait une perte de pression hydraulique dans la chambre du vérin horizontal.

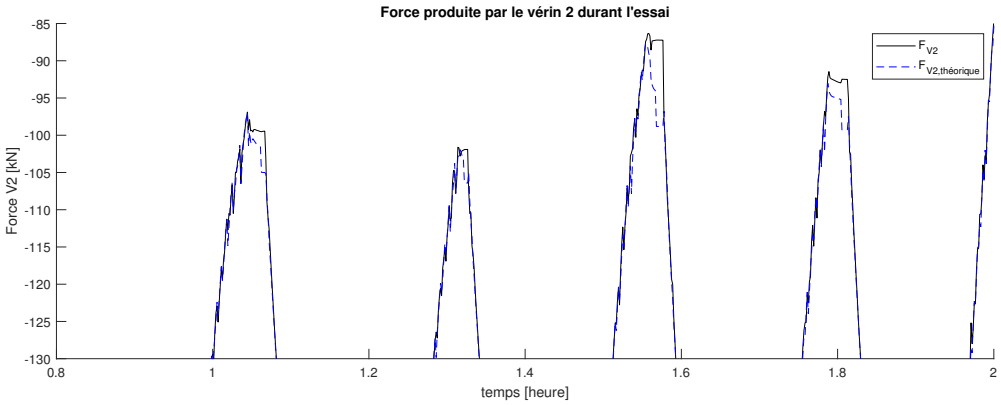


Figure 6.3 – Zoom sur la zone 2 de la figure 6.1, montrant la différence entre la force appliquée théoriquement et en réalité par le vérin 2

Une amélioration serait de contrôler le vérin horizontal en force durant les pauses. Ce type de

contrôle peut être dangereux car il est instable. Nous allons donc à l'inverse essayer de trouver une solution pour contrôler les vérins verticaux en déplacement lors des prochains essais. Ce choix impliquera une perte de chargement à chaque pause. En moyenne on observe une variation de 5[kN] pour le vérin horizontal. Cette variation parait importante mais n'est pas dérangeante. En effet, toutes les mesures sont récoltées durant le chargement et les fissures se seront déjà propagées. La diminution de la force va légèrement réduire l'ouverture des fissures. Cette mesure manuelle est la seule mesure que l'on détermine lors d'un palier.

6.1.3 Interruption des essais

L'essai s'est étendu sur trois jours. Durant les deux nuits, l'acquisition est restée allumée mais avec un intervalle de temps entre chaque relevé de mesures beaucoup plus grand. L'axe du temps n'y est pas représentatif. Elles sont facilement observables sur la figure 6.1 (zone 3 et zone 6). Deux solutions différentes ont été utilisées durant les deux nuits :

- Première nuit : laisser les vérins dans la position atteinte avant la nuit (Zone 3) ;
- Deuxième nuit : décharger presque complètement le mur et éteindre le logiciel (Zone 6).

La première méthode permet d'éviter les manipulations supplémentaires des vérins en conservant la position du dernier état connu. En contrepartie, il est possible que, d'un côté, le logiciel puisse avoir un évènement imprévu en restant allumé (peu probable) et, de l'autre, que le mur continue à se déformer sous l'action des vérins sans qu'on puisse analyser son comportement. La deuxième solution permet de s'assurer que rien d'inattendu ne se passe mais soulage le mur de son chargement et donc fausse légèrement la prise de mesure. Elle est néanmoins plus sécuritaire lorsqu'on arrive proche de la rupture du mur.

6.1.4 Problèmes généraux

Finalement, différents problèmes de manutention sont survenus pendant l'essai. Ceux-ci ne sont pour la plupart pas visibles dans les résultats mais sont importants à éviter à l'avenir.

Instrumentation : Différents problèmes d'instrumentation sont survenus durant les tests :

- Un câble d'acquisition a été débranché, entraînant la perte de deux heures de certaines mesures de LVDT et de potentiomètre rotatifs (entre le LS37 et LS42).
- La colle utilisée pour les capteurs fragiles en base de mur s'est décollée à cause de la poussière présente dans le laboratoire. Lorsqu'elles sont tombées, nous avons cru à un mouvement de la table inférieure. Une fois recollées, nous avons suivi leur état le reste du test sans ne plus apercevoir aucun souci. Il s'agit selon nous d'une fausse alerte.
- En dernier lieu, l'acquisition de données n'a pas été lancée entre le LS30 et 31. On peut observer l'absence de mesure dans la zone 5 de la figure 6.1.

Protocole : Nous avons également fait une erreur de lecture de protocole. En effet, lors du LS19-LS20 (figure 6.4), nous avons inversé le signe de l'état de destination, appliquant de la compression au lieu de la traction en tête de mur. Cette erreur a provoqué un déplacement non désiré de 2 [mm] en tête de mur. Il s'agit d'une erreur de manutention qui est évitable à l'avenir.

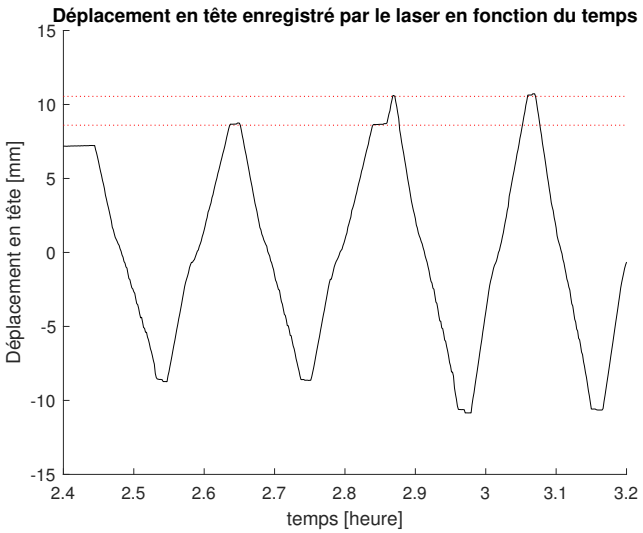


Figure 6.4 – Déplacement enregistré par le laser horizontal pendant les essais

Programmation : Le logiciel utilisé pour contrôler les vérins durant l'expérience a *crashé* à plusieurs reprises, obligeant de décharger complètement les vérins (zone 4 figure 6.1). Ce plantage viendrait apparemment d'un problème de mémoire disponible. La boucle mettant à jour le couplage des vérins ferait à long terme *crasher* le programme. Il ne s'agit ici que d'une hypothèse et l'erreur n'a pas été à ce jour corrigée.

6.2 Validation des données obtenues

6.2.1 Bracon anti-déversement

Pour s'assurer que les déformations restent bien dans le plan du mur, nous avons installé un dispositif anti-déversement 5.2. Pour le dimensionner nous avons fait différentes hypothèse que nous devons valider.

Forces dans les tiges filetées : Chaque plaque est tenue par trois tiges filetées, numérotés de bas en haut. Le tableau 6.1 donne un aperçu de l'effort maximum observé dans chaque tige. Malheureusement, la jauge sur la tige filetée inférieure de la plaque de billes au sud-ouest a eu un défaut de connection. N'ayant pas transmis d'informations, elle ne figure pas dans le tableau récapitulatif.

On remarque que la force maximale en compression est de 8[kN] et se rapproche de l'effort normal résistant au flambement de la tige qui est de 8,8[kN] (10,5[kN] sans les coefficients de sécurité) (voir annexe L).

Capteurs ouest	ADev-SW2	ADev-SW3	ADev-NW1	ADev-NW2	Adev-NW3
Maximum (compression) [kN]	-8,1	-1,66	-1,48	-1,28	-0,18

Capteurs est	ADev-SE1	ADev-SE2	ADev-SE3	ADev-NE1	ADev-NE2	ADev-NE3
Maximum (compression) [kN]	-3,07	-2,78	-1,87	-3,18	-0,87	-2,18

Table 6.1

Forces dans les modules de billes : On s'intéresse ensuite à la force totale reprise par chaque stabilisateur (tableau 6.2). Nous constatons que les forces horizontales n'excèdent pas les estimations faites. En effet, elles ne dépassent pas 55% de leur capacité maximale.

Capteur	SW	NW	SE	NE
Somme (compression) [kN]	-9,25	-2,37	-3,64	-5,88

Table 6.2 – Compression maximum pour l'ensemble des tiges par plaque

Frottement des billes Les 32 billes de chaque plaque sont supposées rouler sur les modules de précontrainte. Lors de l'essai, du frottement entre les billes et le raidisseur est apparu. Ce problème est causé par la rugosité du module de précontrainte (figure 6.5). En effet, le raidisseur ayant été soudé, les plaques supposées planes se sont légèrement courbées pendant le refroidissement. De plus, la couche de peinture crée une surface élastique dans laquelle les billes s'enfoncent, empêchant leur rotation. Pour éviter que ce phénomène ne se reproduise, nous avons poncé la pièce pour l'aplanir et retirer la couche de peinture (figure 6.6). De cette manière, on limite au maximum le frottement.

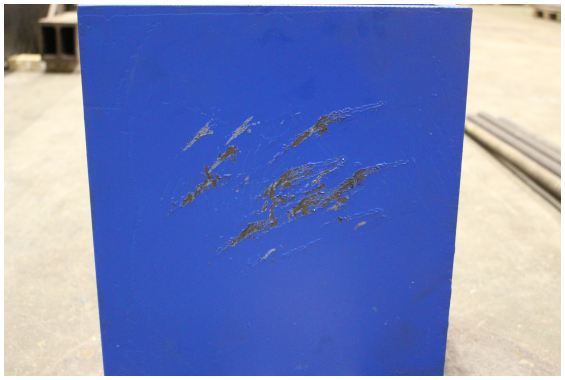


Figure 6.5 – Frottement des billes sur le module de précontrainte

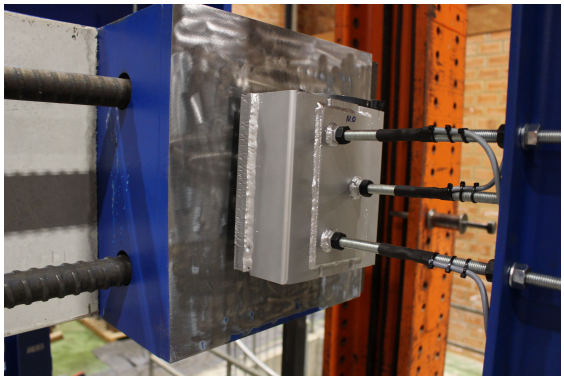


Figure 6.6 – Solution trouvée par ponçage des raidisseurs

6.2.2 Vérification de la DIC par comparaison avec les DEMEC

Avec la complexification des logiciels et des méthodes de prise de mesure, il devient difficile de détecter une erreur. En effet, une jauge ne retournant qu'une mesure, il sera relativement facile de savoir si ce qu'elle retourne est juste. A l'inverse il est difficile d'en être sûr pour la DIC. Plus l'instrument est polyvalent au plus il est important d'avoir un regard critique sur les résultats.

Pour valider notre mesure, nous utilisons des DEMEC. Il s'agit d'une mesure manuelle permettant de déterminer la déformation exacte entre deux pastilles collées au mur. Nous avons pris des mesures à trois reprises pour les comparer avec les valeurs obtenues par l'analyse numérique (figure 6.7) :

- Avant le test pour avoir une distance de référence ;
- À l'étape de chargement 16 (déplacement imposé $\geq \mu_\Delta$)
- À l'étape de chargement 32 (déplacement imposé $\geq 2\mu_\Delta$)

Nous avions pensé à d'autres méthodes de validation que nous avons préféré écarter :

- La photogrammétrie, pas assez précise (± 5 [mm]) et demandant beaucoup de post-traitement, permet néanmoins de ressortir un beau rendu 3D ;
- La station totale, pas assez précise (± 1 [mm]), demande autant de temps de travail que les DEMEC pour une précision moindre.

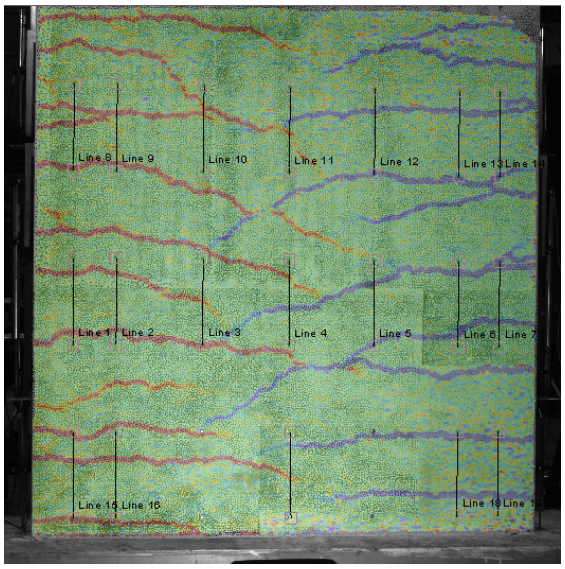


Figure 6.7 – Extensomètres placés numériquement entre deux points analysés par la DIC

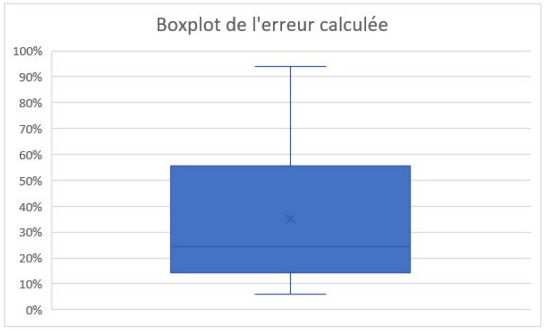


Figure 6.8 – Analyse boxplot des moyennes obtenues pour les extensomètre en traction (LS32)

L'analyse effectuée est visible dans le tableau 6.3. On y calcul la différence entre la déformation mesurée avec la DIC et la déformation obtenue avec les DEMEC. La colonne *"modification"* correspond à une règle de trois permettant d'égaler les longueurs initiales (LS0) entre les deux mesures. Cette transformation mathématique corrige une première imprécision en comparant deux valeurs supposées identiques. Comme on peut l'observer avec cette la figure 6.8, la différence de mesure moyenne de notre échantillon est de 0,1 [mm] et correspond à 32% de la mesure effectuée. Pour la calculer nous n'utilisons que les informations en traction du LS32. Ce choix permet de se concentrer sur les grandes déformations où il sera facile d'analyser une différence de mesure. Lorsque la déformation est trop faibles, en compression par exemple, les informations sont trop petites pour observer une erreur significative.

L'imprécision résulte principalement de la calibration, de la qualité du mouchetis et de la déformation due aux objectifs. Elle peut sembler importante mais est relativement logique par rapport à l'erreur de calibration obtenue ($\simeq 0.6$ d'incertitude par pixel) ou à la taille d'un pixel ($\simeq 0.6[mm]$). L'analyse DIC effectuée pendant les tests est donc selon nous utilisable de façon qualitative et quantitative. En effet, en plus de nous fournir un beau rendu d'évolution de la fissuration dans le mur (figure 6.7), elle nous permet d'utiliser dans cette configuration des valeurs précises au dixième de millimètre et continues dans le temps.

6.2.3 LVDT

Des capteurs LVDT ont été placées sur toute la hauteur de l'épaisseur du mur. Comme certains capteurs doivent calculer les ouvertures des fissures sur des zones plus grandes que leur taille, il fallait ajouter un socle. Ce socle a été collé sur le béton en essayant d'éviter les endroits où les

Line	DEMEC			DIC		Modification		Erreur	
	Δ init [mm]	Length init [mm]	Deformation [mm]	Length init [mm]	Deformation [mm]	Ratio	DIC Deformation [mm]	Δε [mm]	% init
15	-0,023	204,05	0,708	206,642	0,658	1,013	0,666	0,042	6%
1	0,021	204,09	0,670	205,438	0,735	1,007	0,740	0,070	10%
8	0,010	204,08	0,751	206,202	0,564	1,010	0,570	0,182	24%
16	0,006	204,08	0,379	206,584	0,320	1,012	0,324	0,055	15%
2	0,002	204,07	0,714	205,812	0,608	1,009	0,613	0,101	14%
9	0,027	204,10	0,687	205,864	0,553	1,009	0,558	0,129	19%
3	-0,002	204,07	0,087	205,948	0,142	1,009	0,143	0,056	64%
10	-0,037	204,03	0,406	206,355	0,274	1,011	0,277	0,129	32%
17	-0,002	204,07	0,522	207,399	0,410	1,016	0,416	0,106	20%
4	-0,006	204,06	0,231	205,749	0,132	1,008	0,133	0,098	42%
11	0,137	204,21	0,216	205,251	0,114	1,005	0,114	0,102	47%
5	-0,008	204,06	0,158	205,795	0,047	1,008	0,048	0,111	70%
12	0,021	204,09	0,152	205,874	0,009	1,009	0,009	0,143	94%
18	0,077	204,15	-0,085	206,937	-0,107	1,014	-0,109	0,023	27%
6	0,033	204,10	-0,002	206,241	-0,128	1,010	-0,130	0,128	6126%
13	-0,029	204,04	-0,021	205,908	-0,107	1,009	-0,108	0,087	419%
19	0,006	204,08	-0,112	206,655	-0,257	1,013	-0,260	0,148	131%
7	-0,027	204,04	-0,123	205,912	-0,183	1,009	-0,184	0,062	50%
14	-0,015	204,06	-0,096	205,926	-0,162	1,009	-0,163	0,067	70%

Table 6.3 – Tableau de données reprenant les informations obtenues pour les extensomètres numériques (figure 6.7) placés pendant la phase de chargement 32

fissures ont tendance à apparaitre. En effet, au niveau des étriers du voile, l'enrobage en béton est plus petit. Quand la force de traction augmente, la résistance en traction du béton est vite atteinte là où l'aire de béton est plus faible pour la reprendre. Ces socles sont donc placés entre les étriers.

Sur la figure 6.9, on constate que la plupart des fissures s'ouvrent effectivement à hauteur des étriers. Ces fissures n'ont donc pas affecté la prise de mesure des LVDT.

Ouverture des fissures Après avoir passé la pointe de résistance de 146,5[kN] pour V_1, nous nous attendions à une perte lente de résistance jusqu'à avoir une perte de 20% de cette résistance, soit 117,2[kN]. Cette diminution est communément admise comme la rupture théorique de l'élément (Bazaez and Dusicka [35]) et devrait être atteinte après au moins 60 LS. Malheureusement, cette valeur a été atteinte après seulement 39 LS. Cette perte prématurée est liée à la rupture des barres armatures longitudinales extrêmes plus précoce que prévu. L'hypothèse retenue est la différence entre les armatures de classe de ductilité B et C. La classe de ductilité B est courante dans la construction belge. La classe de ductilité C est obligatoire pour la construction parasismique comme en Italie, en Espagne ou en Grèce.

La rupture des armatures en base concentre la majorité de l'ouverture des fissures du voile. Elle n'est plus propagée ce qui ne nous permet pas de vérifier si notre disposition de capteurs correspond à nos hypothèses. En dehors de la fissure principale en base qui s'ouvre de plus d'un centimètre, les autres fissures ont rarement dépassé le millimètre d'ouverture.

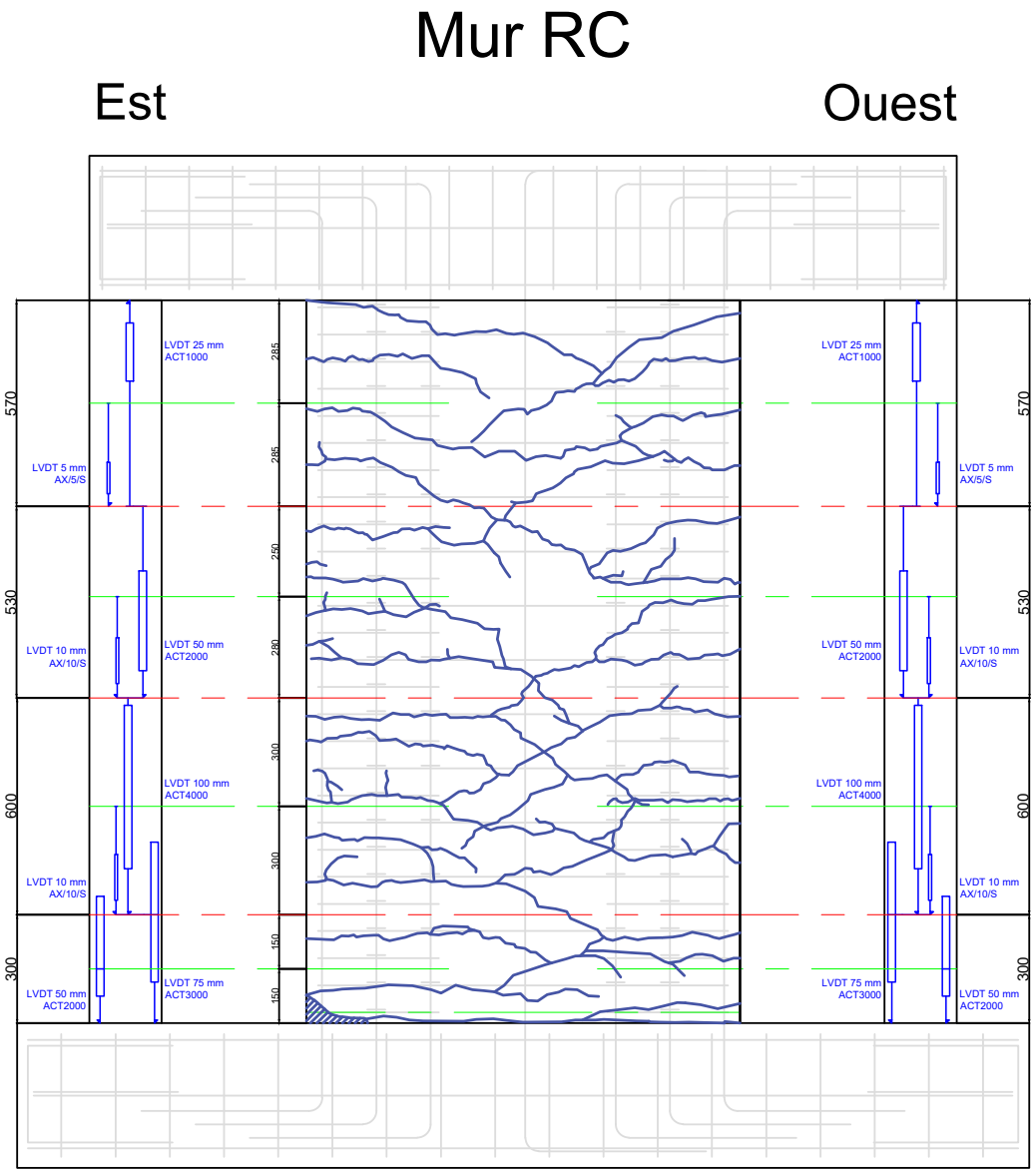


Figure 6.9 – Fissures sur la face Nord comparées avec la position des armatures et la place des socles pour les LVDT

6.2.4 Micromètres Mitutoyo

Figure 6.10 – Face Sud : cône de béton fissuré qui se détache

Figure 6.11 – Face Nord : cône de béton fissuré qui influence la prise de mesure

Au niveau de la table inférieure, neufs capteurs micromètres Mitutoyo ont été placés pour mesurer l'ouverture de la fissure principale à la base. Pour les ancrer et les stabiliser, nous avons choisi de forer dans la table inférieure et d'y fixer une vis d'attache (voir section 4). Lors de l'essai, des fissures sont apparues dans la table inférieure à partir du LS 07 au niveau des étriers de la table (Est comme Ouest). Ces fissures ne faussent pas les données récoltées par les différents capteurs tant qu'elle ne traversent pas l'entièreté de la table. Malheureusement, la fissuration a entrainé un soulèvement d'un cône de béton face Nord (figure 6.11) lors du passage de LS 34 à LS 35. Il est possible qu'à cause des forages des micromètres, le béton ait été fragilisé impliquant le passage des fissures. Au niveau de la face Sud, ce cône s'est également rompu mais il était plus petit et sa rupture concordait avec la fin de l'essai. Vu la présence des cônes de béton de chaque côté, on ne peut pas conclure un lien direct de causalité mais on ne peut négliger que le forage ait fragilisé la table et facilité le passage de la fissure. Pour l'essai suivant, nous trouverons une autre moyen de fixation à la table qui n'est pas intrusif, par exemple, avec un système de collage d'un socle comparable à la méthode utilisée pour le placement des LVDT.

