



**HAL**  
open science

# Caractérisation et modélisation du comportement des jonctions voile-plancher en béton armé pour l'analyse sismique des ouvrages de Génie Civil et des équipements

Estelle Secourgeon

## ► To cite this version:

Estelle Secourgeon. Caractérisation et modélisation du comportement des jonctions voile-plancher en béton armé pour l'analyse sismique des ouvrages de Génie Civil et des équipements. Génie civil. Université Paris-Saclay, 2020. Français. NNT : 2020UPASN015 . tel-02893926

**HAL Id: tel-02893926**

**<https://theses.hal.science/tel-02893926>**

Submitted on 8 Jul 2020

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

Caractérisation et modélisation du  
comportement au séisme des jonctions  
voile-plancher en béton armé pour  
l'analyse sismique des ouvrages de  
génie civil et des équipements

**Thèse de doctorat de l'université Paris-Saclay**

École doctorale n° 579 : sciences mécaniques et énergétiques, matériaux  
et géosciences (SMEMAG)

Spécialité de doctorat : Génie Civil

Unité de recherche : LMT – Laboratoire de Mécanique et Technologie (UMR 8535)

Référent : ENS Paris-Saclay

**Thèse présentée et soutenue à Palaiseau, le 04/06/2020, par**

**Estelle HERVE-SECOURGEON**

**Composition du Jury**

**Christian LABORDERIE**

Professeur des Universités, Université de Pau et des  
Pays-de-l'Adour

Président

**Luc DAVENNE**

Professeur des Universités, Université Paris Nanterre

Rapporteur & Examineur

**Stéphane GRANGE**

Professeur des Universités, INSA Lyon

Rapporteur & Examineur

**Benjamin RICHARD**

Chercheur, HDR, IRSN, Université Paris Saclay

Examineur

**Miguel FERNANDEZ RUIZ**

Maître d'enseignement et de recherche, EPFL

Examineur

**Fabrice GATUINGT**

Professeur des Universités, Université Paris-Saclay

Directeur de thèse

**Cécile OLIVER-LEBLOND**

Maîtresse de conférences, Université Paris-Saclay

Co-Encadrante & Examinatrice

**François VOLDOIRE**

Chercheur sénior, EDF R&D

Co-Encadrant & Examineur

**Thierry CHAUDAT**

Ingénieur, CEA, Université Paris Saclay

Invité

*A Guillaume, Théa et Célia*

## Remerciements

Avant tout, je tiens à remercier les membres de mon jury de thèse pour avoir alimenté les débats nourris lors de ma soutenance :

Christian Laborderie pour avoir accepté de présider ce jury ;

Luc Davenne et Stéphane Grange pour avoir accepté la lourde tâche de rapporter cette thèse, et pour leurs commentaires et questions judicieux qui ont permis d'améliorer le manuscrit et ont amenés de riches échanges pendant la soutenance ;

Benjamin Richard pour l'intérêt qu'il a porté à ce sujet depuis le début, ses propositions pertinentes lors de la préparation des essais, et ses questions qui ont enrichi le débat ;

Miguel Fernandez Ruiz pour l'éclairage complémentaire qu'a apporté ses questions et sa relecture attentive du manuscrit.

Mes sincères remerciements vont à Fabrice Gatuingt, mon directeur de thèse, pour sa disponibilité, ses suggestions pertinentes, et l'appui qu'il m'a apporté dans les phases plus difficiles.

Je remercie également vivement Cécile Oliver-Leblond, ma co-encadrante, pour son temps précieux, ses conseils et idées, et son soutien.

Je remercie aussi François Voltaire, mon co-encadrant, pour m'avoir proposé le sujet, pour ses éclairages sur code\_aster et la mécanique en général, et pour nos fréquents échanges, et pour la confiance qu'il m'a accordée.

Je tiens à adresser mes plus vifs remerciements à Jean-Luc Fléjou, sans qui je serais encore en train d'errer dans les fichiers de code\_aster pour implanter le modèle, et pour nos multiples discussions animées sur le béton armé et sa modélisation.

Mes remerciements vont également à Thierry Chaudat, sans qui les essais n'auraient pu se faire, pour son implication, son suivi quotidien des essais, et nos discussions constructives face aux innombrables questions et difficultés rencontrées pendant la préparation des essais, leur réalisation et leur interprétation.

Je tiens à remercier Xavier Pinelli, sans qui les essais de caractérisation de la liaison acier-béton et des rotules n'auraient pu se faire, pour ses conseils et sa bonne humeur.