De plus, les fixations collées au murs, permettant aux Mitutoyos de mesurer la fissure en base, se sont plusieurs fois décollées dans les derniers LS. La fissuration a abimé la colle qui n'arrivait plus à tenir le poids propre des équerres.

Enfin, ces capteurs ont une course de maximum 13[mm]. Comme prévu, la fissure en base s'ouvrait beaucoup plus que leur course. Leur acquisition de données sont donc limitées.

Pour toutes ces raisons citées plus haut, il faut manipuler avec beaucoup d'attention les données récoltées de ces capteurs. Une bonne manière de vérifier les résultats serait de les confronter aux déplacements trouvés par les LVDT en base de mur.

6.3 Résultats

Dans cette partie nous vous présentons les résultats d'un premier dépouillement des données acquises durant l'essai. Nous les comparons à nos attentes déterminées par modélisation numérique. Une analyse approfondie de ces différentes informations est disponible dans le travail de fin d'études complétentaire [2].

6.3.1 Diagramme force-déplacement

En premier lieu, nous nous intéressons au diagramme force-déplacement (figure 6.12). En abscisse, on détermine le déplacement horizontale du mur et, en ordonnée, on observe la force résistante du mur pour ce déplacement imposé. Le déplacement imposé est positif lorsque le vérin horizontal tire sur le mur.

Il est possible d'observer différents phénomènes lors de l'essai :

- Les quelques premiers cycles montrent bien un comportement élastique du mur et n'indiquent donc pas de déformation résiduelle.
- Après l'apparition des premières fissures, la raideur du mur diminue. On constate que le modèle prédit une perte moins importante.
- Le mur testé arrive alors à un pic de résistance F_{max}. Cette force vaut 146,5[kN] ce qui est très proche de la valeur de 150,7[kN] prévue. Par contre, F_{max} est survenu plus tôt que dans le modèle prédictif.
- Suite à cette pointe de résistance, les résultats s'écartent de la prédiction du modèle. En effet, la résistance chute plus fortement que prévu. On atteint rapidement la diminution de 20% de F_{max}, ce qui correspond à la rupture théorique du mur.

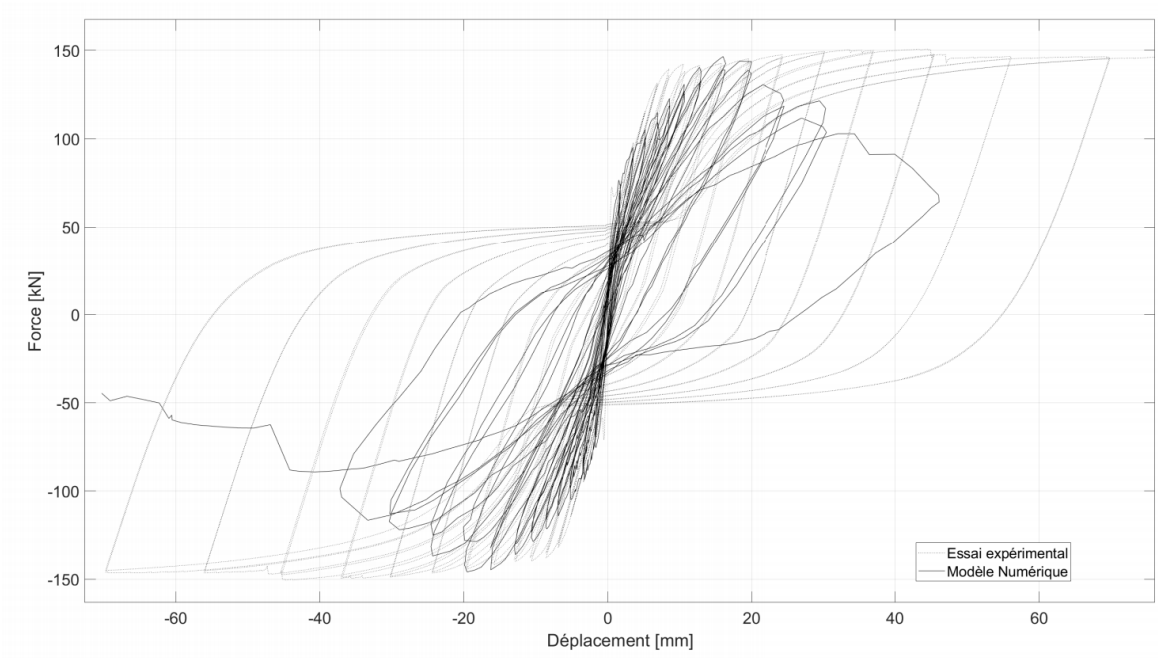


Figure 6.12 – Comparaison du diagramme force-déplacement du modèle numérique et du mur testé

6.3.2 Calcul de la courbure

A partir des données des LVDT, il est également possible de déterminer la courbure du mur. Cette courbure évolue en fonction du temps et sur la hauteur du mur. Il est donc intéressant de construire deux types de graphes :

Diagramme hauteur-courbure La courbure va varier en fonction de la disposition et de l'ouverture des fissures. L'apparition et l'ouverture vont changer en fonction des stades de chargement. On peut observer ce phénomène sur la figure 6.13. Pour quatre LS, la courbure du mur

lors de l'essai est comparée à celle du modèle. On peut constater que, pour un faible déplacement imposé, la courbure augmente quasi-linéairement en fonction de la hauteur. Avec l'augmentation de la fissure à la base pour des déplacements imposés plus importants, la courbure se bi-linéarise progressivement en prenant environ comme point de changement une hauteur de 500[mm] par rapport à la table inférieure.

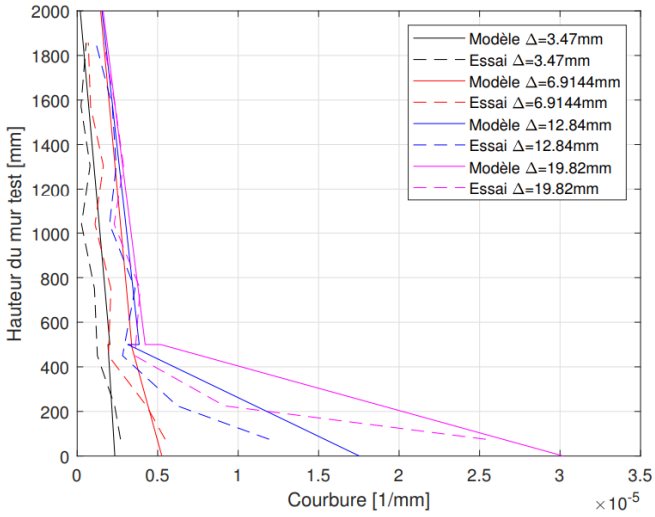


Figure 6.13 – Comparaison du diagramme hauteur-courbure du modèle numérique et du mur testé pour différentes ductilités imposées

Diagramme moment-courbure Un deuxième diagramme peut être établi à partir de la courbure. Dans ce cas, on compare le moment à la base du mur et la courbure moyenne du mur. On peut observer des phénomènes comparables au diagramme force-déplacement. Par contre, à cause de l'interruption accidentelle de la perte d'acquisition des données de certains LVDT, il y a une perte d'informations entre les stades de chargement 38 et 41.

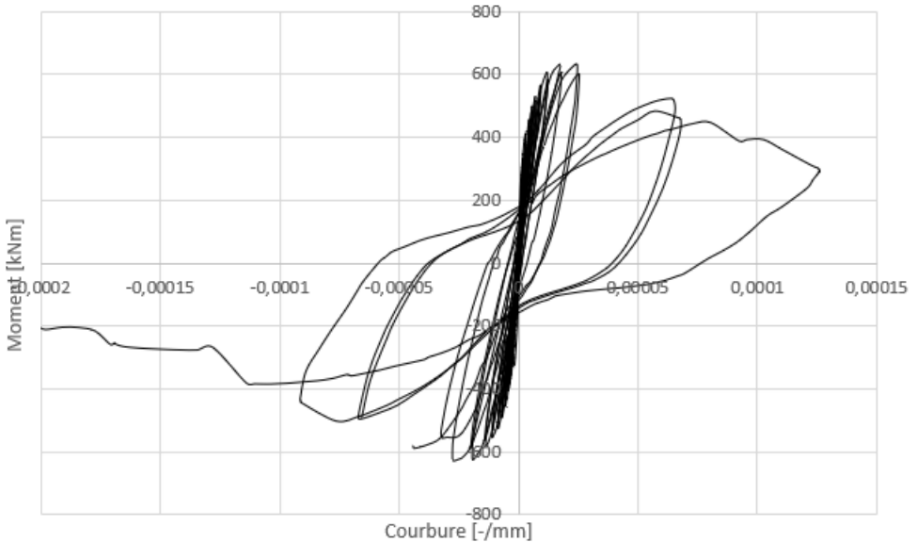


Figure 6.14 – Comparaison du diagramme moment-courbure du mur testé

7 Conclusion

L'objectif de ce travail était de doter le LEMSC d'un nouveau dispositif expérimental. Celui-ci a été testé lors d'un premier essai quasi-statique cyclique sur un mur parasismique en béton armé classique. Un deuxième essai est prévu après la remise de ce travail, cette fois sur un mur contenant des armatures en alliage à mémoire de forme (SMA) à sa base. Ces deux expériences produiront des résultats représentatifs de la réponse structurelle d'un mur parasismique du rez-de-chaussée d'un bâtiment de R+3 étages durant un séisme. Ces charges sismiques sont appliquées par l'intermédiaire de trois vérins. Le premier transmet une force horizontale en tête du mur. Les deux autres appliquent des forces verticales simulant l'effort normal venant du poids des étages supérieurs du bâtiment et un moment provoqué par le mouvement des masses du bâtiment lors d'un séisme.

Comme le deuxième essai n'a pas encore été réalisé, il n'est pas encore possible de comparer les données expérimentales entre elles. A l'inverse, il est déjà possible de comparer le modèle numérique du mur en béton armé "classique" avec les données expérimentales. Une première analyse des résultats à déjà été effectuée et est disponible dans le travail de fin d'études complémentaire de Tristan Herrezeel et de Fabrice Rigot.

À partir des résultats du premier test, nous pouvons constater que le dispositif a rempli le cahier des charges imposé. Ce type d'expérience n'avait jamais été réalisé au LEMSC, plusieurs éléments ont donc dû être fabriqués et dimensionnés. Par ailleurs, le souhait de faire un dispositif adaptable lui permet d'être réutilisé dans le cadre d'autres recherches. Le dispositif possède, certes, certaines limites à ne pas dépasser, que ce soit au niveau des forces applicables ou de la modularité des éléments structurels. Mais à l'inverse, certains éléments du dispositif sont dimensionnés pour reprendre des charges plus grandes et sont donc utilisables dans d'autres circonstances.

Pour déterminer la charge sismique appliquée horizontalement, nous avons élaboré un protocole de chargement quasi-statique. Différents protocoles existent et permettent de se rapprocher du comportement d'un matériau ou d'un contexte sismique particulier. Nous nous sommes basés sur les techniques existantes que nous avons extrapolées pour développer une nouvelle méthode. Elle nous a permis de concevoir un protocole adapté et cohérent, en termes de dommages cumulés, pour chacun des deux murs testés. Nous avons en outre pensé à un nouveau processus de mise à échelle pour garder une similitude dans les ruptures et déformations observées.

Différents capteurs ont été placés autour du mur pour acquérir des données précises lors de l'essai. Ces capteurs conventionnels permettent de recueillir toutes les informations nécessaires à la recherche. De plus, une nouvelle méthode de prise de mesure a été utilisée : la DIC. Cette technique, à partir d'une série de photos prises à intervalle régulier, permet de déterminer les déformations et les contraintes en comparant deux images consécutives. Le logiciel de DIC a récemment été acquis par le laboratoire et est optimisé pour des petites zones de mesure. Nous en avons poussé l'utilisation en l'adaptant à l'étude d'une plus grande zone. La fiabilité de cette nouvelle technologie a été validée à l'aide de diverses prises de mesures conventionnelles.

Le travail accompli fournit au LEMSC un outil adapté et pensé pour étudier le comportement sismique des voiles à grande échelle. La conception d'un dispositif constitue un premier pas nécessaire dans la recherche expérimentale. Validé lors d'un essai sur un mur en béton armé, il a permis d'être représentatif de la réalité. Enfin, les résultats permettront de vérifier les hypothèses fixées dans le TFE Complémentaire, à savoir la diminution des déformations résiduelles et la concentration de la courbure à la base du mur.

8 Annexes

A Descente de charge

Étage type						
Poids propre	Voile OX	(8,9 . 0,3 . 3) . 25=	200,25	x2	400,5	[kN]
	Voile OY	(2,4 . 0,3 . 3) . 25=	54	x2	108	[kN]
	Colonne	(0,3 . 0,3 . 3) . 25=	6,75	x17	114,75	[kN]
	Dalle	(17,5 . 20,2 . 0,19) . 25=	1679,125	x1	1679,125	[kN]
	Poutres	(0,4 . 0,3) . (4 . 18+5,3 . 6+4,3 . 4) . 25=	339	x1	339	[kN]
Affectation	Permanente	(17,5 . 20,2) . 2=	707	x1	707	[kN]
	Variable	(17,5 . 20,2) . 3=	1060,5	x0,3	318,15	[kN]
			Total		366,4	[ton]

Étage toiture						
Poids propre	Voile OX	(8,9 . 0,3 . 1,5) . 25=	100,125	x2	200,25	[kN]
	Voile OY	(2,4 . 0,3 . 1,5) . 25=	27	x2	54	[kN]
	Colonne	(0,3 . 0,3 . 1,5) . 25=	3,375	x17	57,375	[kN]
	Dalle	(17,5 . 20,2 . 0,19) . 25=	1679,125	x1	1679,125	[kN]
	Poutres	(0,4 . 0,3) . (4 . 18+5,3 . 6+4,3 . 4) . 25=	339	x1	339	[kN]
Affectation	Permanente	(17,5 . 20,2) . 1=	353,5	x1	353,5	[kN]
	Variable	(17,5 . 20,2) .1=	353,5	x0,3	106,05	[kN]
			Total		279	[ton]

Table A.1 – Descente de charge pour l'étage type et l'étage de toiture

B Transformation des accélérogrammes

En 1975, Penzien and Watabe [14] ont démontré avec l'université de Berkeley la présence d'un repère principal lors de secousses sismiques. Un tremblement de terre fournit trois accélérogrammes (deux horizontaux et un vertical). En considérant ces trois phénomènes comme aléatoires et non-stationnaires, ils ont démontré que les axes principaux correspondent aux directions de variance maximum, minimum et intermédiaire et que leur covariance associée est nulle. Nous avons trouvé cet axe d'intensité maximale pour chacun de nos accélérogrammes en utilisant la méthode suivante :

- **Matrice d'intensité quadratique :**

  Nous considérons trois accélérogrammes corrigés (dont la moyenne est nulle) enregistrés dans les dimensions x, y et z respectivement $a_x(t)$, $a_y(t)$ et $a_z(t)$. Afin de trouver le repère principal, nous allons définir une matrice d'intensité quadratique :

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \tag{B.1}$$

Le coefficient σ_{ij} représente la sévérité de l'accélération dans la direction ij. Il s'exprime (avec t_0, le temps total du séisme) :

$$\sigma_{ij} = \frac{1}{t_0} \int_0^{t_0} a_i(t) a_j(t) dt \; ; \quad i = x, y, z \; ; \quad j = x, y, z \tag{B.2}$$

Cette matrice est fortement liée à l'énergie dite "directionnelle" du séisme. L'idée est donc de la diagonaliser pour connaitre nos trois nouveaux axes :

- a_1 : la direction la plus énergétique ;
- a_2 : la direction la moins énergétique ;
- a_3 : la direction intermédiaire.

- **Repère principal :**

Nous cherchons donc la matrice ϕ de transformation qui permet de passer de notre repère initial (x y z) à notre repère principal (a_1 a_2 a_3). Elle est calculable à l'aide des trois vecteurs propres de σ (e_1, e_2 et e_3) :

$$\begin{bmatrix} a_1(t) \\ a_2(t) \\ a_3(t) \end{bmatrix} = \phi \begin{bmatrix} a_x(t) \\ a_y(t) \\ a_z(t) \end{bmatrix} \tag{B.3}$$

$$\phi^T = \begin{bmatrix} e_1^{(x)} & e_2^{(x)} & e_3^{(x)} \\ e_1^{(y)} & e_2^{(y)} & e_3^{(y)} \\ e_1^{(z)} & e_2^{(z)} & e_3^{(z)} \end{bmatrix} \tag{B.4}$$

Dans ce nouveau repère appelé "principal de l'accélération sismique" ($\mathbb{A}$), la matrice d'intensité est bien diagonale. Cela indique que les composantes de l'accélération $a_1(t)$, $a_2(t)$ et $a_3(t)$ sont décorrélées entre elles. La matrice peut être écrite en utilisant les valeurs propres (σ_{11}, σ_{22} et σ_{33}) respectivement associées aux vecteurs propres de σ (e_1, e_2 et e_3) :

$$\sigma_{\mathbb{A}} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_{22} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_{33} \end{bmatrix} \tag{B.5}$$

- **Repère pseudo-principal :**

Pour simplifier l'analyse postérieure et replacer l'axe principal dans le plan horizontal, le repère $\mathbb{A}$ est transformé en un dernier repère $\mathbb{A}'$ appelé pseudo-principal (H_1, H_2 et V) (figure B.1). Les différents accélérogrammes y auront une corrélation infime et donc négligeable.

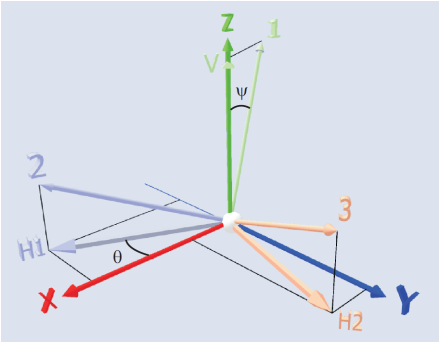


Figure B.1 – Figure représentant les trois repères utilisés pour définir nos accélérogrammes

Il nous faut donc trouver l'angle ψ, soit l'angle entre l'axe du repère principal le plus vertical et l'axe vertical du repère pseudo-principal (V). On le trouve en appliquant l'équation suivante :

$$\psi = acos(\ max(e_1^{(z)}, e_2^{(z)}, e_3^{(z)})\ ) \tag{B.6}$$

Il suffit ensuite de faire une projection orthogonale sur le plan horizontal des deux autres axes, en faisant attention que H_1 ait la plus grande intensité. Le dernier axe sera H_2.

C Déplacement en tête de mur en fonction du temps

Voici l'ensemble des graphes des déplacements en tête du voile en fonction du temps obtenus suite aux analyses non linéaires. Ils ont servi de base pour déterminer les protocoles d'essais. Certains graphiques n'ont pas convergé et d'autres ont donné des déplacements trop petits, inintéressants pour notre analyse. Nous ne les avons donc pas considérés. Nous nous sommes néanmoins assuré d'avoir plus de 7 jeux de données représentatives pour chaque modèle. Les réponses ignorées sont : 3-Lefkada (RC+SMA), 5-Umbria (RC), 7-Umbria (RC+SMA), 9-Lipari (RC+SMA) et 12-Bursa (RC).

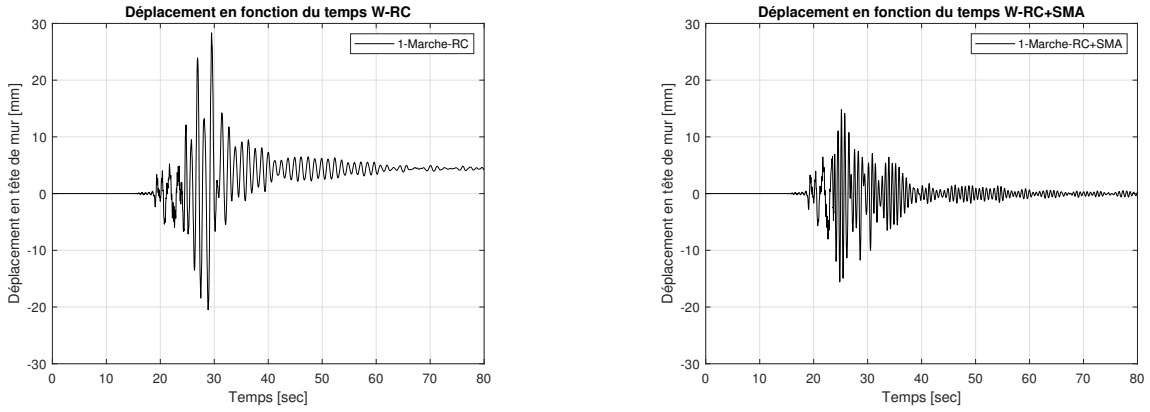


Figure C.1 – Déplacement en tête de mur du bâtiment avec et sans SMA lors du séisme de Marche 1

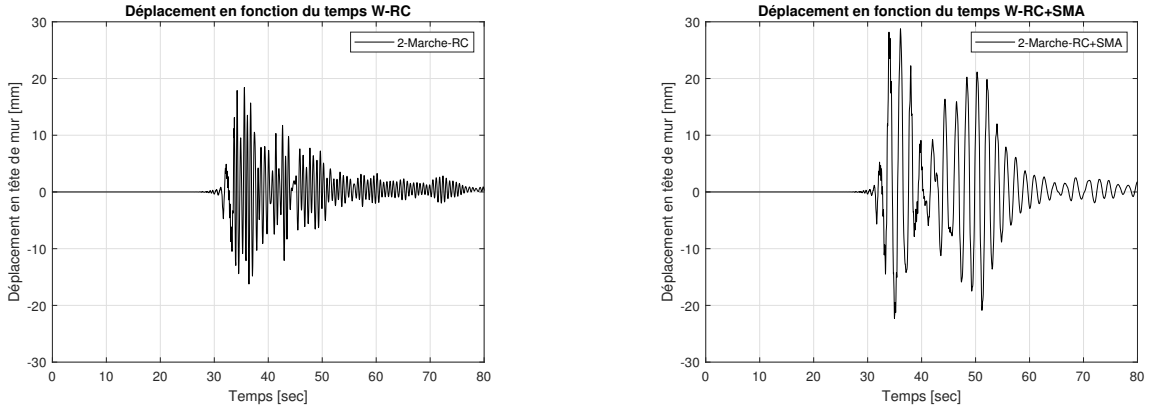


Figure C.2 – Déplacement en tête de mur du bâtiment avec et sans SMA lors du séisme de Marche 2

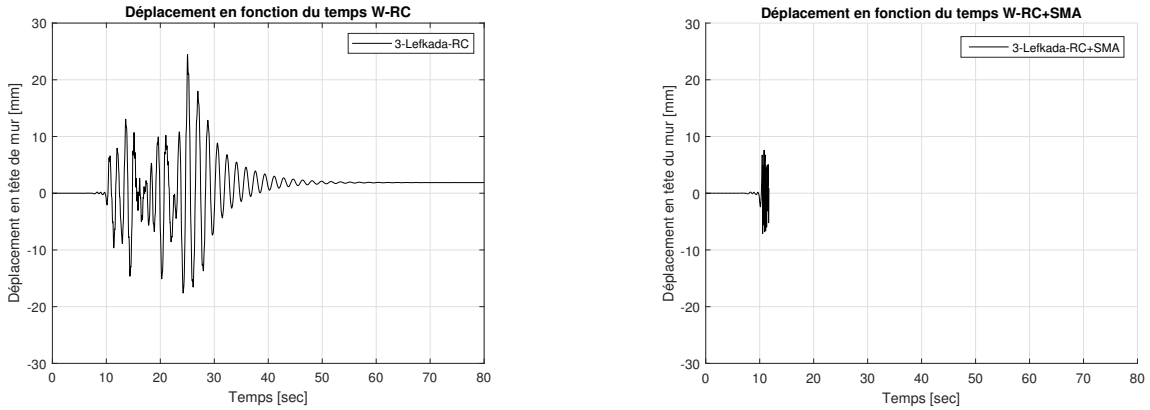


Figure C.3 – Déplacement en tête de mur du bâtiment avec et sans SMA lors du séisme de Lefkada

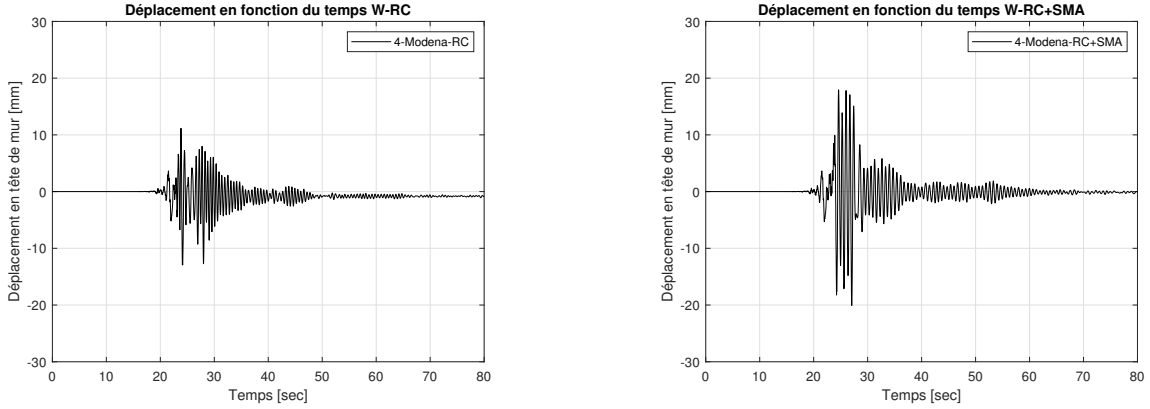


Figure C.4 – Déplacement en tête de mur du bâtiment avec et sans SMA lors du séisme de Modena

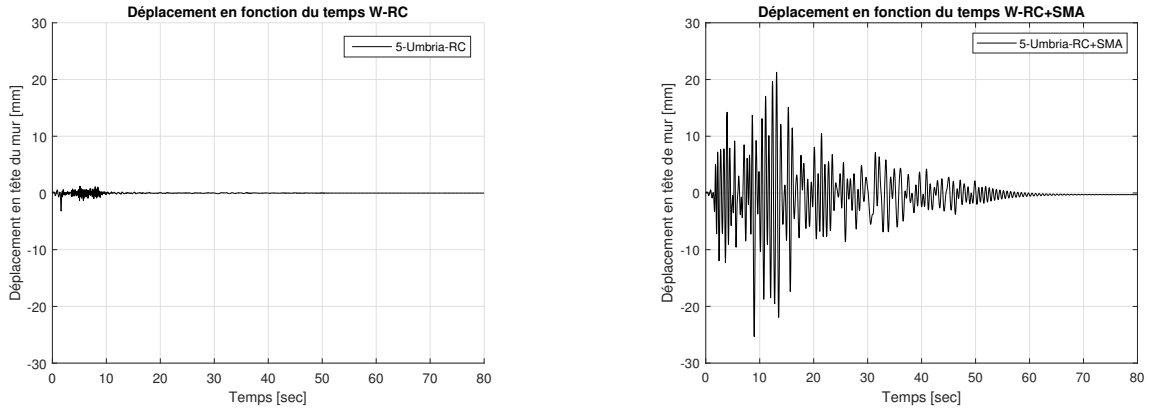


Figure C.5 – Déplacement en tête de mur du bâtiment avec et sans SMA lors du séisme de Umbria 1

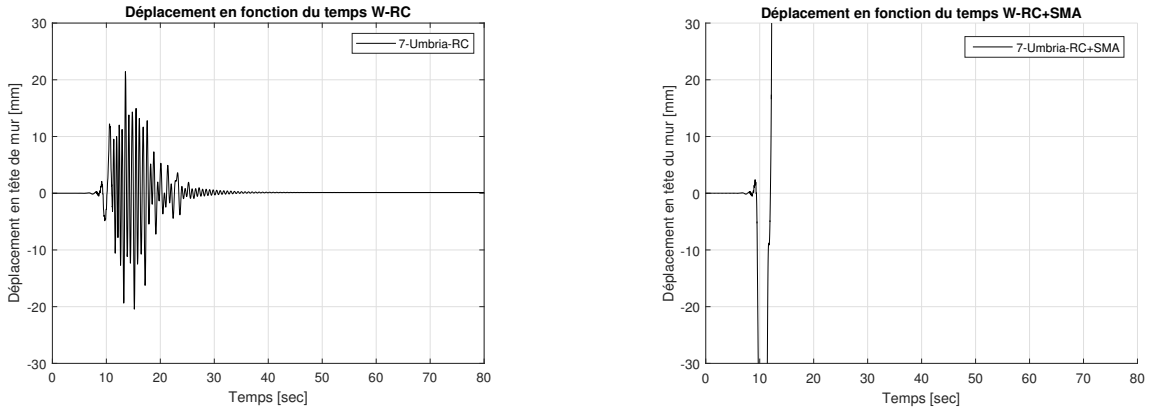


Figure C.6 – Déplacement en tête de mur du bâtiment avec et sans SMA lors du séisme de Umbria 2

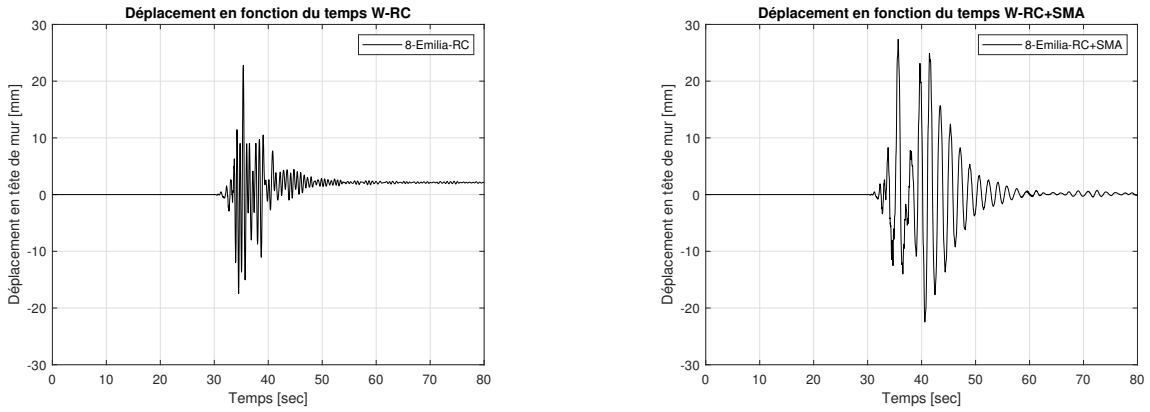


Figure C.7 – Déplacement en tête de mur du bâtiment avec et sans SMA lors du séisme de Emilia

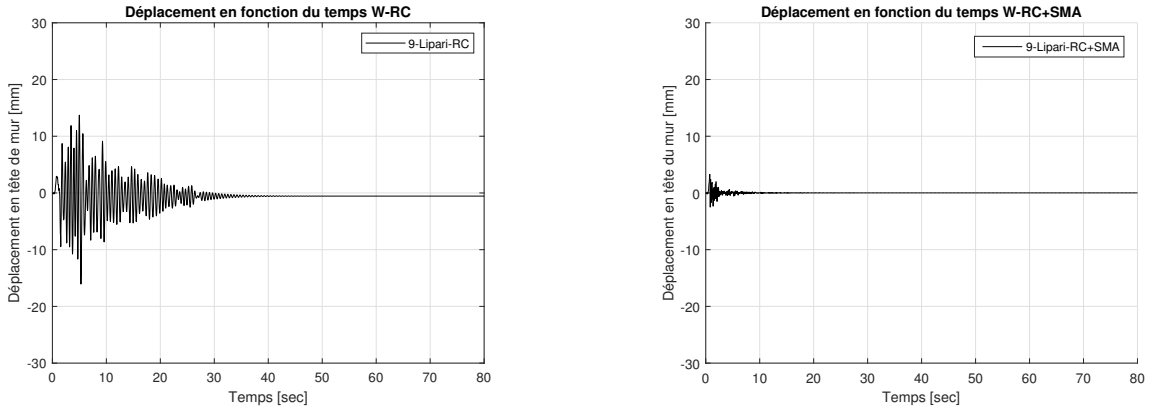


Figure C.8 – Déplacement en tête de mur du bâtiment avec et sans SMA lors du séisme de Lipari

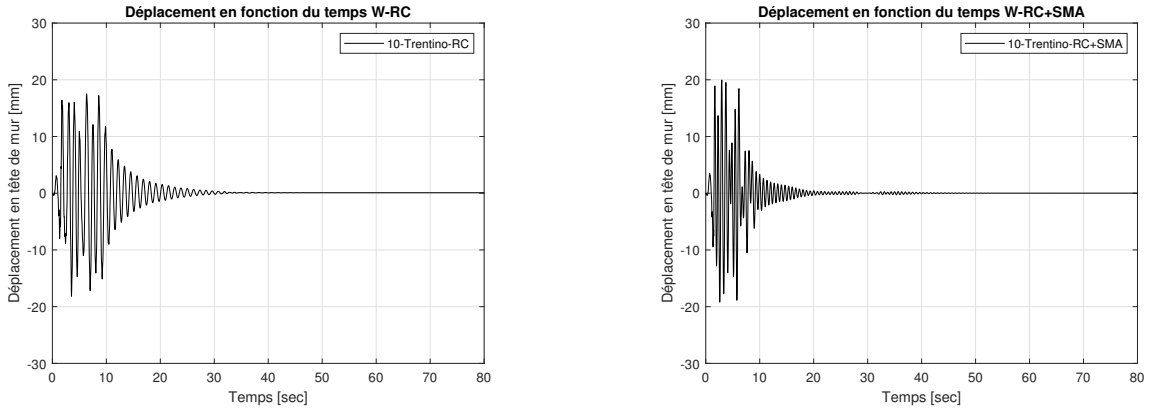


Figure C.9 – Déplacement en tête de mur du bâtiment avec et sans SMA lors du séisme de Trentino

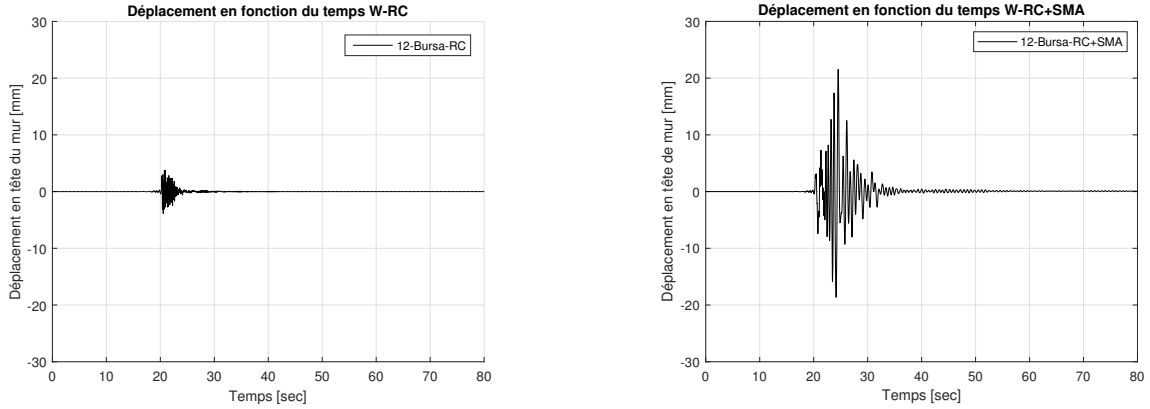


Figure C.10 – Déplacement en tête de mur du bâtiment avec et sans SMA lors du séisme de Bursa

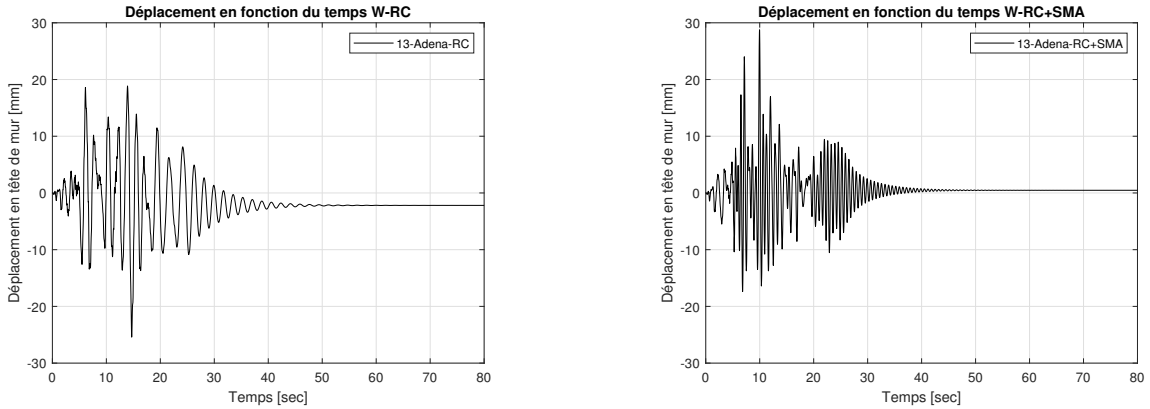
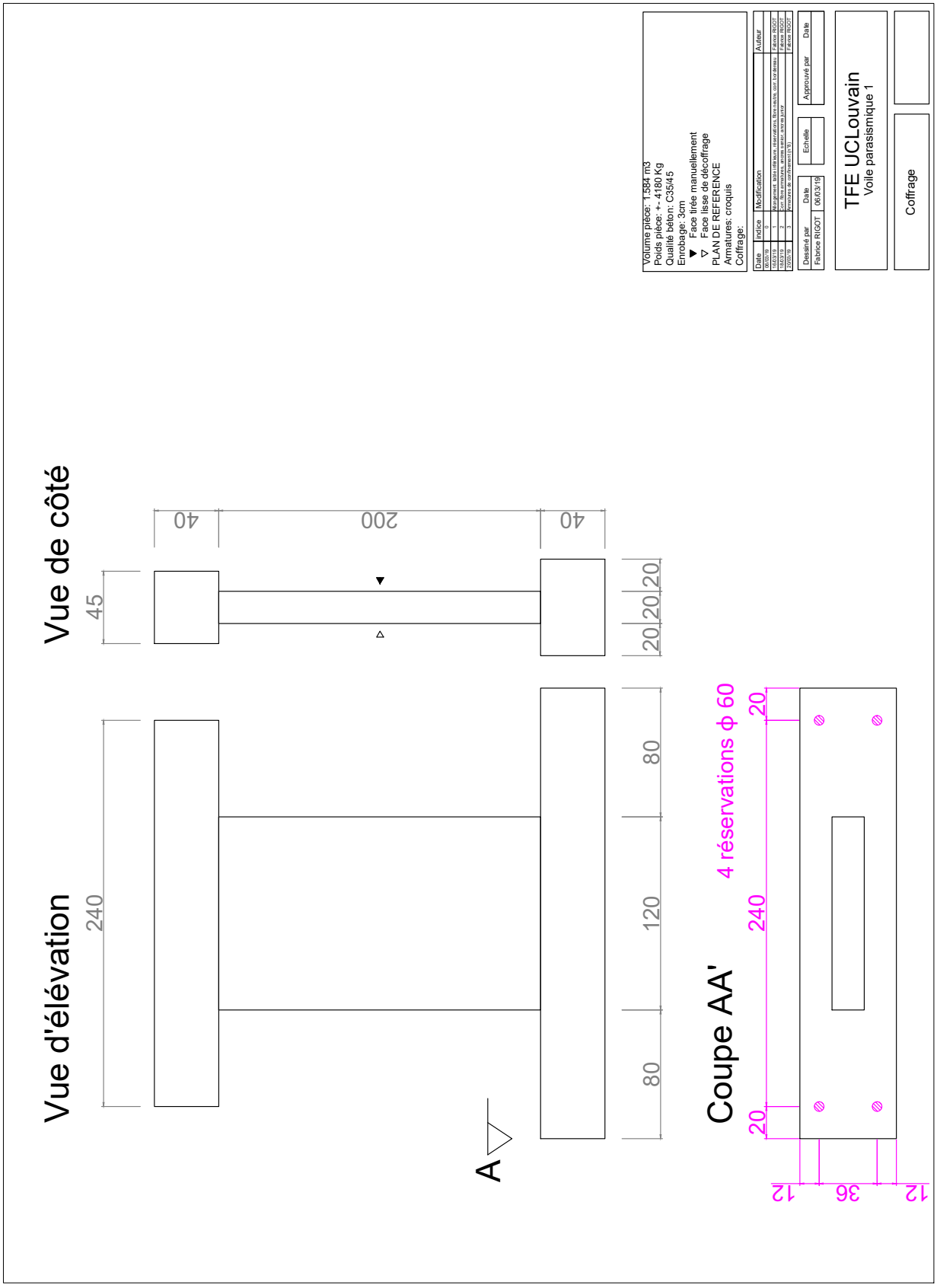
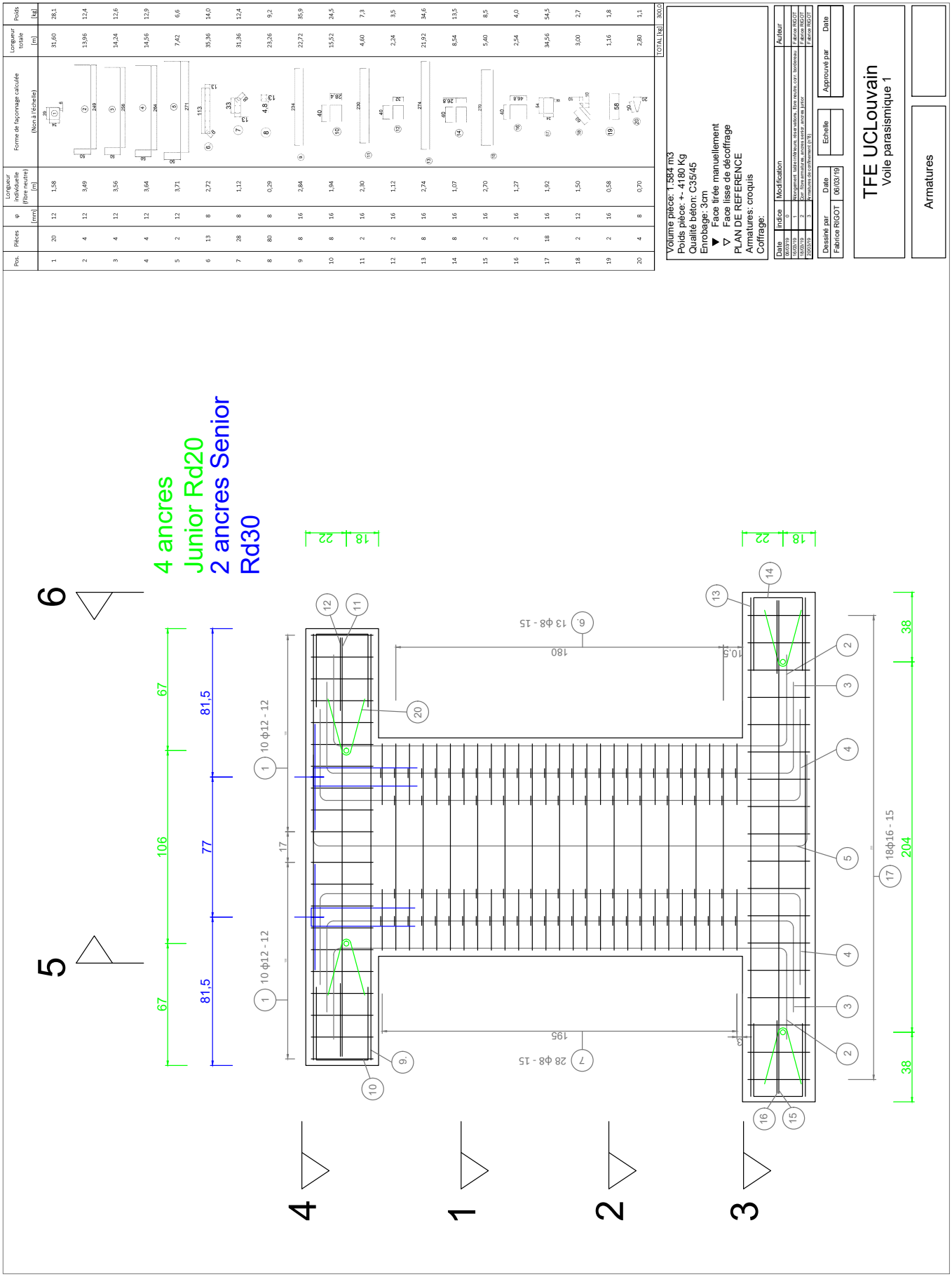
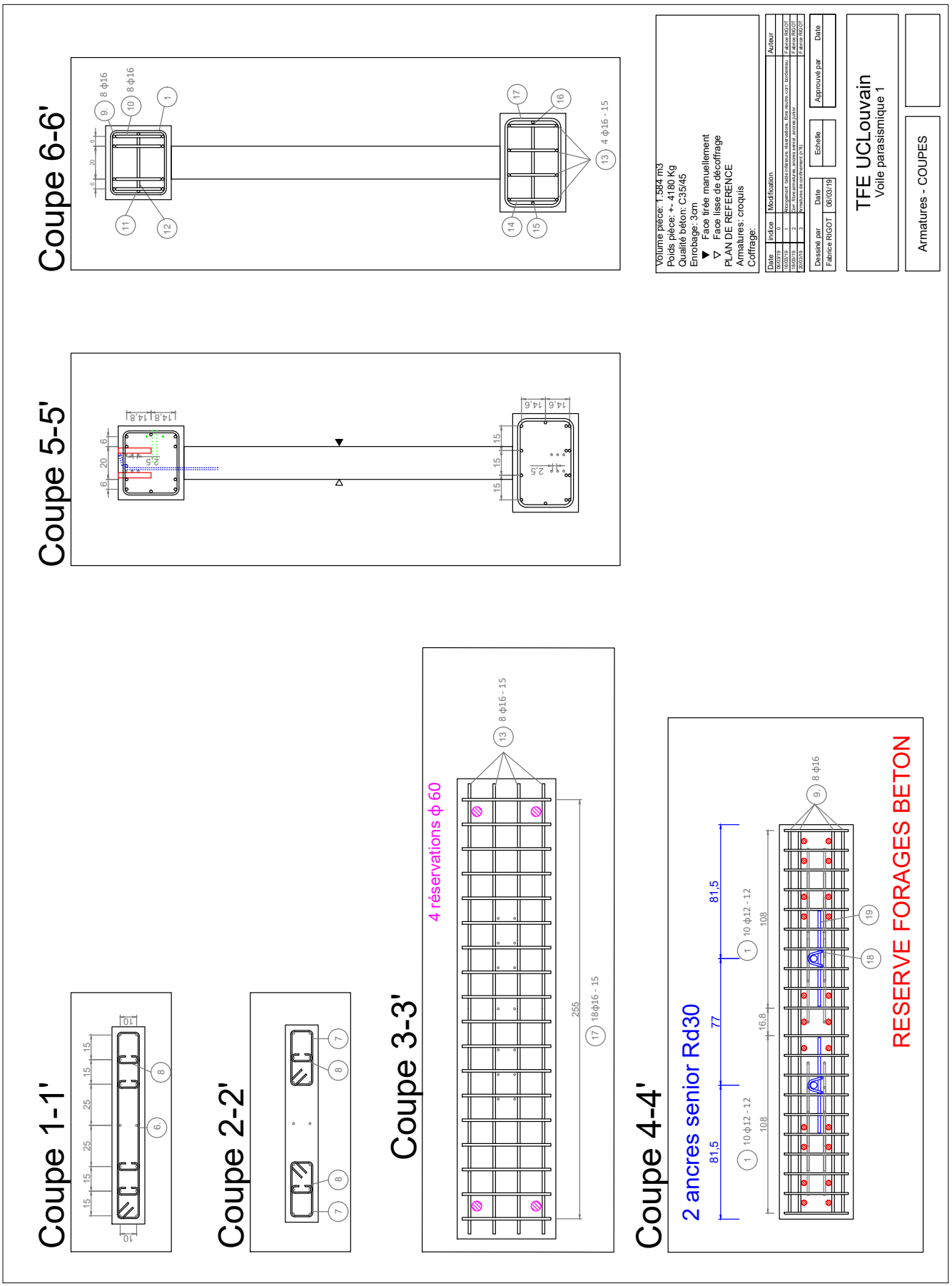