Je remercie aussi Fan Wang pour l'éclairage complémentaire qu'ont apporté ses calculs sur Cast3m, ainsi que l'ensemble de l'équipe qui a contribué à la réalisation des essais au CEA.

Merci à tous mes collègues d'EDF R&D, en particulier ceux du groupe T6C, qui ont contribué par leur conseils, leur soutien, leur encadrement, ou tout simplement leur bonne humeur à ce travail : merci à Sofia M'Jahad, Anaëlle Torre, Faiza Sefta, Michail Korres, Jessie Mayor, et aux autres...

Merci également à ceux qui ont suivi cette thèse même s'ils ne font plus partie de T6C aujourd'hui : Stéphane Moulin et Adrien Guilloux en particulier, ainsi qu'à l'équipe aster, toujours présente.

Je remercie également Olivier Fabre et Ludovic Caba qui ont suivi ces travaux depuis EDF DT.

Enfin, mes remerciements vont à ma famille, qui s'est agrandie au cours de cette aventure, et sans qui ce travail n'aurait pas eu le même sens.

## Résumé

Dans le cadre des réévaluations de la sûreté sismique des installations nucléaires, EDF est amené à caractériser la tenue des structures de bâtiments nucléaires en béton armé et des équipements qu'elles supportent. Les études d'ingénierie s'appuient sur la simulation numérique, intégrant toute la chaîne du transfert dynamique depuis le sol. Des actions de R&D menées à EDF contribuent à en améliorer les capacités et la robustesse. Les modèles éléments finis utilisés pour représenter les structures en béton armé à l'échelle d'un bâtiment sont généralement de types plaques ou coques avec des jonctions à l'interface des voiles et planchers supposées parfaites. Pour améliorer les capacités de ces calculs, EDF a lancé un programme de recherche sur la caractérisation expérimentale et la modélisation numérique des jonctions voile-plancher dans les structures en béton armé sous séisme. L'objectif est double : d'une part affiner les calculs de spectres de séisme transmis aux équipements présents sur les planchers, d'autre part affiner les évaluations de robustesse dans les zones autour des jonctions (efforts transmis, besoins en ferrailage).

Un programme expérimental commun EDF / CEA a été défini pour améliorer nos connaissances du comportement de la jonction et produire une base de validation pour les modélisations numériques. La campagne expérimentale inclut deux fois deux maquettes en béton armé, soumises à des chargements cycliques quasi-statiques et dynamiques au moyen de la table vibrante Azalée du CEA, à la fois en flexion hors plan et en cisaillement dans le plan du plancher. Les contributions respectives des éléments structurels (voile, plancher) et de la jonction elle-même à la dégradation de raideur et à la réponse dynamique de la structure sont évaluées.

Comme cela a déjà été traité dans la littérature pour des jonctions poteaux-poutres, un modèle de la jonction compatible avec une modélisation éléments finis plaques ou coques du bâtiment est proposé. Son objectif est de représenter la contribution spécifique de la jonction en termes de raideur, de cinématique, de redistribution d'efforts et de résistance.

Les apports de cette modélisation sont ensuite évalués sur la base des résultats de plusieurs campagnes expérimentales, en particulier la campagne d'essais citée ci-dessus mais également de campagnes précédentes sur le comportement dynamique des planchers des structures nucléaires. La faisabilité d'application du modèle à une étude industrielle est également appréciée sur la base de l'étude d'un bâtiment nucléaire type. L'utilisation du modèle a permis de valoriser des marges de conception en termes de ferrailage et de niveaux de spectres de planchers.

## Abstract

As part of the periodic reassessments of the seismic safety of nuclear installations, EDF has to characterize the behavior of the structures of reinforced concrete nuclear buildings and the equipment they support. Engineering studies are based on finite element numerical simulation, integrating the entire chain of dynamic transfer from the ground to the structure. R&D activities carried out at EDF contribute to improving its computation capacities and robustness. The finite element models of reinforced concrete structures at the scale of a building use generally plate or shell elements with connections at the interface of the walls and slabs supposed to be perfect. To improve the capabilities of these calculations, EDF launched a research program on the experimental characterization and numerical modeling of the reinforced concrete structures wall-slab connections under seismic loading conditions. The objective is twofold: on the one hand, to refine the calculations of the earthquake spectra transmitted to the equipment supported on the floors, on the other hand, to refine the robustness assessments in the areas around the connections (transmitted forces, reinforcement requirements).