Figure C.11 – Déplacement en tête de mur du bâtiment avec et sans SMA lors du séisme de Adena

D Plans de coffrage et ferraillage

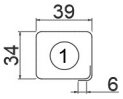
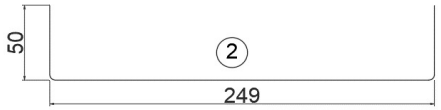
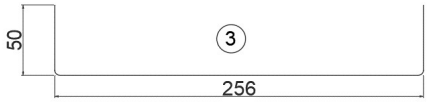
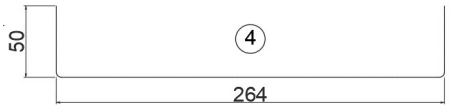
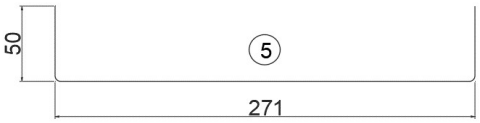
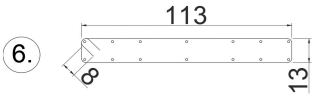
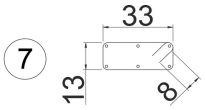
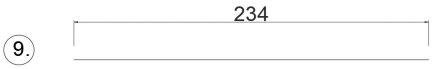
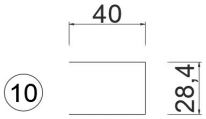
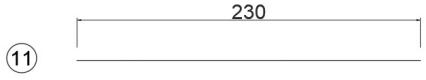


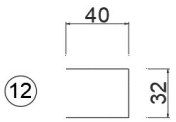
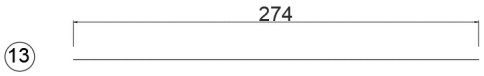
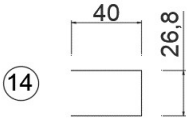
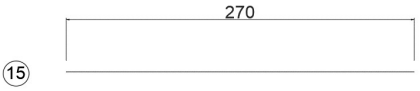
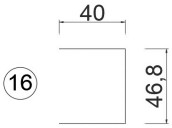
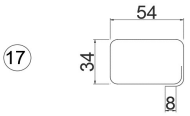
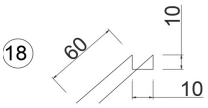
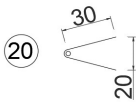

Pos. | Pièces | φ (mm) | Longueur individuelle (fibre neutre) [m] | Forme de façonnage calculée (Non à l'échelle) | Longueur totale [m] | Poids [kg]
1 | 20 | 12 | 1,58 | 31,60 | 28,1
2 | 4 | 12 | 3,49 | 13,96 | 12,4
3 | 4 | 12 | 3,56 | 14,24 | 12,6
4 | 4 | 12 | 3,64 | 14,56 | 12,9
5 | 2 | 12 | 3,71 | 7,42 | 6,6
6 | 13 | 8 | 2,72 | 35,36 | 14,0
7 | 28 | 8 | 1,12 | 31,36 | 12,4
8 | 80 | 8 | 0,29 | 23,26 | 9,2
9 | 8 | 16 | 2,84 | 22,72 | 35,9
10 | 8 | 16 | 1,94 | 15,52 | 24,5
11 | 2 | 16 | 2,30 | 4,60 | 7,3
12 | 2 | 16 | 1,12 | 2,24 | 3,5
13 | 8 | 16 | 2,74 | 21,92 | 34,6
14 | 8 | 16 | 1,07 | 8,54 | 13,5
15 | 2 | 16 | 2,70 | 5,40 | 8,5
16 | 2 | 16 | 1,27 | 2,54 | 4,0
17 | 18 | 16 | 1,92 | 34,56 | 54,5
18 | 2 | 12 | 1,50 | 3,00 | 2,7
19 | 2 | 16 | 0,58 | 1,16 | 1,8
20 | 4 | 8 | 0,70 | 2,80 | 1,1
TOTAL [kg] 300,0
Volume pièce: 1.584 m3
Poids pièce: +- 4180 Kg
Qualité béton: C35/45
Enrobage: 3cm
Face tirée manuellement
Face lisse de décoffrage
PLAN DE REFERENCE
Armatures: croquis
Coffrage:
Date | Indice | Modification | Auteur
06/03/19 | 0 | | |
18/03/19 | 1 | Arrangement statiquement revu+ajout barres reprise corr. bordereau | Fabrice RIGOT
19/03/19 | 2 | Ajout barres armature encrage senior et junior | Fabrice RIGOT
20/03/19 | 3 | Modification encrage senior (Rd30) | Fabrice RIGOT
Dessiné par: Fabrice RIGOT | Date: 06/03/19 | Echelle | Approuvé par | Date
TFE UCLouvain
Voile parasismique 1
Armatures
4 ancres
Junior Rd20
2 ancres Senior
Rd30
5
6
4
1
2
3
67
106
67
81,5
77
81,5
10 ϕ12 - 12
10 ϕ12 - 12
17
13 ϕ8 - 15
180
10,5
28 ϕ8 - 15
195
18ϕ16 - 15
204
38
38
18
22
18
22

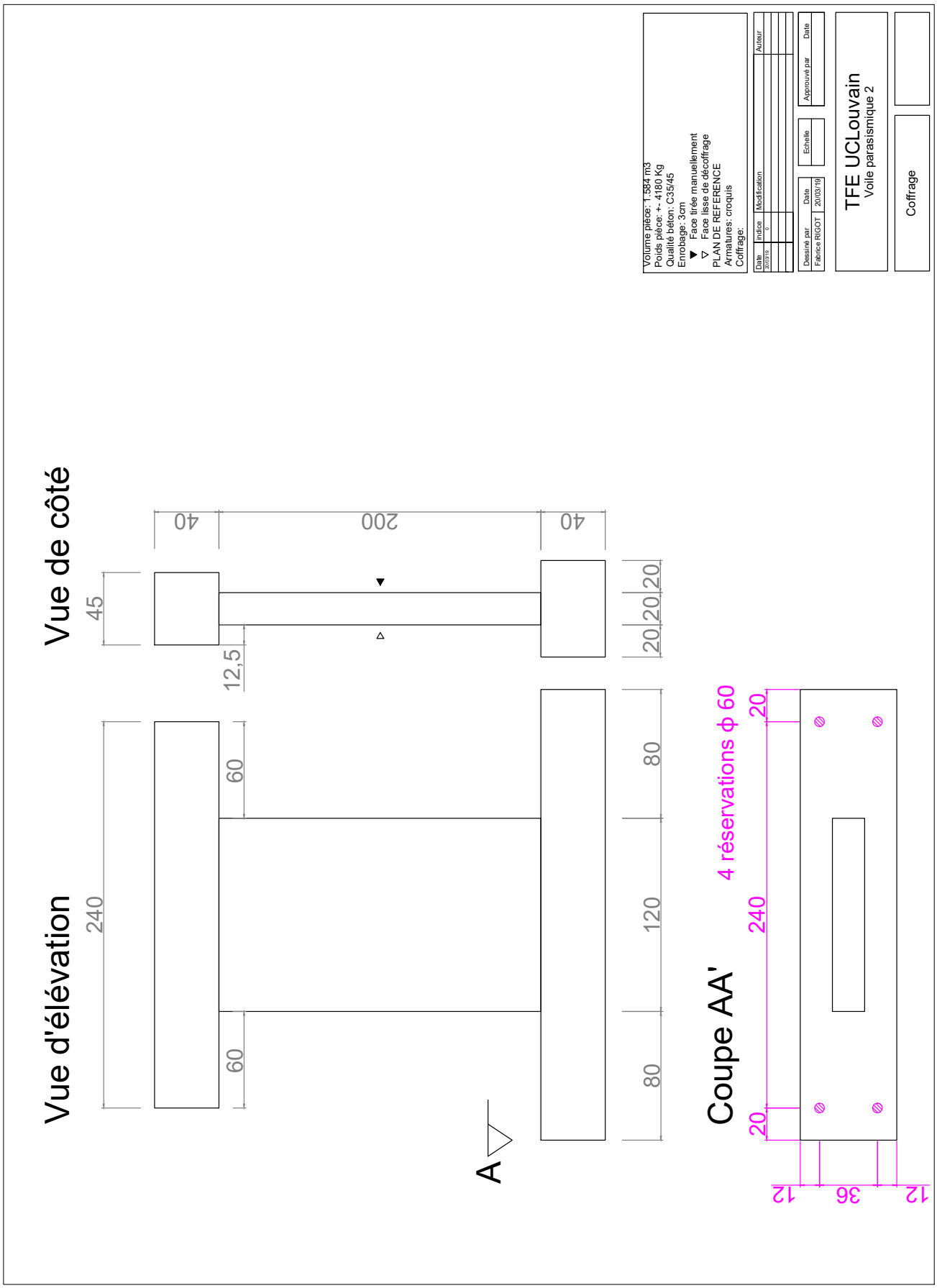

Coupe 6-6'
8 ϕ16
8 ϕ16
4 ϕ16 - 15
Coupe 5-5'
14.8
14.8
14.6
14.6
2.5
Coupe 3-3'
4 réservations ϕ 60
8 ϕ16 - 15
18ϕ16 - 15
255
Coupe 1-1'
Coupe 2-2'
Coupe 4-4'
2 ancres senior Rd30
81.5
77
81.5
10 ϕ12 -12
10 ϕ12 -12
108
108
16.8
8 ϕ16
RESERVE FORAGES BETON
Volume pièce: 1.584 m3
Poids pièce: +- 4180 Kg
Qualité béton: C35/45
Enrobage: 3cm
Face tirée manuellement
Face lisse de décoffrage
PLAN DE REFFERENCE
Armatures: croquis
Coffrage:
Date
Indice
Modification
Auteur
Dessiné par
Fabrice RIGOT
Date
06/03/19
Echelle
Approuvé par
Date
TFE UCLouvain
Voile parasismique 1
Armatures - COUPES

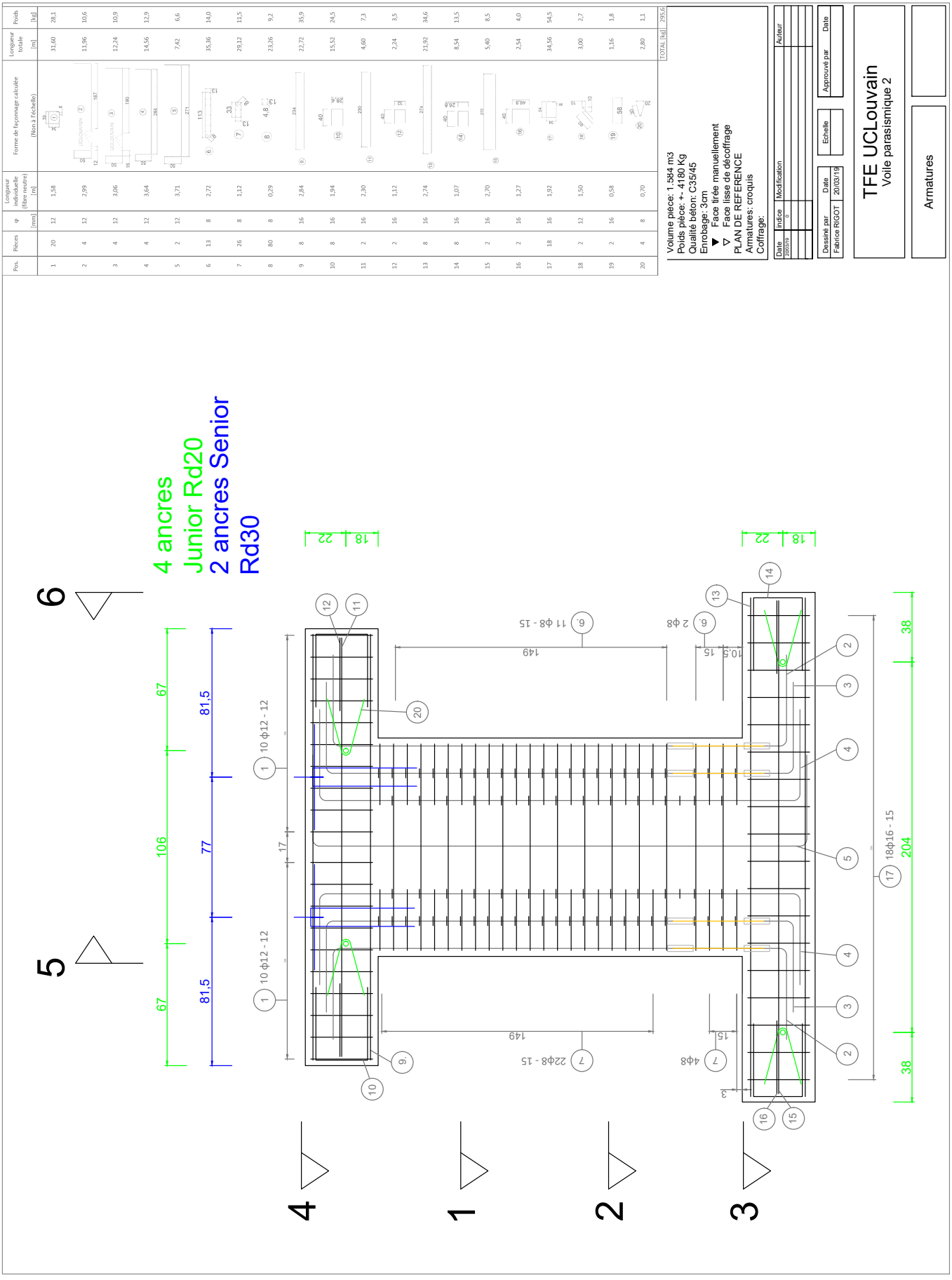
TFE UCLouvain - Voile BA - BORDEREAU

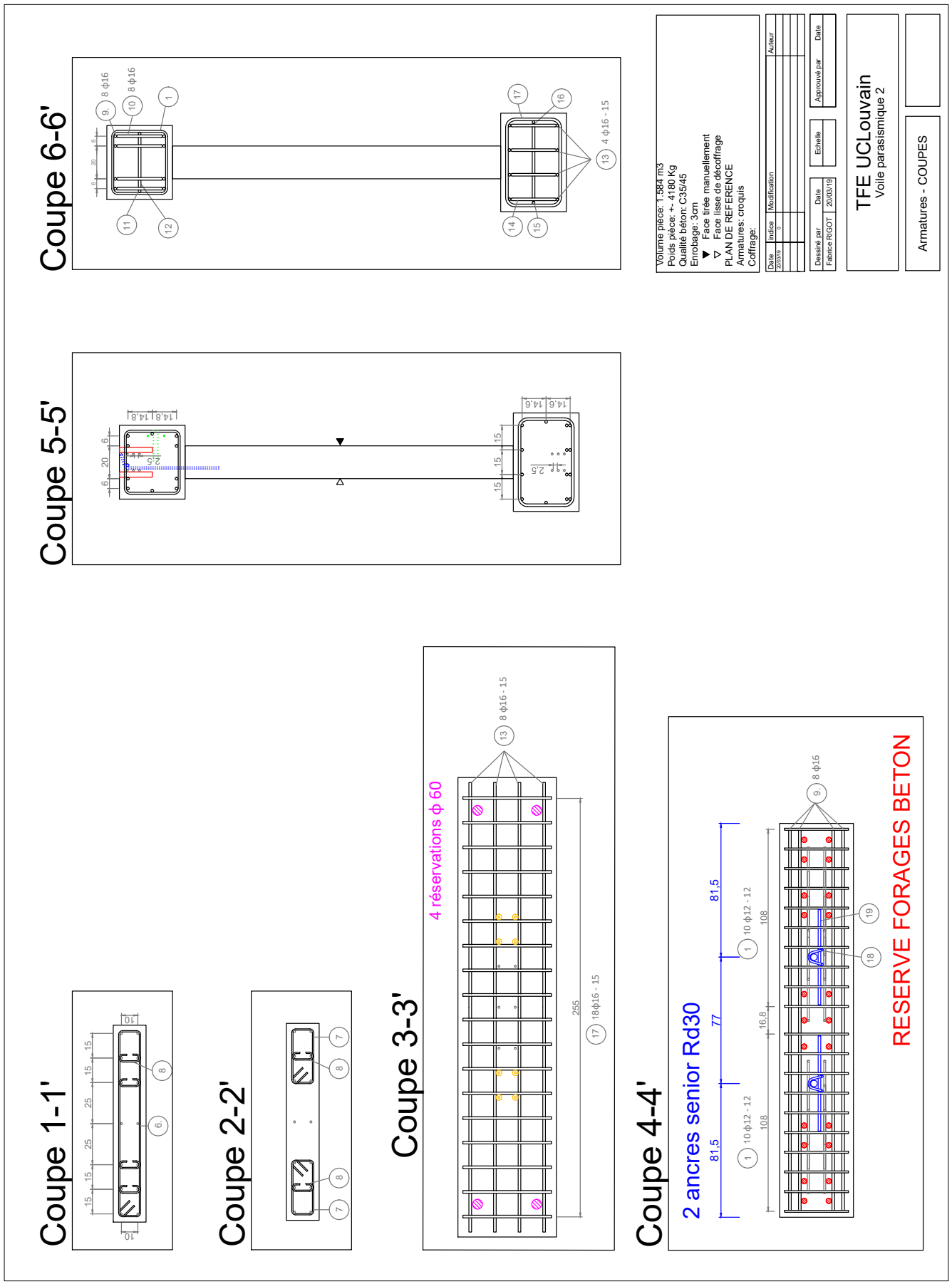
Dessin: Fabrice RIGOT 0479 54 75 74 20-03-19
fabrice.rigot@student.uclouvain.be

Pos.	Pièces	φ [mm]	Longueur individuelle (fibre neutre) [m]	Forme de façonnage calculée (Non à l'échelle)	Longueur totale [m]	Poids [kg]
1	20	12	1,58		31,60	28,1
2	4	12	3,49		13,96	12,4
3	4	12	3,56		14,24	12,6
4	4	12	3,64		14,56	12,9
5	2	12	3,71		7,42	6,6
6	13	8	2,72		35,36	14,0
7	28	8	1,12		31,36	12,4
8	80	8	0,29		23,26	9,2
9	8	16	2,84		22,72	35,9
10	8	16	1,94		15,52	24,5
11	2	16	2,30		4,60	7,3

12	2	16	1,12		2,24	3,5
13	8	16	2,74		21,92	34,6
14	8	16	1,07		8,54	13,5
15	2	16	2,70		5,40	8,5
16	2	16	1,27		2,54	4,0
17	18	16	1,92		34,56	54,5
18	2	12	1,50		3,00	2,7
19	2	16	0,58		1,16	1,8
20	4	8	0,70		2,80	1,1
					TOTAL [kg]	300,0

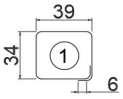
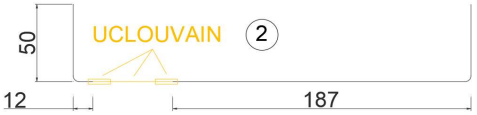
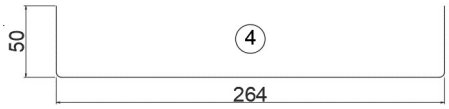
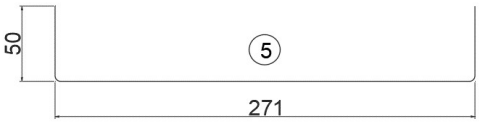
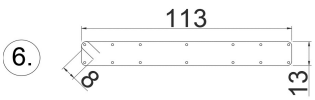
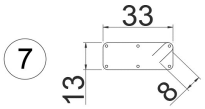
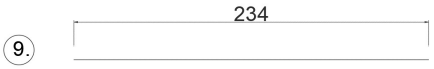
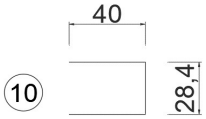
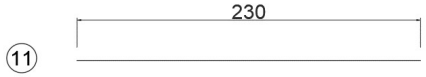

Volume pièce: 1.584 m3
Poids pièce: +- 4180 Kg
Qualité béton: C35/45
Enrobage: 3cm
▼ Face tirée manuellement
▽ Face lisse de décoffrage
PLAN DE REFERENCE
Armatures: croquis
Coffrage:
Date
Indice
Modification
Auteur
Dessiné par
Fabrice RIGOT
Date
20/03/19
Echelle
Approuvé par
Date
TFE UCLouvain
Voile parasismique 2
Coffrage
Vue de côté
40
200
40
45
12,5
20
20
20
Vue d'élévation
240
60
60
80
120
80
A
Coupe AA'
4 réservations ϕ 60
20
240
20
12
36
12

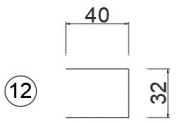
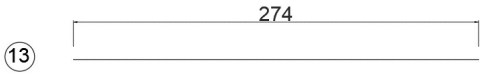
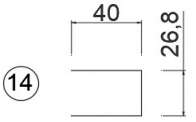
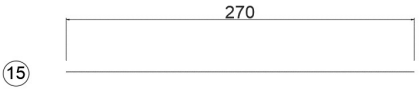
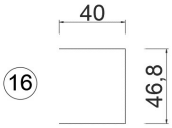
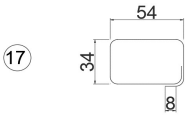
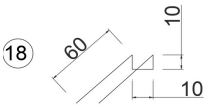
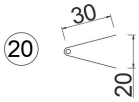

Pos. | Pièces | φ [mm] | Longueur individuelle (fibre neutre) [m] | Forme de façonnage calculée (Non à l'échelle) | Longueur totale [m] | Poids [kg]
TOTAL [kg] 295,6
Volume pièce: 1.584 m3
Poids pièce: +- 4180 Kg
Qualité béton: C35/45
Enrobage: 3cm
Face tirée manuellement
Face lisse de décoffrage
PLAN DE REFERENCE
Armatures: croquis
Coffrage:
Date 20/03/19
Indice 0
Modification
Auteur
Dessiné par Fabrice RIGOT
Date 20/03/19
Echelle
Approuvé par
Date
TFE UCLouvain
Voile parasismique 2
Armatures
4 ancres
Junior Rd20
2 ancres Senior
Rd30
10 ϕ12 - 12
11 ϕ8 - 15
2 ϕ8
22ϕ8 - 15
4ϕ8
18ϕ16 - 15
67
106
81,5
77
17
149
10,5
15
38
204
18
22


Coupe 6-6'
8 ϕ16
8 ϕ16
4 ϕ16 - 15
Coupe 5-5'
Coupe 1-1'
Coupe 2-2'
Coupe 3-3'
4 réservations ϕ 60
8 ϕ16 - 15
18ϕ16 - 15
Coupe 4-4'
2 ancres senior Rd30
10 ϕ12 -12
8 ϕ16
RESERVE FORAGES BETON
Volume pièce: 1.584 m3
Poids pièce: +- 4180 Kg
Qualité béton: C35/45
Enrobage: 3cm
Face tirée manuellement
Face lisse de décoffrage
PLAN DE REFERENCE
Armatures: croquis
Coffrage:
Date
Indice
Modification
Auteur
Dessiné par
Fabrice RIGOT
Date
20/03/18
Echelle
Approuvé par
Date
TFE UCLouvain
Voile parasismique 2
Armatures - COUPES

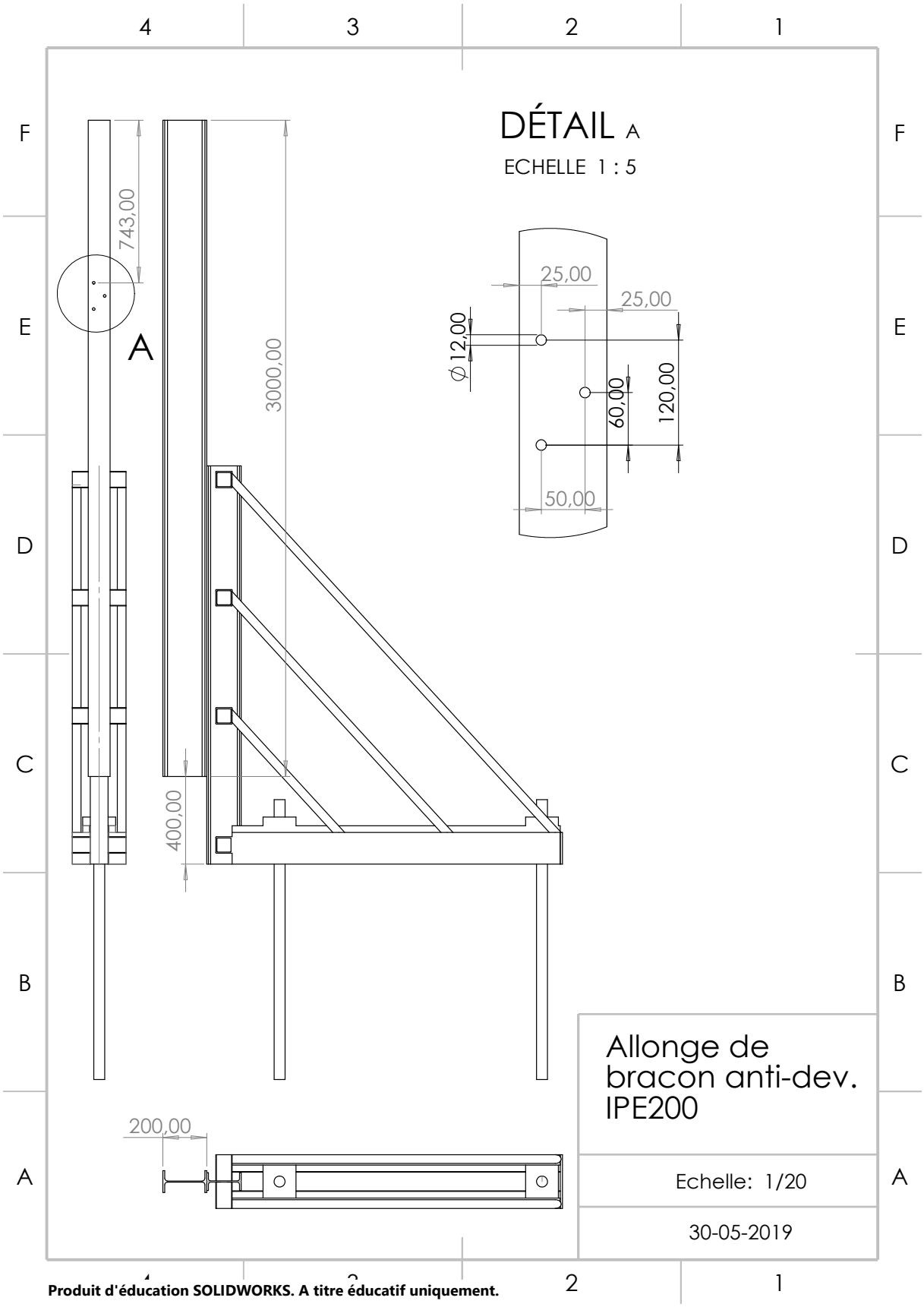
TFE UCLouvain - Voile 2 (SMA) - BORDEREAU

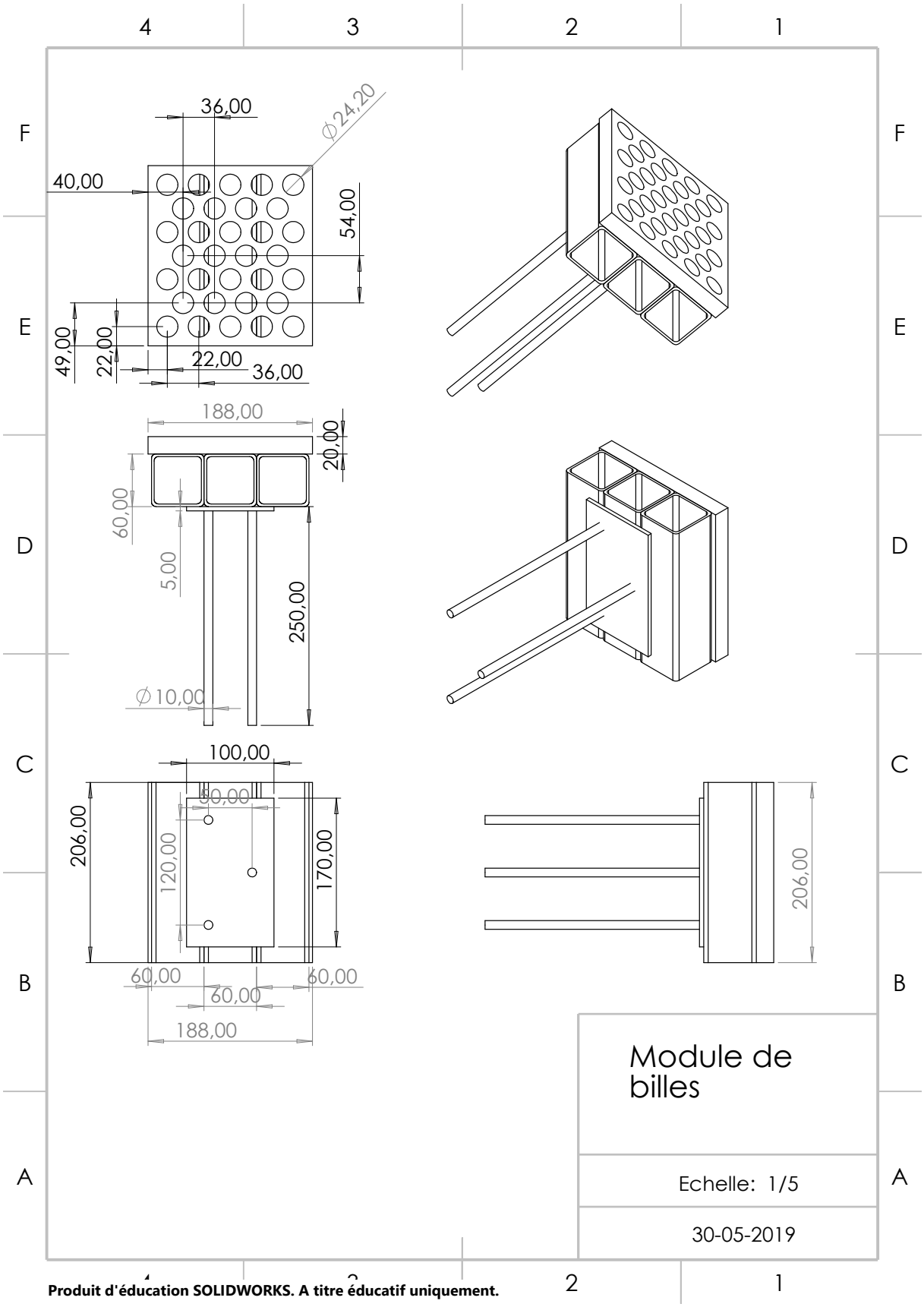
Dessin: Fabrice RIGOT 0479 54 75 74 21-03-19
fabrice.rigot@student.uclouvain.be

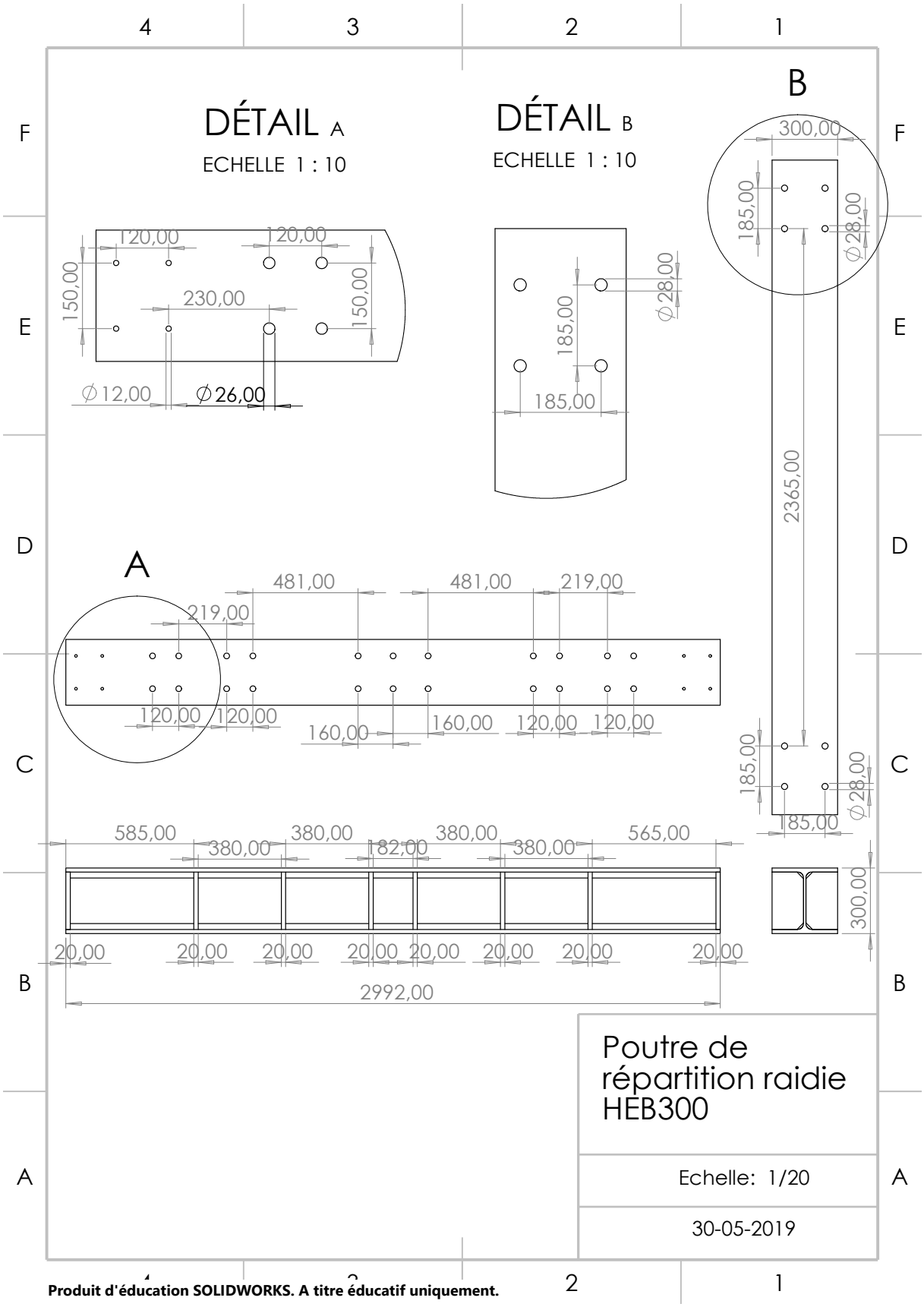
Pos.	Pièces	φ [mm]	Longueur individuelle (fibre neutre) [m]	Forme de façonnage calculée (Non à l'échelle)	Longueur totale [m]	Poids [kg]
1	20	12	1,58		31,60	28,1
2	4	12	2,99		11,96	10,6
3	4	12	3,06		12,24	10,9
4	4	12	3,64		14,56	12,9
5	2	12	3,71		7,42	6,6
6	13	8	2,72		35,36	14,0
7	26	8	1,12		29,12	11,5
8	80	8	0,29		23,26	9,2
9	8	16	2,84		22,72	35,9
10	8	16	1,94		15,52	24,5
11	2	16	2,30		4,60	7,3

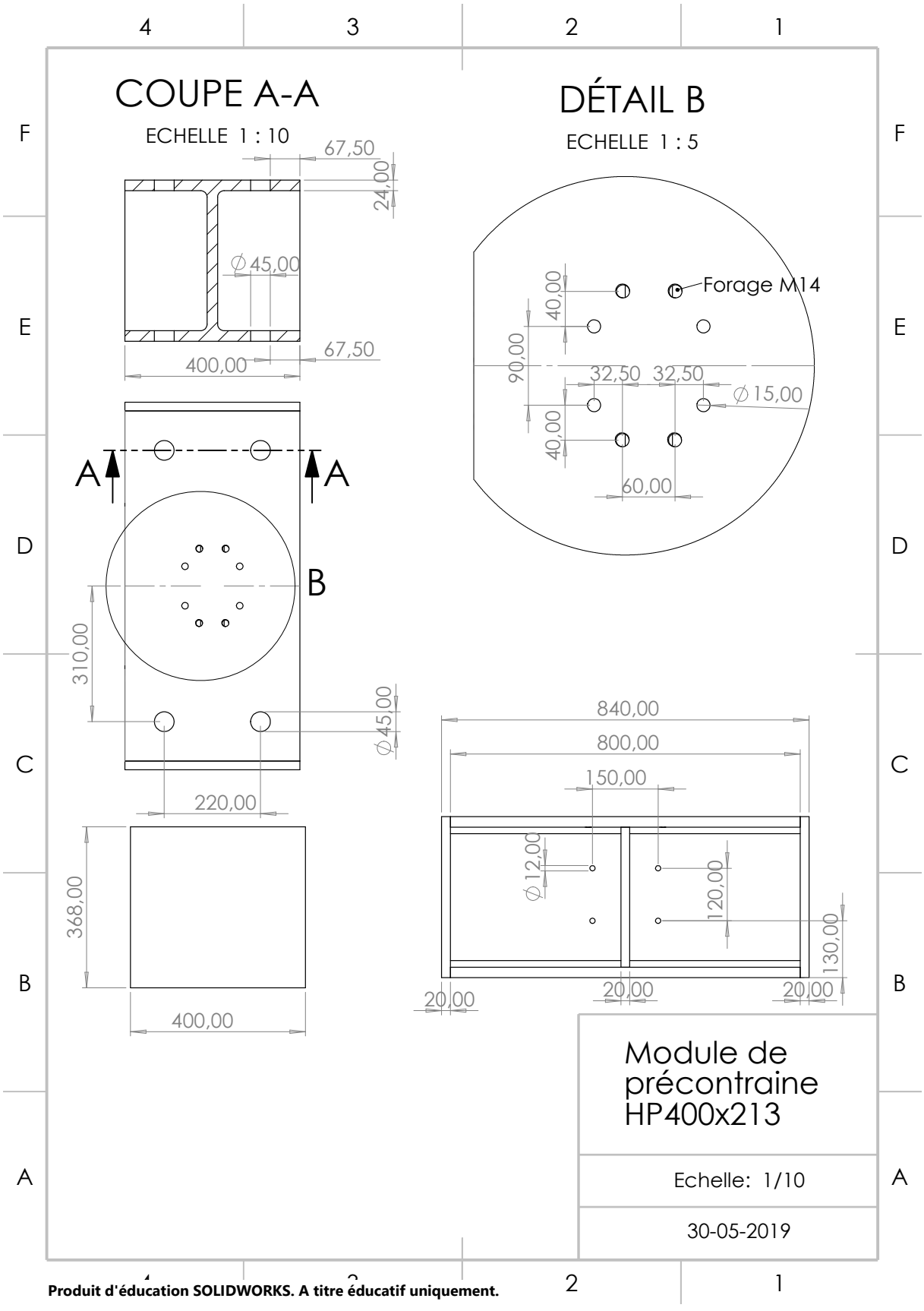
12	2	16	1,12		2,24	3,5
13	8	16	2,74		21,92	34,6
14	8	16	1,07		8,54	13,5
15	2	16	2,70		5,40	8,5
16	2	16	1,27		2,54	4,0
17	18	16	1,92		34,56	54,5
18	2	12	1,50		3,00	2,7
19	2	16	0,58		1,16	1,8
20	4	8	0,70		2,80	1,1
					TOTAL [kg]	295,6

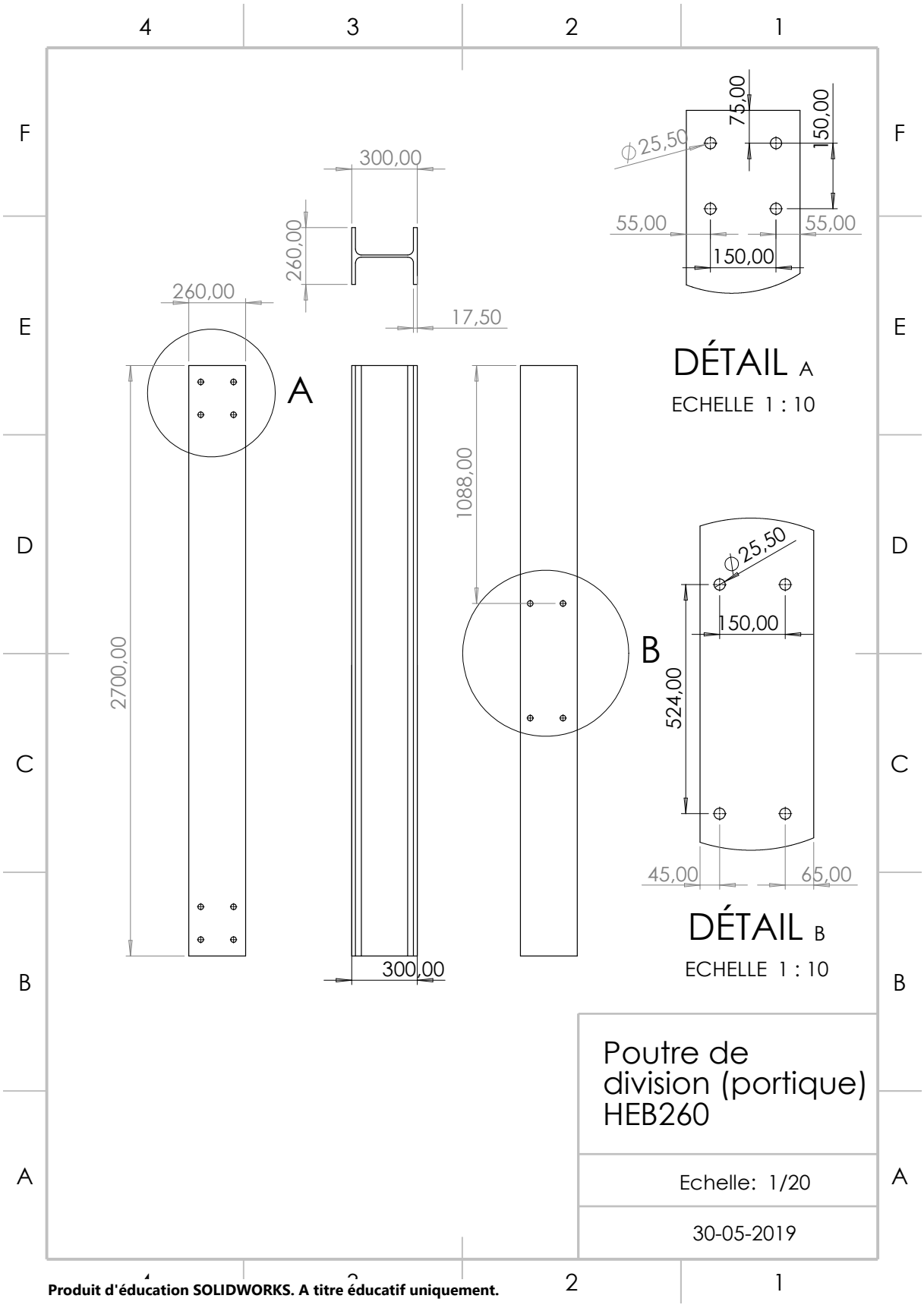
E Plans des éléments fabriqués

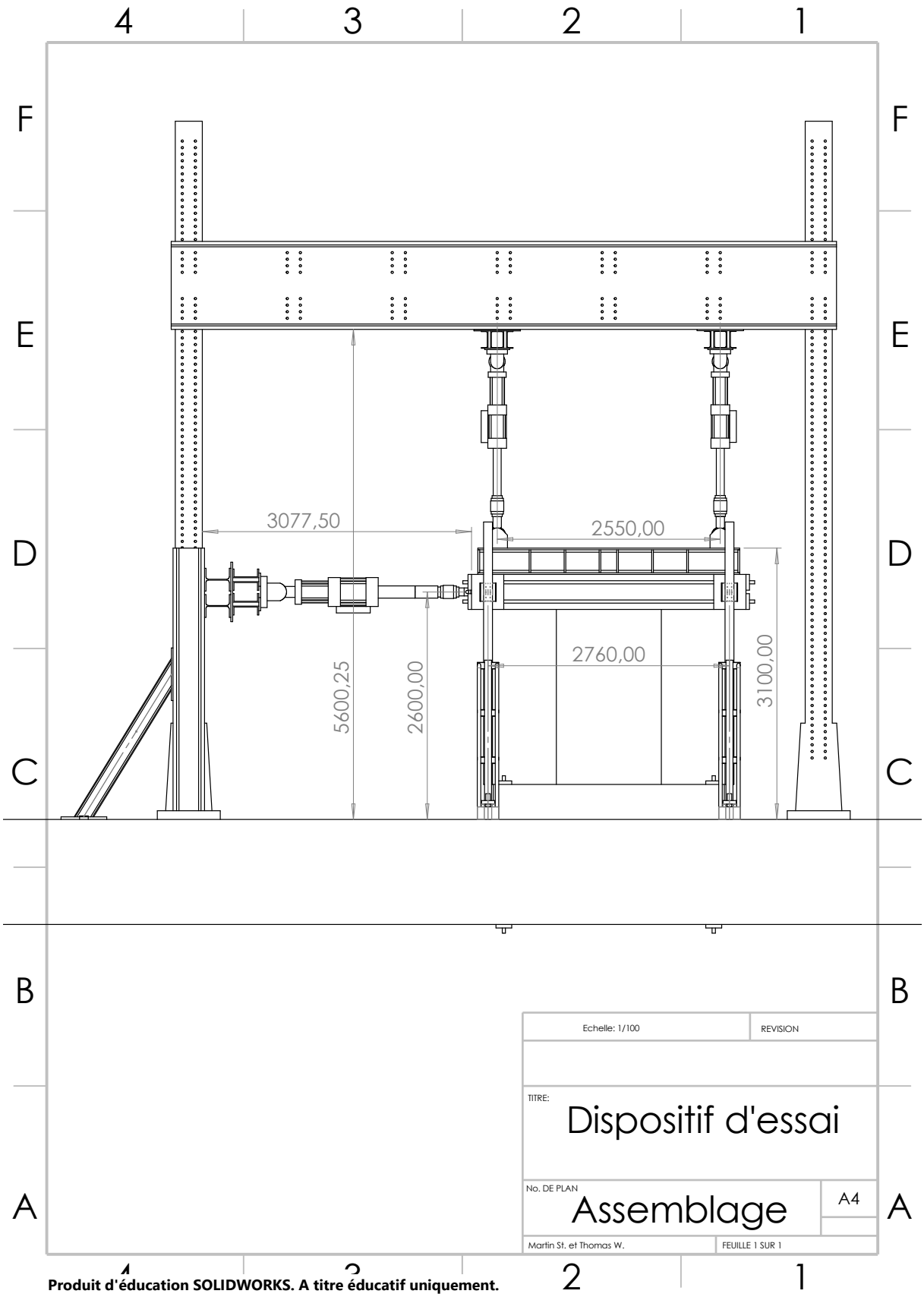



4
3
2
1
F
E
D
C
B
A
36,00
∅24,20
40,00
54,00
49,00
22,00
22,00
36,00
188,00
20,00
60,00
5,00
250,00
∅10,00
100,00
80,00
206,00
120,00
170,00
60,00
60,00
60,00
188,00
206,00
Module de billes
Echelle: 1/5
30-05-2019
Produit d'éducation SOLIDWORKS. A titre éducatif uniquement.


DÉTAIL A
ECHELLE 1 : 10
DÉTAIL B
ECHELLE 1 : 10
120,00
120,00
150,00
230,00
150,00
∅12,00
∅26,00
185,00
∅28,00
185,00
300,00
185,00
∅28,00
2365,00
185,00
∅28,00
185,00
A
481,00
481,00
219,00
219,00
120,00
120,00
160,00
160,00
120,00
120,00
585,00
380,00
380,00
182,00
380,00
380,00
565,00
300,00
20,00
20,00
20,00
20,00
20,00
20,00
20,00
20,00
2992,00
Poutre de répartition raidie HEB300
Echelle: 1/20
30-05-2019
Produit d'éducation SOLIDWORKS. A titre éducatif uniquement.


COUPE A-A
ECHELLE 1 : 10
DÉTAIL B
ECHELLE 1 : 5
Forage M14
Module de précontraine HP400x213
Echelle: 1/10
30-05-2019
Produit d'éducation SOLIDWORKS. A titre éducatif uniquement.


4
3
2
1
F
E
D
C
B
A
300,00
260,00
260,00
17,50
A
2700,00
1088,00
300,00
75,00
150,00
ϕ25,50
55,00
55,00
150,00
DÉTAIL A
ECHELLE 1 : 10
B
ϕ25,50
150,00
524,00
45,00
65,00
DÉTAIL B
ECHELLE 1 : 10
Poutre de division (portique) HEB260
Echelle: 1/20
30-05-2019
Produit d'éducation SOLIDWORKS. A titre éducatif uniquement.


4
3
2
1
F
E
D
C
B
A
3077,50
2550,00
5600,25
2600,00
2760,00
3100,00
Echelle: 1/100
REVISION
TITRE:
Dispositif d'essai
No. DE PLAN
Assemblage
A4
Martin St. et Thomas W.
FEUILLE 1 SUR 1
Produit d'éducation SOLIDWORKS. A titre éducatif uniquement.

F Matériel utilisé

ID	Nom	Quantité	Emplacement général
1	Colonne	2	Portique
2	Poutre U	2	Portique
3	Vérin 35T	2	Portique
4	Rotule de tête de vérin 35T	2	Portique
5	Rotule de pied de vérin 35T	2	Portique
6	Cellule de mesure 35T	2	Portique
7	Poutrelle rigide	1	Colonnes-bracons
8	Colonne-bracon	2	Colonnes-bracons
9	Socle adaptateur - vérin	1	Colonnes-bracons
10	Rotule de tête de vérin 75T	1	Colonnes-bracons
11	Rotule de pied de vérin 75T	1	Colonnes-bracons
12	Cellule de mesure 75T	1	Colonnes-bracons
13	Poutrelle rigide	4	Déversement
14	Cellule de mesure	4	Déversement
15	Plaque de billes	4	Déversement
16	Dywidag d'ancrage	8	Déversement
18	Socle adaptateur - vérin	2	Portique
19	Module anti-déversement	4	Déversement
20	Dywidag d'ancrage	4	Table Inférieur
23	Module de précontrainte	2	Table Supérieur
25	Plaque de serrage	8	Table Supérieur
26	Écrou de serrage	8	Table Supérieur
27	Poutrelle rigide	1	Table Supérieur
28	Dywidag	4	Table Supérieur
29	Ancrage chimique		Table Supérieur
30	Plaque de serrage	16	Déversement
31	Écrou de serrage	16	Déversement
32	Tige filletée + boulon		Table Supérieur
33	Dywidag d'ancrage	4	Portique
34	Extension vérin 75 T	1	Colonnes-bracons
36	Dywidag d'ancrage	8	Colonnes-bracons
37	Plaque de serrage	16	Colonnes-bracons
38	Ecrou de serrage	16	Colonnes-bracons
39	Plaque de précontrainte	8	Table Inférieur
40	Plaque de précontrainte	4	Table Inférieur
41	Écrou de serrage	8	Table Inférieur
42	Écrou de serrage	4	Table Inférieur
43	Vérin 75T	1	Colonnes-bracons

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

G Modélisation et dimensionnement d'éléments du dispositif

G.1 Dimensionnement tablier

Le socle du vérin de 750 [kN] disponible sur le plancher à été dimensionné en compression. Il est composé de 2 poutrelles raidies soudées sur deux plats métalliques de 20 [mm] d'épaisseur en base. Ces plats sont percés pour permettre de lier le tablier aux portiques par boulonnage.

Pour s'assurer qu'il soit capable de reprendre les 750 [kN] en traction, nous avons identifié ses différentes zones de faiblesse et analysé leur capacité. Pour ces calculs nous avons utilisé différents paramètres (tableau G.1).

Tablier vérin 750 [kN]					
paramètres			géométrie		
f_u	360	[MPa]	b	200	[mm]
β_w	0,8	[/]	h	20	[mm]
$f_{uw,d}$	208	[MPa]	z	200	[mm]
γ_{m0}	1	[/]	I	1,3 $.10^5$	$[mm^4]$
γ_{m2}	1,25	[/]			

Table G.1 – Paramètres utilisés pour le dimensionnement

Flexion du plat métallique : L'acier étant du S235, nous avons calculé la force maximale que le plat peut supporter en flexion.

$$\sigma_{adm} = M\frac{h}{2I} \tag{G.1}$$
$$= ZF_{max}\frac{h}{2I} \tag{G.2}$$
$$= 235[MPa] \tag{G.3}$$

On obtient :

$$F_{max} = 15,7[kN] \tag{G.4}$$
$$\tag{G.5}$$

Soudure entre le plat métallique et la poutrelle : La poutrelle est soudée en 4 cordons de 200 [mm]. Nous allons regarder la résistance de chacun d'entre eux. Ne connaissant pas la profondeur de soudure, on prend le pire cas envisageable, a = 3[mm]. Selon la méthode de *von Misses*, la force est divisée en trois composantes :

$$\sigma_\perp = \frac{F_{max}}{aL}sin(45) \tag{G.6}$$
$$\tau_\perp = \frac{F_{max}}{aL}cos(45) \tag{G.7}$$
$$\tau_\parallel = 0 \tag{G.8}$$

La force est limitée par une combinaison de ses trois composantes :

$$f_u \geq \beta_w\gamma_{m2}\sqrt{\sigma_\perp^2 + 3(\tau_\perp^2 + \tau_\parallel^2)} \tag{G.9}$$

On obtient pour chaque cordon de soudure :

$$F_{max} = 152,7[kN] \tag{G.10}$$
$$F_{tot} = 4F_{max} = 610[kN] \tag{G.11}$$

Amélioration : La zone la plus faible du montage est donc le plat métallique qui risque de rompre par flexion. Pour éviter qu'il ne fléchisse lorsque le vérin est en traction, on ajoute deux tiges filetées (ϕ24) de classe 8.8 ($C_{adm} = 640$ [MPa]) qui reprendront les efforts en traction. Il a fallu dimensionner leur capacité de reprise :

$$F_{adm} = C_{adm}S \simeq 580[kN] \tag{G.12}$$

On peut donc effectuer une traction de 75% de la capacité du vérin horizontal de 750 [kN]avant d'arriver à une plastification de ces deux tiges filetées.

G.2 Dimensionnement précontrainte des Dywidags

Lors de la conception du dispositif nous avons considéré que la table inférieure du voile en béton est immobile. Pour respecter cette hypothèse, nous l'avons fixée au plancher d'essai par précontrainte à l'aide de quatre Dywidags. Elle à été réalisée à l'aide d'un vérin creux capable de monter à 500[kN] et d'une chaise de précontrainte construite pour l'occasion. Ce montage artisanal ne nous permet pas de savoir la précontrainte réelle finale. En effet, la seule indication est qu'au moment du serrage manuel nous avions appliqué une traction de 500[kN]. Pour palier ce manque de précision nous considérons un facteur de sécurité de 1,5. On obtient donc une précontrainte appliquée de 330[kN] dans chacun de nos quatre Dywidags.

Grâce aux formules disponibles dans le cours de LGCIV2032 structure en béton précontraint donné par monsieur Jean-François Cap [45] nous avons évalué la force horizontale maximale applicable avant soulèvement de la table dans le cas statique visible sur la figure G.1. Nous avons ignoré l'effort normal (N) pour être dans un cas sécuritaire.

$$\sigma = \frac{4D}{A} + \frac{2D\ Z}{W_s} - \frac{M(h) + F_1 h}{W_s} \geq 0$$

Le premier terme considère la contrainte normale appliquée par la précontrainte ; il faut donc prendre en compte la précontrainte des quatre Dywidags. Le deuxième terme considère le moment résultant de leur excentricité ; il ne faut donc en considérer que deux précontraintes. Finalement, le troisième terme considère la contrainte due au moment créé par la force F_1 et les deux vérins verticaux ($M(h)$). La somme de ces deux moments vaut $H.F_1$, avec H valant le shear span (SSRxL_w). Avec une rapide simplification on obtient :

$$F_1 \leq \frac{4DW_s}{AH} + \frac{2D\ Z}{H}$$
$$F_{1,max} = 324,13[kN]$$

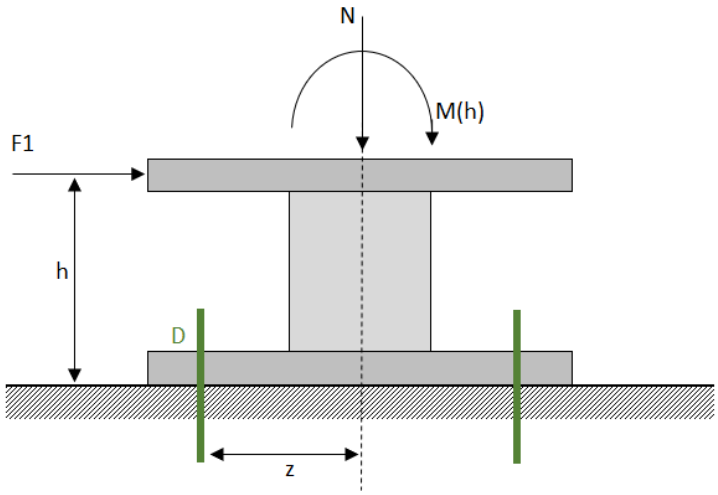


Figure G.1 – Schéma statique du dimensionnement de la précontrainte

Constantes		
L	2,8	m
l	0,6	m
A	1,68	m^2
z	1,2	m
h	2,2	m
H	4,344	m
W_s	0,784	m^3
D	330	kN

Table G.2 – Constantes utilisées pour dimensionner la précontrainte

G.3 Dimensionnement au glissement du mur

Lors de la conception du dispositif nous avons considéré que la table inférieure du voile en béton est immobile. Le soulèvement dimensionné, il reste à vérifier qu'il n'y ait pas de déplacements horizontaux, de glissement. Pour que ce calcul soit conservatif, nous ne considérons pas le poids propre de l'élément testé ni l'effort normal appliqué par les vérins verticaux (N) (figure G.1). Nous allons donc vérifier que le frottement à l'interface entre la table inférieure et le plancher d'essai soit suffisant pour reprendre les charges appliquées horizontalement (F_1). Nous avons considéré le coefficient de frottement représentatif d'une interface entre deux surfaces de béton lisse, soit 0,4 [/]. On obtient donc la force de frottement suivante :

$$F_1 \leq C_{friction}\ 4D$$
$$F_{1,max} = 528[kN]$$

H Budget alloué à l'essai

La réalisation de cette recherche a été très onéreuse. Voici un tableau récapitulatif des différents frais nécessaires à sa réalisation. Ils se divisent en deux catégories, le matériel manquant qui a dû être acheté (tableau H.1) et les services fournis par des entreprises externes (tableau H.2). Ces tableaux ne considèrent par les heures de travail fournies par les techniciens et ingénieurs travaillant sur le plancher d'essai du *LEMSC* pour nous aider aussi bien dans la réflexion que dans la mise en place du dispositif.

Matériel

destinataire	Entreprise	Quantité	Objet	Prix (TVAC)
LEMSC	Hervieu	130	billes de manutention (ϕ15)	605,00 €
	Socacier	12 m	IPE 200	373,24 €
		12	tube 60 x 60	121,00 €
		1	Tôle 1000 x 2000 (3cm épais)	304,05 €
	WURTH	11 m	Tige filletée M24	140,29 €
	NTS	2	Rotule de tête 350 kN	847,00 €
	-	6m	Hydrauliques pour vérin	7.502,00 €
				Total : 9519,34 €

M. Almeida	BRICO	4	Bombe de peinture noire	38,72 €
	BAEL	25 kg	Chaux	9,00 €
	Ecobati	1 kg	Craie	10,00 €
		1 kg	caséine	15,00 €
	HILTI	10	Ancrage chimique	272,59 €
				Total : 345,31 €

Table H.1 – Ensemble du matériel acheté

Services

Entreprise	Action	Pièce	Nombre	Prixe (TVAC)
MFI soudure	Découpe	HP400x213	2	181,50 €
Garnimetal	Découpe	Plaque percée	4	290,40 €
	Découpe	Raidisseur PR	4	
	Découpe	Raidisseur MP	12	
	Découpe	Tôle MP	8	
				Total : 471,9 €

Table H.2 – Ensemble des services fournis par des entreprises externes

I Liste de capteurs utilisés

n°	ID	type	Range	z1	z2	Remarques
	Force750B-V1	Force				
	Depl750B-V1	Déplacement				
	Force350A-V2	Force				
	Depl350A-V2	Déplacement				
	Force350B-V3	Force				
	Depl350B-V3	Déplacement				
1	Mesh W1	ACT 3000A	75	0	300	Mesh général
2	Mesh W2	ACT 4000 BT	100	300	730	Mesh général
3	Mesh W3	ACT 2000A	50	730	1330	Mesh général
4	Mesh W4	ACT 1000A	25	1330	2000	Mesh général
5	Ouv W	ACT 2000B	50	0	40	Ouverture à la base
6	BVert W	Pot1000A	1000	0	2000	Bobine
7	Detail W1	AX/10/S - A	10	40	205	Détail
8	Detail W2	AX/10/S - B	10	300	505	Détail
9	Detail W3	AX/5/S - A	5	730	1030	Détail
10	Mesh E1	ACT 3000B	75	0	300	Mesh général
11	Mesh E2	ACT 4000A	100	300	730	Mesh général
12	Mesh E3	ACT 2000C	50	730	1330	Mesh général
13	Mesh E4	ACT 1000B	25	1330	2000	Mesh général
14	Ouv E	ACT 2000D	50	0	40	Ouverture à la base
15	BVert E	Pot1000B	1000	0	2000	Bobine
16	Detail E1	AX/10/S - C	10	40	205	Détail
17	Detail E2	AX/10/S - F	10	300	505	Détail
18	Detail E3	AX/5/S - B	5	730	1030	Détail
19	BDiag 1	Pot500A	500			up : W / down : E
20	BDiag 2	Pot500B	500			up : E / down : W
21	INCL WE	Inclinomètre				plan West East
22	INCL NS	Inclinomètre				plan North South
23	H Laser	Laser				déformation horizontale

Table I.1 – Liste des capteurs utilisés pour l'essai sur le mur en béton armé

n°	ID	type	Range	Remarques
24	ADev SW1	Capteur jauge		déversement - HS
25	ADev SW2	Capteur jauge		déversement
26	ADev SW3	Capteur jauge		déversement
27	ADev NW1	Capteur jauge		déversement
28	ADev NW2	Capteur jauge		déversement
29	ADev NW3	Capteur jauge		déversement
30	ADev SE1	Capteur jauge		déversement
31	ADev SE2	Capteur jauge		déversement
32	ADev SE3	Capteur jauge		déversement
33	ADev NE1	Capteur jauge		déversement
34	ADev NE2	Capteur jauge		déversement
35	ADev NE3	Capteur jauge		déversement
36	Fissure 1	Potentiomètre Mitutoyo	13 [mm]	fissuration base E
37	Fissure 2	Potentiomètre Mitutoyo	13 [mm]	fissuration base
38	Fissure 3	Potentiomètre Mitutoyo	13 [mm]	fissuration base
39	Fissure 4	Potentiomètre Mitutoyo	13 [mm]	fissuration base
40	Fissure 5	Potentiomètre Mitutoyo	13 [mm]	fissuration base
41	Fissure 6	Potentiomètre Mitutoyo	13 [mm]	fissuration base
42	Fissure 7	Potentiomètre Mitutoyo	13 [mm]	fissuration base
43	Fissure 8	Potentiomètre Mitutoyo	13 [mm]	fissuration base
44	Fissure 9	Potentiomètre Mitutoyo	13 [mm]	fissuration base W

Table I.2 – Suite : Liste des capteurs utilisés pour l'essai sur le mur en béton armé

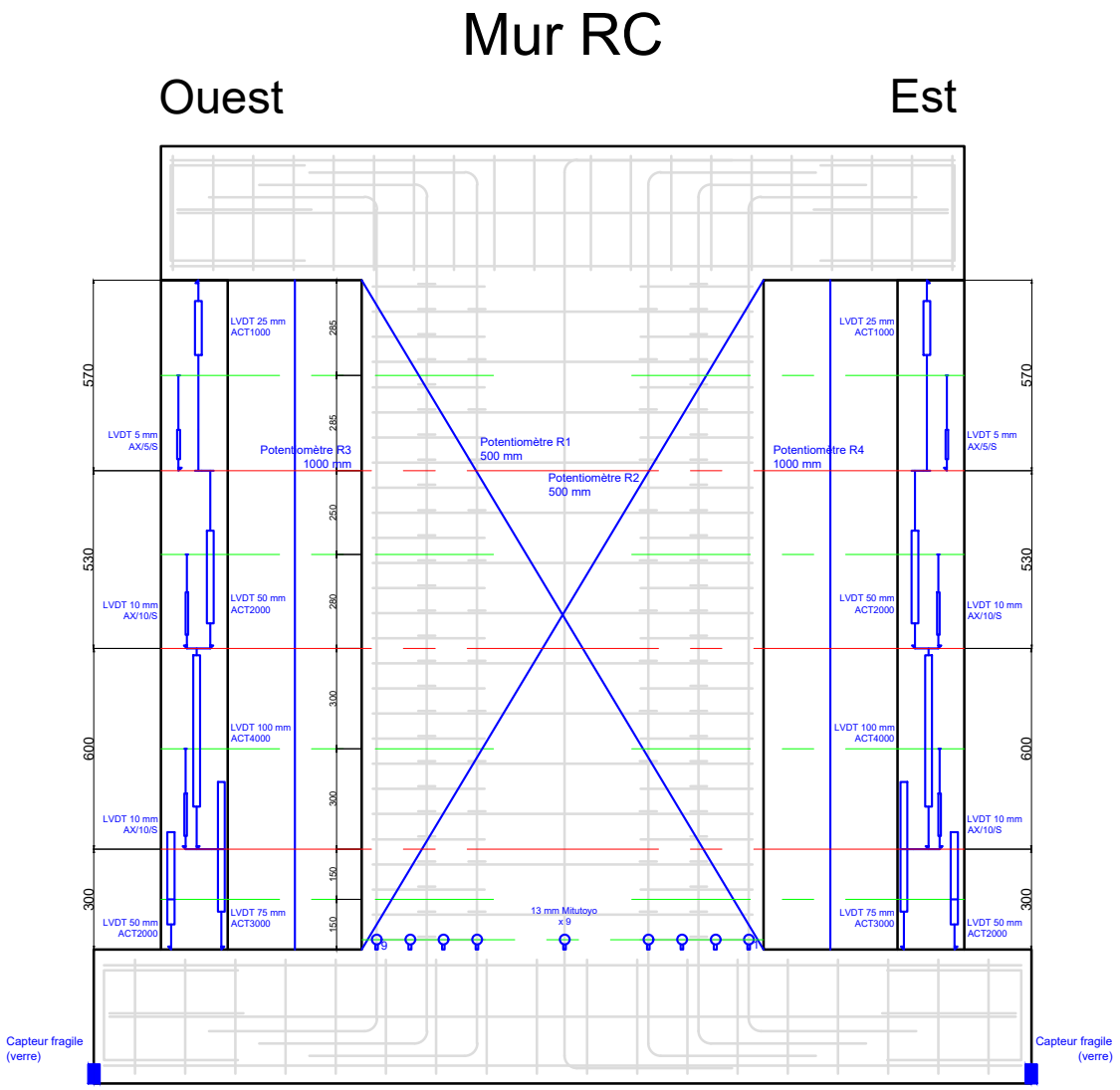
J Recette peinture à la caséine

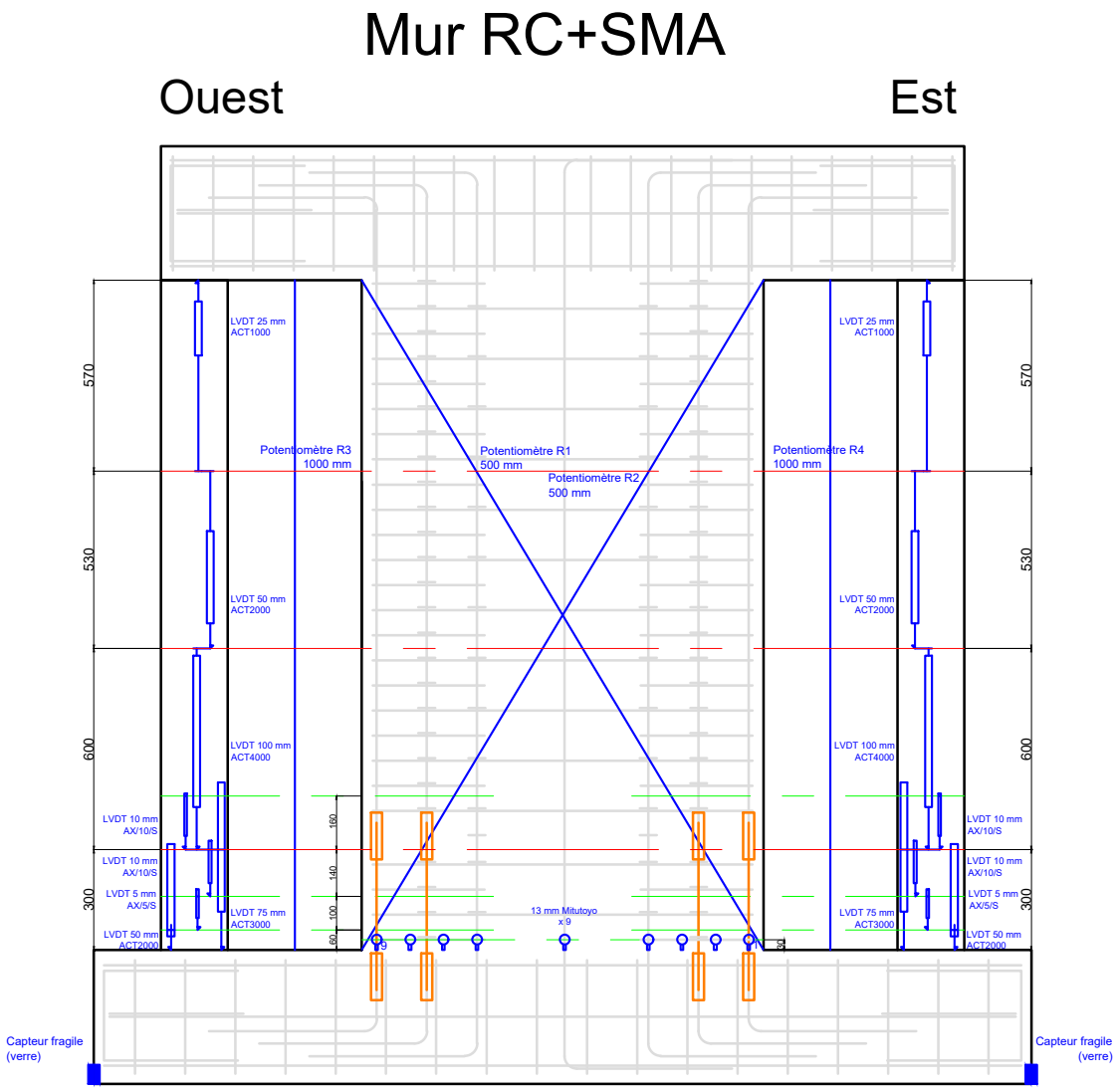
La peinture à la caséine est une peinture idéale pour étudier la fissuration. Sa composante principale étant la craie, elle va rompre de manière fragile à la moindre déformation (contrairement à la peinture à l'huile). Le matériel pour en fabriquer l'équivalent de 90 $[m^2]$ est le suivant :

- Caséine : 200 [g]
- Eau douce : 1030 [ml]
- Chaux en poudre : 60 [g]
- Craie en poudre : 4,7 [kg]
- Eau douce : 1900 [ml]

La première étape est de mélanger la caséine et l'eau (1030 [ml]) ensemble et de bien remuer. Ce mélange produit beaucoup de grumeaux il faut donc ajouter la caséine lentement. En parallèle, mélangez la chaux, la craie et l'eau (1900 [ml]) jusqu'à obtenir une texture onctueuse. Pour terminer mélangez les deux préparations. Il ne reste plus qu'à apprécier un agréable moment de peinture entre amis !

K Plans de l'instrumentation




Mur RC+SMA
Ouest
Est
LVDT 25 mm ACT1000
LVDT 50 mm ACT2000
LVDT 100 mm ACT4000
LVDT 10 mm AX/10/S
LVDT 5 mm AX/5/S
LVDT 75 mm ACT3000
Potentiomètre R3 1000 mm
Potentiomètre R1 500 mm
Potentiomètre R2 500 mm
Potentiomètre R4 1000 mm
13 mm Mitutoyo x 9
570
530
600
300
160
140
100
60
Capteur fragile (verre)

L Dimensionnement des modules de billes

Ne sachant pas exactement la force imposée hors plan par les vérins, nous avons pris comme hypothèse qu'ils ne dépasseront pas 5% de la charge totale verticale appliquée par module de billes, soit 17[kN]. Cette charge est alors répartie entre les trois tiges filetées. Nous devons déterminer le diamètre de la tige pour éviter son flambement.

$$
\begin{aligned}
L_{fl} &= 300[mm] \\
N_{cr} &= \frac{\pi^2 EI}{L_{fl}^2} = \frac{\pi^2\ 210000\ 491}{300^2} = 11,3[kN] \\
\lambda &= \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{79\ .\ 640}{11304}} = 2,1 \\
\alpha &= 0,13 \\
\phi &= 0.5(1 + \alpha(\lambda - 0,2) + \lambda^2) = 2,85 \\
\chi &= \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} = 0,21 \\
N_{b,Rd} &= \chi \frac{Af_y}{\gamma} = 0,21 \frac{78,5\ .\ 640}{1,2} = 8,799[kN] < \frac{17[kN]}{3} = 5,66[kN]
\end{aligned}
$$

M Code Matlab

M.1 Script optimisant l'accélérogramme

```
%-------------------------------------------------
%   THOMAS WYCKMANS & MARTIN STEINMETZ
%   30-05-2019          V1.5
%   TFE - OPTIMISATION D UN ACCELEROGRAMME
%-------------------------------------------------

% Fonction prenant en argument un tableau excel contenant des acceleration exprimees dans differentes
     directions et retourne un vecteur unique, combinaison mathematique representant le vecteur le plus
     energetique

function [ACC_INIT, ACC_UPDATE, TIMER] = Reader ( name, dt, scaler )

clear ACC_INIT ACC_UPDATE TIMER

addpath('C:\Users\thomas wyckmans\Documents\# UCL\EPL Master\# TFE\3.Protocol\Matlab\Accelerogrammes');
addpath('C:\Users\thomas wyckmans\Documents\# UCL\EPL Master\# TFE\3.Protocol\Matlab\MyFonction');
addpath('C:\Users\thomas wyckmans\Documents\# UCL\EPL Master\# TFE\3.Protocol\Matlab\Stuff');

FileName = name;
AccFile = strcat(FileName,'.DAT');
XLSXFile = strcat(FileName,'.xlsx');

%-------------------------------------------------
%      Recuperation de l accelerogramme XYZ
%-------------------------------------------------

[aX, txt, tab] = xlsread(XLSXFile,'Est');
[aY, txt, tab] = xlsread(XLSXFile,'Nord');
[aZ, txt, tab] = xlsread(XLSXFile,'Hauteur');

clear txt tab;

if scaler >= 0
    aX = scaler .*aX;
    aY = scaler .*aY;
    aZ = scaler .*aZ;
```

```
end

Matrice = [MyReshape(aX); MyReshape(aY); MyReshape(aZ)];
size = length(Matrice);

time = linspace(dt,dt*size,size);
t0 = time(size);

%-----------------------------------------------
%           Passage en coordonnees 123
%-----------------------------------------------

SigmaIJ = MyIntegration(Matrice, size, dt);

Sigma = 1/t0 .* [SigmaIJ(1), SigmaIJ(4), SigmaIJ(5);
                 SigmaIJ(4), SigmaIJ(2), SigmaIJ(6);
                 SigmaIJ(5), SigmaIJ(6), SigmaIJ(3)];

Xsi = MyXsi(Sigma);

[PhiT,SigmaP] = eig(Sigma);

newMatrice = zeros(3, size);
for incr = 1:size
    newMatrice(:,incr) = transpose(PhiT) * [Matrice(1,incr); Matrice(2,incr); Matrice(3,incr)];
end

SigmaIJ = MyIntegration(newMatrice, size, dt);

newSigma = 1/t0 .* [SigmaIJ(1), SigmaIJ(4), SigmaIJ(5);
                    SigmaIJ(4), SigmaIJ(2), SigmaIJ(6);
                    SigmaIJ(5), SigmaIJ(6), SigmaIJ(3)]

Xsi = MyXsi(newSigma);

%-----------------------------------------------
%           Passage vers les axes H1 H2 V
%-----------------------------------------------

[M,I1] = max([abs(PhiT(3,1)), abs(PhiT(3,2)), abs(PhiT(3,3))]);

tempSigmaP = SigmaP;
tempSigmaP(I1,:) = 0;

[M,I2] = max([abs(tempSigmaP(1,1)), abs(tempSigmaP(2,2)), abs(tempSigmaP(3,3))]);
I3 = 6-I1-I2;
clear M

one = PhiT(:,I1);
two = PhiT(:,I2);
three = PhiT (:,I3);

psi = acos(one(3)) *180/pi();
theta = acos(two(1)/(sqrt((two(1)^2)+(two(2)^2)))) *180/pi();

V = cos(psi*pi()/180) .* newMatrice(I1,:);
H1 = cos(psi*pi()/180) .* newMatrice(I2,:);
H2 = cos(psi*pi()/180) .* newMatrice(I3,:);

%-----------------------------------------------
%           Output
%-----------------------------------------------

ACC_UPDATE = H1;
TIMER = MyTime(H1, time, 0.05);
ACC_INIT = Matrice(I2,:);
```

M.2 Final Analyser

```
%-------------------------------------------------
%   THOMAS WYCKMANS & MARTIN STEINMETZ
%   30-05-2019          V6.4
%   TFE - FINAL ANALYSER
%-------------------------------------------------

% Fonction Matlab analysant les resultats obtenus suite a l analyse opensees. Elle garde les valeurs avant le
     peak et applique l algorithme du rainflow aux valeurs. Elle retourne le vecteur deplacement ordonner et
     filtrer

function f2 = Final_Analyser(WHD,TIME,delta_y,ratio)

which -all fit
addpath('C:\Users\thomas wyckmans\Documents\# UCL\EPL Master\# TFE\3.Protocol\Matlab\MyFonction');
addpath('C:\Users\thomas wyckmans\Documents\# UCL\EPL Master\# TFE\3.Protocol\Matlab\MyValue');
addpath('C:\Users\thomas wyckmans\Documents\# UCL\EPL Master\# TFE\3.Protocol\Matlab\rainflow');

%-------------------------------------------------
%       Recuperation du vecteur ductilite
%-------------------------------------------------

mu = MyReshape(WHD);

time = MyReshape(TIME);
dt = time(1,2)-time(1,1);
size = length(time);
t0 = time(size);

%-------------------------------------------------
%                   Isolation du Pre Pic
%-------------------------------------------------

[M,Imax] = max(mu);
[M,Imin] = min(mu);

I = max(Imax, Imin);

if I < length(mu)
    newMu = zeros(1,I+1);
    newTime = zeros(1,I+1);
    for i=1:length(newMu)
        newMu(i) = mu(i);
        newTime(i) = time(i);
    end
else
    newMu = mu;
    newTime = time;
end

%-------------------------------------------------
%                    RainFlow
%-------------------------------------------------

myMax = MyMax(newMu, newTime);

newMu = reshape(myMax(1,:),[],1);
newTime = reshape(myMax(2,:),[],1);

% OUTPUT
%   rf - rainflow cycles: matrix 3xn or 5xn dependend on input,
%     rf(1,:) Cycles amplitude,
%     rf(2,:) Cycles mean value,
%     rf(3,:) Number of cycles (0.5 or 1.0),
%     rf(4,:) Begining time (when input includes dt or extt data),
%     rf(5,:) Cycle period (when input includes dt or extt data),

rf = rainflow(newMu, newTime);

rf_sort = sort(rf(1,:));
rf_ratio = rf_sort;
rf_norm = rf_ratio;
```

```
%-----------------------------------------------
%                   OUTPUT
%-----------------------------------------------

f2 = reshape(rf_norm,[],1);
end
```

M.3 Script réalisant le protocole

```
%-----------------------------------------------
%   THOMAS WYCKMANS & MARTIN STEINMETZ
%   30-05-2019          V12.156
%   TFE - CREATION D'UN PROTOCOLE
%-----------------------------------------------

%   Script matlab permettant de lancer differentes analyse opensees de differents accelerogrammes et d en
     definir un protocole. La number Table contient les differentes valeurs interessantes obtenues suite au
     code final analyser. Ce code utilise une toolbox de matlab pour fitter des nuages de points en une
     exponentielle


which -all fit

% PATH
cd('C:\Users\thomas wyckmans\Documents\# UCL\EPL Master\# TFE\3.Protocol\Matlab\Tristan')
addpath('C:\Users\thomas wyckmans\Documents\# UCL\EPL Master\# TFE\3.Protocol\Matlab*');
addpath('C:\Users\thomas wyckmans\Documents\# UCL\EPL Master\# TFE\3.Protocol\Matlab\Tristan');
addpath('C:\Users\thomas wyckmans\Documents\# UCL\EPL Master\# TFE\3.Protocol\Matlab\MyFonction');
path = pwd;

% OPTIONS
BREAK = 0;
MONO = 0;
MODE = 0;       %1 = boucle
OPENSEES = 0;   %1 = faire l'analyse opensees

% VARIABLE
%delta_y_grand = 9.3386;    %SMA
delta_y_grand = 11.005;     %RC
delta_y_petit = 1;
ratio = 0;
size = 21000;
ResultSize = 125;
percentil = 84;
nbr = 2;
added = 45;
start = [0 0.25 -0.25 0.25 -0.25 0.5 -0.5 0.5 -0.5 0.75 -0.75 0.75 -0.75 1 -1 1 -1];
folder = '\BUILDING WALL - final';


path = strcat(path,folder);

if MODE ~= 1
    nbr = 1;
end

for w=1:nbr

    serie = 'S1';
    if MONO == 1
        fileName1 = strcat("8-Emilia-",serie);
    else
        fileName1 = [strcat("1-Marche-",serie);...          %1
                     strcat("2-Marche-",serie);...          %2
                     strcat("3-Lefkada-",serie);...         %3
                     strcat("4-Modena-",serie);...          %4
                     strcat("5-Umbria-",serie);...          %5
                     strcat("7-Umbria-",serie);...          %6
```

```
                    strcat("8-Emilia-",serie);...           %7
                    strcat("9-Lipari-",serie);...           %8
                    strcat("10-Trentino-",serie);...        %9
                    strcat("12-Bursa-",serie);...           %10
                    strcat("13-Adena-",serie)];             %11
    end

    MyProtocol = zeros(nbr,30);
    if MODE == 1
        fileName = fileName1(1:w);
    else
        fileName = fileName1;
    end

    myLegend = strings(length(fileName)+1);
    for i=1:length(fileName)
        myLegend(i) = fileName(i);
        myLegend(i+1) = "Result";
    end

    timeName = strcat("Time",serie);

    if OPENSEES == 1
    number_table = zeros(length(fileName), size);
        for i = 1:length(fileName)
            [A, B] = Mod_opensees(fileName(i), timeName, path, fileName(i));
            if BREAK == 1
                disp('Press a key !')
                pause;
            end
            cd(path);

            f = Final_Analyser(A(1:end-20),B(1:end-20),1,1);

            for j=1:length(f)
                number_table(i,j) = f(end+1-j);
            end
        end
    end

    result = zeros(1,ResultSize);
    for i = 1:ResultSize
        result(i) = prctile(number_table(:,i),percentil);
    end

%-------------------------------------------------
%       RATIO
%-------------------------------------------------

    percent = delta_y_grand/max(result);
    result_ratio = MyRatio2(result,percent);

%-------------------------------------------------
%       PASSAGE EN MU
%-------------------------------------------------

    mu = result_ratio ./ delta_y_grand;

%-------------------------------------------------
%       EXPONENTIEL 2
%-------------------------------------------------

    X = linspace(1,length(mu)+1,length(mu));
    test1 = reshape(X,[],1);
    test2 = reshape(fliplr(mu),[],1);
    %test2 = reshape((mu),[],1);
    f2 = fit(test1,test2,'exp1');
    fitted_curve = linspace(1, 1000,1000);
    for i = 1:length(fitted_curve)
        fitted_curve(i) = f2(i);
    end

%-------------------------------------------------
```

```
%       CREATION DU PROTOCOLE
%-----------------------------------------------
    init = length(start);
    sizeX = length(X);
    Protocol = zeros(1,init+2*(sizeX)+1);
    Cycle = zeros(1,length(Protocol));

    value = 0;
    for o=1:length(Protocol)
        Cycle(o) = value;
        value = value + 0.5;
    end

    for i=1:length(Protocol)-init
        if mod(Cycle(i),1) == 0
            Protocol(i+init) = f2(Cycle(i));
            if Protocol(i+init) < 1
                Protocol(i+init) = 1;
            end
        else
            Protocol(i+init) = -Protocol(i+init-1);
        end
    end

    for i=1:length(start)
        Protocol(i) = start(i);
        Protocol(end) = 0;
    end

    for l=1:length(Protocol)
        MyProtocol(w,l) = Protocol(l);
    end

end

Cycle = zeros(1,length(MyProtocol));
value = 0;
for o=1:length(MyProtocol)
    Cycle(o) = value;
    value = value + 0.5;
end

Extra_Protocol = zeros(1,length(MyProtocol)+added);
Extra_Cycle = zeros(1,length(Extra_Protocol));

value = 0;
for o=1:length(Extra_Protocol)
    Extra_Cycle(o) = value;
    value = value + 0.5;
end
for i=1:length(Extra_Protocol)-init
    if mod(Extra_Cycle(i),1) == 0
        Extra_Protocol(i+init) = f2(Extra_Cycle(i));
        if Extra_Protocol(i+init) < 1
            Extra_Protocol(i+init) = 1;
        end
    elseif mod(Extra_Cycle(i),1) ~= 0
        Extra_Protocol(i+init) = -Extra_Protocol(i+init-1);
    end
    if Extra_Protocol(i+init) > 130/delta_y_petit
        Extra_Protocol(i+init) = 0;
    end
end
for i=1:length(start)
    Extra_Protocol(i) = start(i);
end
```

Références

[1] Hannah Ritchie and Max Roser. Global annual absolute deaths from natural disasters. 2018. URL https://ourworldindata.org/uploads/2018/04/Global-annual-absolute-deaths-from-natural-disasters-01.png.

[2] Tristan Herrezeel and Fabrice Rigot. Dimensionnement parasismique et performance de voiles en béton armé contenant des armatures en alliage à mémoire de forme, 2019.

[3] André Plumier, Thierry Camelbeeck, and Anne-Marie Barszez. Le risque sismique et sa prévention en région wallonne. page 31, 2006.

[4] Skowron A. Parmentier B. Dimensionnement des bâtiments sous sollicitations sismiques en belgique, 2016.

[5] Doneux Catherine. Lgciv2044 - structures under seismic and fire conditions, 2017.

[6] Creative Commons BY-NC-SA 4.0 (CC BY-NC-SA 4.0). Global seismic hazard map. 2018. URL https://maps.openquake.org/map/global-seismic-hazard-map/#2/-19.9/84.3.

[7] EN 1998-3. Eurocode 8 : Design of structures for earthquake resistance part 1, 2005.

[8] Yiqiu Lu, Richard S. Henry, Ronald Gultom, and Quincy T. Ma. Cyclic testing of reinforced concrete walls with distributed minimum vertical reinforcement. 143(5) :04016225, 2017. ISSN 0733-9445, 1943-541X. doi : 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001723. URL http://ascelibrary.org/doi/10.1061/28ASCE29ST.1943-541X.0001723.

[9] Federica Bianchi, Martina Caruso, Antonio Lanza, and Rui Pinho. Assessing three real rc buildings using different accelerogram selection approaches. page 11, 2018.

[10] Orfeus EPOS. Esm engineering strong motion database. 2018. URL http://esm.mi.ingv.it/DYNA-stage/CadmoDriver?_action_prepare_find_div=1&_page=ACC_Events_Stations_Waveform_progressive&_rock=INVALID&_state=find_progressive_div&_tabber=1&_token=NULLNULLNULLNULL.

[11] Helmut Krawinkler, Francisco Parisi, Luis Ibarra, Ashraf Ayoub, and Ricardo Medina. Development of a testing protocol for woodframe structures. page 99, 2001.

[12] Panagiotis E. Mergos and Katrin Beyer. Loading protocols for european regions of low to moderate seismicity. 12(6) :2507–2530, 2014-12. ISSN 1573-1456. doi : 10.1007/s10518-014-9603-3. URL https://doi.org/10.1007/s10518-014-9603-3.

[13] Louis Géli. Quelle est l'origine des séismes ?, 2015.

[14] Joseph Penzien and Makoto Watabe. Characteristics of 3-dimensional earthquake ground motions. 3(4) :365–373, 1974. ISSN 00988847, 10969845. doi : 10.1002/eqe.4290030407. URL http://doi.wiley.com/10.1002/eqe.4290030407.

[15] Jonathan Hancock, Jennie Watson-Lamprey, Norman A. Abrahamson, Julian J. Bommer∗, Alexandros Markatis, Emma McCOYH, and Rishmila Mendis. An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets. 10 : 67–89, 2006-01. ISSN 1363-2469, 1559-808X. doi : 10.1080/13632460609350629. URL http://www.tandfonline.com/doi/full/10.1080/13632460609350629.

[16] R. Park. Ductility evaluation from laboratory and analytical testing, 1988.

[17] AFPS. Moyens expérimentaux pour les essais sismiques : recensement, comparaison, besoins, 2014.

[18] Helmut Krawinkler, Maluaud Zohrei, Babman Lashkari-Irvani, Nathaniel G Cofie, and Hassan Badidi-Tamjed. Recommendation for experimental studies on the seismic behavior of steel components and materials. page 268, 1983.

[19] European Union, European Commission, and Joint Research Centre. Points forts du JRC : 50 ans dans la science. EUR-OP, 2008. ISBN 978-92-79-09002-8. OCLC : 847258538.

[20] Carol K. Shield, Catherine W. French, and John Timm. Development and implementation of the effective force testing method for seismic simulation of large–scale structures. 359 (1786) :1911–1929, 2001. ISSN 1471-2962. doi : 10.1098/rsta.2001.0879. URL http://www.royalsocietypublishing.org/doi/10.1098/rsta.2001.0879.

[21] Carlos A. Blandon, Carlos A. Arteta, Ricardo L. Bonett, Julian Carrillo, Katrin Beyer, and João P. Almeida. Response of thin lightly-reinforced concrete walls under cyclic loading. 176 :175–187, 2018. ISSN 01410296. doi : 10.1016/j.engstruct.2018.08.089. URL https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0141029618309313.

[22] 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. 33(1) :323–345, 2017. ISSN 8755-2930. doi : 10.1193/101915EQS154DP. URL http://earthquakespectra.org/doi/10.1193/101915EQS154DP.

[23] Bruce F. Maison and Matthew S. Speicher. Loading protocols for ASCE 41 backbone curves. 32(4) :2513–2532, 2016. ISSN 8755-2930. doi : 10.1193/010816EQS007EP. URL http://earthquakespectra.org/doi/10.1193/010816EQS007EP.

[24] Helmut Krawinkler. Loading histories for cyclic tests in support of performance assessment of structural components. page 10, 2009.

[25] FEMA-461. Interim testing protocols for determining the seismic performance characteristics of structural and nonstructural components, 2007.

[26] Technical Committee ISO/TC 165. Timber structures - static and cyclic lateral load test methods for shear walls. 1998. URL https://www.iso.org/obp/ui#iso:std:iso:21581:ed-1:v1:en.

[27] G Manfredi, M Polese, and E Cosenza. Structural damage in the near-fault. page 10, 2014.

[28] Applied Technology Council. Guidelines for cyclic seismic testing of components of steel structures. 1992. URL https://fr.scribd.com/document/328503971/ATC-24-pdf.

[29] Helmut Krawinkler, Akshay Gupta, Ricardo Medina, and Nicolas Luco. Development of loading histories for testing of steel beam-to-column assemblies. Stanford University, 2000.

[30] Max L Porter. Sequential phased displacement (spd) procedure for tccmar testing. In Proceedings of the Third Meeting of the Joint Technical Coordinating Committee on Masonry Research, 1987.

[31] Eric Hines, Frieder Seible, and Nigel Priestley. Seismic performance of hollow rectangular reinforced concrete piers with highly-confned boundary elements, 2002.

[32] ACI Committee 374. Guide for testing reinforced concrete structural elements under slowly applied simulated seismic loads. 2013. URL https://www.concrete.org/Portals/0/Files/PDF/Previews/3742R-13_PREVIEW.pdf.

[33] Mohammad Javad Tolou Kian and Carlos Cruz Noguez. Damage mitigation in reinforced concrete shear walls detailed with SMA and SFRC. 2018. doi : 10.11159/iccste18.103. URL http://avestia.com/ICCSTE2018_Proceedings/files/paper/ICCSTE_103.pdf.

[34] Alaa Abdulridha. Performance of superelastic shape memory alloy reinforced concrete elements subjected to monotonic and cyclic loading. page 346, 2013.

[35] Ramiro Bazaez and Peter Dusicka. Cyclic loading for RC bridge columns considering subduction megathrust earthquakes. 21(5) :04016009, 2016. ISSN 1084-0702, 1943-5592. doi : 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000891. URL http://ascelibrary.org/doi/10.1061/28ASCE29BE.1943-5592.0000891.

[36] Young-Ji Park and Alfredo H.-S. Ang. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. 111(4) :722–739, 1985-04. ISSN 0733-9445, 1943-541X. doi : 10.1061/(ASCE)0733-9445(1985)111:4(722). URL http://ascelibrary.org/doi/10.1061/28ASCE290733-9445281985291113A42872229.

[37] S Downing and D Socie. Simple rainflow counting algorithms. 4(1) :31–40, 1982. ISSN 01421123. doi : 10.1016/0142-1123(82)90018-4. URL https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/0142112382900184.

[38] Tana Tjhung Yung-Li Lee. Rainflow cycle counting techniques. 2011. URL https://www.sciencedirect.com/topics/engineering/rainflow-counting.

[39] Helmut Krawinkler. Loading histories for seismic performance testing of smrf components and assemblies. pages ii, 52 p. :, 2000. URL http://caltech.tind.io/record/670039.

[40] Katrin Beyer. Conventional seismic design and capacity design of structures, 2018.

[41] Hiraish Hisahiro. Evaluation of shear and flexural deformations of flexural type shear walls, 1983.

[42] Alex Bertholet. Cours : Jauges d'extensométrie.

[43] S Roux, J Réthoré, and F Hild. Digital image correlation and fracture : an advanced technique for estimating stress intensity factors of 2d and 3d cracks. 42 (21) :214004, 2009-11-07. ISSN 0022-3727, 1361-6463. doi : 10.1088/0022-3727/42/21/214004. URL http://stacks.iop.org/0022-3727/42/i=21/a=214004?key=crossref.47216c38319639617a137561cf3a1b53.

[44] NOVA ISTRUMENTS. Software manual q-400 system ISTRA 4d, 2017.

[45] Jean-François Cap. Auce 2032 - béton précontraint, 2018.

Liste des tableaux

2.1 Équations décrivant les différents spectres selon l'Eurocode 8 11
2.2 Coefficients 11
2.3 Chargement du bâtiment 13
2.4 Descente de charge pour le voile étudié 13
2.5 Masse de chaque étage 14
2.6 Masse, force, effort tranchant et moment à chaque étage calculés par la méthode des forces latérales équivalentes 15
2.7 Différents accélérogrammes choisis [10] 19
6.1 76
6.2 Compression maximum pour l'ensemble des tiges par plaque 77
6.3 Tableau de données reprenant les informations obtenues pour les extensomètres numériques (figure 6.7) placés pendant la phase de chargement 32 79
A.1 Descente de charge pour l'étage type et l'étage de toiture 85
F.1 Liste du matériel utilisé pour construire le dispositif d'essai 108
G.1 Paramètres utilisés pour le dimensionnement 109
G.2 Constantes utilisées pour dimensionner la précontrainte 111
H.1 Ensemble du matériel acheté 112
H.2 Ensemble des services fournis par des entreprises externes 112
I.1 Liste des capteurs utilisés pour l'essai sur le mur en béton armé 113
I.2 Suite : Liste des capteurs utilisés pour l'essai sur le mur en béton armé 114

Table des figures

1.1 Évolution du nombre de morts dus aux catastrophes naturelles par décennie réalisé en 2018 selon les bases de données "OFDA/CRED" [1] 6
2.1 Activité sismique en Belgique et dans les régions voisines depuis l'an 1300 [3] . . 8
2.2 Carte des risques sismiques globaux du modèle mondial de tremblement de terre (GEM) en version 2018.1 9
2.3 Spectre élastique et spectre de calcul du contexte sismique 11
2.4 Représentation en 3 dimensions du bâtiment considéré 12
2.5 Plan type d'étage 13
2.6 Coupe dans le plan du voile étudié 13
2.7 Schéma des efforts appliqués sur le voile 15
2.8 *Shear span ratio* 16
2.9 Loi constitutive du SMA déterminée à partir d'un essai au laboratoire et implémentée dans *Opensees* 17
2.10 Loi constitutive de l'acier déterminée à partir d'un essai au laboratoire et implémentée dans *Opensees* 17
2.11 Passage d'une coupe 2D du bâtiment vers un oscillateur à quatre masses 17
2.12 Mécanismes de rupture de faille [13] 19
2.13 Comparaison entre le spectre élastique défini précédemment dans le contexte sismique et nos différents accélérogrammes avant et après la mise à l'échelle 20
2.14 Diagramme force-déplacement dans le bâtiment (RC) lors du séisme Adena . . . 21
2.15 Exemple de diagramme Force-Déplacement dans un bâtiment soumis à protocole de charge quasi-statique 21
2.16 Diagramme déplacement-temps dans le bâtiment (RC) lors du séisme Adena . . . 22
2.17 Calcul du déplacement ultime du mur RC 23
2.18 Calcul du YD du mur RC avec la méthode des aires équivalentes 23
3.1 Table vibrante du centre de recherche CEA de Saclay effectuant un test sur des réservoirs 25
3.2 Schéma du mur de réaction du laboratoire d'Ispra (JRC) [19] 26
3.3 Mur de réaction du centre de recherche de Patras en Grèce 26
3.4 Méthode de la force effective 27
3.5 *European Precast Concrete Project Eurocode 8* 27
3.6 Essai pseudo-dynamique 27
3.7 Essai pseudo-dynamique en temps réel à l'ELSA 27
3.8 Exemple de dispositif quasi-statique utilisé par le Professeur Carlos Arteta dans ses recherches sur les murs fins [21] 28
3.9 Exemple de protocole de déplacement appliqué durant un essai quasi-statique . . 28
3.10 Centrifugeuse du LCPC à Nantes 29
3.11 *Hybrid testing method* 29
3.12 Image du dispositif final 30
3.13 Représentation des différentes forces à appliquer sur le voile pour simuler l'action du bâtiment subissant une force $F_1(t)$ (voir section 4.4) 31
3.14 Schéma du dispositif d'essai tel que prévu 33
3.15 Un dispositif utilisé à l'EPFL pour d'anciennes recherches de Almeida et al. [22] 33
3.16 Schéma de la première solution pour notre mur de réaction 33
3.17 Schéma de la deuxième solution pour notre mur de réaction 33
3.18 Tablier du vérin de 750[kN] avec la mise en place de la solution 34
3.19 Dispositif de mise en place de la tige filetée 34
3.20 Dimensions générales du voile, de la table inférieure et de la table supérieure . . 35
3.21 Photo du mur en béton testé 35

3.22 Nouvelle configuration des ancrages de la table inférieure 35
3.23 Représentation des déplacements parasites liés au déplacement de la table inférieure 36
3.24 Vue du dessus du dispositif d'essai 36
3.25 Schéma montrant l'emplacement des modules 37
3.26 Photo du module de précontrainte 37
3.27 Transfert des forces entre les vérins et le voile en béton 37
3.28 Diagramme des forces normales subies le long de l'appui 38
3.29 Photo de la poutre rigide installée sur le mur 38
3.30 Dispositif utilisé à l'EPFL pour reprendre les déplacements hors plan du mur . . 39
3.31 Dispositif utilisé au LEMSC pour reprendre les déplacements hors plan du mur . 39
3.32 Photo d'un couple de stabilisateur lié par un tire-fort et de leur plaque de billes . 40
3.33 Disposition générale du dispositif d'essai 40
4.1 Différents types de protocoles existants [23] 42
4.2 Comparaison des différents protocoles 44
4.3 Accélérogramme ressenti lors du séisme Adena mis à l'échelle 47
4.4 Diagramme déplacement en tête de voile RC en fonction du temps lors du séisme Adena 47
4.5 Diagramme force à la base du mur RC en fonction du temps lors du séisme Adena 47
4.6 Diagramme force à la base en fonction déplacement à la tête du mur RC lors du séisme Adena 47
4.7 Théorème de la goutte d'eau [38] 48
4.8 84ème percentile de l'ensemble des amplitudes de déplacement en tête déterminés à partir des différents séismes testé sur le bâtiment 48
4.9 Amplitude de déformation triée par ordre décroissant 49
4.10 Interpolation de l'amplitude de déformation après avoir été filtré 49
4.11 Protocole développé pour le voile en béton armé avec des armatures classiques . 50
4.12 Protocole développé pour le voile en béton armé avec des armatures en alliage à mémoire de forme 51
4.13 Méthode de mise à l'échelle du protocole de test 52
4.14 Comparaison entre le protocole RC et les autres protocoles classiques pour les murs en béton armé 53
4.15 Comparaison entre le protocole RC et les autres protocoles pour des dommages cumulés jusqu'à la ductilité de déplacement 2 54
4.16 Comparaison entre le protocole RC et RC+SMA 55
4.17 Comparaison entre les dommages cumulé appliqué par les protocoles RC et RC+SMA 55
4.18 Représentation des différentes forces à appliquer sur le voile pour simuler l'action du bâtiment subissant un déplacement 56
5.1 Figure des différentes composantes de la déformation totale [41] 57
5.2 Schéma d'ouverture de fissures en fonction du SSR[8] 58
5.3 Ouverture de fissure pour un mur en béton armé (gauche) et avec SMA (droite) pour 1,25% de "drift" [34] 59
5.4 Schéma de la disposition des capteurs d'ouverture de fissures 60
5.5 Détail d'installation des LVDT 61
5.6 Détail d'installation des potentiomètres rotatifs 62
5.7 Détail d'installation des inclinomètres 63
5.8 Détail d'installation des incrémentaux Mitutoyo 63
5.9 Schéma expliquant la supposée absence de forces hors plan 64
5.10 Photo du trépied jaugé liant la plaque de billes et le stabilisateur 64
5.11 Schéma *SolidWorks* du trépied jaugé et de la plaque de billes 64
5.12 Schéma expliquant le placement des capteurs horizontaux 66
5.13 Paramètres utilisés pour l'analyse numérique DIC 68

5.14 Mouchetis utilisé et maillage considéré par l'analyse DIC 68
5.15 Exemple de photo prise lors des essais ou l'on peut voir le *mask* qui a été défini ainsi que le point de départ 69
5.16 Exemple de résultats obtenus en testant les paramètres définis pour nos tests . . 69
5.17 Plaque de calibration imprimée en A0 utilisée pour la grande zone 70
5.18 Mouchetis utilisés pour la petite (rouge) et la grande (bleue) zone 70
6.1 Vue d'ensemble des différents problèmes rencontrés durant le test, visibles sur les mesures de données 73
6.2 Zoom sur la zone 2 de la figure 6.1, montrant le déplacement horizontal du mur . 73
6.3 Zoom sur la zone 2 de la figure 6.1, montrant la différence entre la force appliquée théoriquement et en réalité par le vérin 2 74
6.4 Déplacement enregistré par le laser horizontal pendant les essais 76
6.5 Frottement des billes sur le module de précontrainte 77
6.6 Solution trouvée par ponçage des raidisseurs 77
6.7 Extensomètres placés numériquement entre deux points analysés par la DIC . . . 78
6.8 Analyse boxplot des moyennes obtenues pour les extensomètre en traction (LS32) 78
6.9 Fissures sur la face Nord comparées avec la position des armatures et la place des socles pour les LVDT 80
6.10 Face Sud : cône de béton fissuré qui se détache 81
6.11 Face Nord : cône de béton fissuré qui influence la prise de mesure 81
6.12 Comparaison du diagramme force-déplacement du modèle numérique et du mur testé 82
6.13 Comparaison du diagramme hauteur-courbure du modèle numérique et du mur testé pour différentes ductilités imposées 83
6.14 Comparaison du diagramme moment-courbure du mur testé 83
B.1 Figure représentant les trois repères utilisés pour définir nos accélérogrammes . . 87
C.1 Déplacement en tête de mur du bâtiment avec et sans SMA lors du séisme de Marche 1 88
C.2 Déplacement en tête de mur du bâtiment avec et sans SMA lors du séisme de Marche 2 88
C.3 Déplacement en tête de mur du bâtiment avec et sans SMA lors du séisme de Lefkada 89
C.4 Déplacement en tête de mur du bâtiment avec et sans SMA lors du séisme de Modena 89
C.5 Déplacement en tête de mur du bâtiment avec et sans SMA lors du séisme de Umbria 1 89
C.6 Déplacement en tête de mur du bâtiment avec et sans SMA lors du séisme de Umbria 2 90
C.7 Déplacement en tête de mur du bâtiment avec et sans SMA lors du séisme de Emilia 90
C.8 Déplacement en tête de mur du bâtiment avec et sans SMA lors du séisme de Lipari 90
C.9 Déplacement en tête de mur du bâtiment avec et sans SMA lors du séisme de Trentino 91
C.10 Déplacement en tête de mur du bâtiment avec et sans SMA lors du séisme de Bursa 91
C.11 Déplacement en tête de mur du bâtiment avec et sans SMA lors du séisme de Adena 91
G.1 Schéma statique du dimensionnement de la précontrainte 111

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