A joint EDF / CEA experimental program has been defined to improve our knowledge of the behavior of the connection and to produce a validation basis for numerical modeling. The experimental campaign included a series of two times two reduced-scale reinforced concrete mock-ups, subjected to quasi-static and dynamic cyclic loading by means of the CEA's Azalée shaking table, in out-of-plane bending and in shear in the slab plane. The respective contributions of the structural elements (wall, slab) and of the connection itself to the stiffness degradation and to the dynamic response of the structure are evaluated.

As already existing in the literature for column-beam junctions, a model of the connection compatible with a plate or shell finite element model of the building is proposed. Its objective is to idealize the specific contribution of the connection in terms of kinematics, stiffness, redistribution of forces and resistance.

The contributions of this model are then evaluated based on the results of several experimental campaigns, in particular the test campaign cited above, but also previous campaigns on the dynamic behavior of slabs in nuclear structures. The feasibility of applying the model to an industrial study is also assessed by means of the study of a typical nuclear building. The use of the model made it possible to highlight design margins in terms of reinforcement and floor spectra levels.

## Table des matières

Remerciements .....	
Résumé .....	ii
Abstract .....	iii
Introduction .....	1
Chapitre 1. Comportement des jonctions voiles-planchers .....	4
1 Etude bibliographique : campagnes d'essais précédentes .....	4
1.1 Essais de flexion et cisaillement hors plan.....	4
1.2 Essais de cisaillement dans le plan .....	14
1.3 Conclusion sur les essais documentés dans la littérature .....	20
2 Campagne d'essais CEA / EDF.....	22
2.1 Présentation de la campagne .....	22
2.2 Essais de flexion hors plan statique et dynamique .....	25
Chapitre 2. Modèles de jonction voile-plancher .....	98
1 Etude bibliographique .....	99
1.1 Modèles de jonction voile-plancher .....	99
1.2 Jonctions poteaux-poutre : quelques modèles globaux.....	101
2 Formulation et mise en œuvre d'un modèle élastique de jonction .....	108
2.1 Intérêt d'un modèle de jonction élastique .....	108
2.2 Proposition d'un modèle élastique de jonction .....	113
2.3 Formulation et implantation du modèle dans code_aster.....	117
3 Formulation et mise en œuvre d'un modèle non linéaire de jonction .....	120
3.1 Détermination des phénomènes physiques à représenter dans le modèle.....	120
3.2 Proposition d'un modèle rhéologique simplifié .....	124
3.3 Formulation du modèle non linéaire de jonction en flexion .....	130
3.4 Mise en œuvre du modèle non linéaire de jonction en flexion dans code_aster .....	138
3.5 Détermination des paramètres du modèle à partir des données de la section de béton armé	143
Chapitre 3. Validation des modèles de jonction.....	157
1 Benchmark de validation du modèle élastique .....	157
2 Essais de la campagne CEA / EDF sur les jonctions voile-plancher - à partir de 2018 ....	164
2.1 Modélisation des essais .....	164
2.2 Essais de flexion statique .....	168

2.3	<i>Essais de flexion dynamique</i> .....	173
3	Essais « MAQUETTE P4 » - 2002 .....	179
3.1	<i>Présentation des essais</i> .....	179
3.2	<i>Modélisation des essais : modélisation plaque de référence</i> .....	186
3.3	<i>Introduction des jonctions</i> .....	190
4	Conclusions sur la validation du modèle de jonction .....	193
Chapitre 4. Application du modèle de jonction à un cas d'étude industriel.....		194
1	Définition d'un bâtiment nucléaire type.....	194
1.1	<i>Description du bâtiment et du chargement</i> .....	194
1.2	<i>Modélisations de la structure et des chargements</i> .....	195
1.3	<i>Comportement statique et dynamique de la structure</i> .....	196
2	Application à l'optimisation du ferrailage.....	197
3	Application au calcul de spectres de planchers linéaires.....	200
4	Conclusions sur ce cas d'étude.....	205
Chapitre 5. Conclusions et perspectives.....		206
Bibliographie.....		209
Annexe A – Essais voile-plancher CEA-EDF : données complémentaires .....		214
Annexe B – Modèle de jonction non linéaire – Calcul de l'incrément de déformation plastique. 215		
Annexe C – Modélisations des maquettes flexion et cisaillement de la campagne CEA-EDF en préparation à la campagne d'essais .....		217
1	Modélisation A : modèle volumique de référence .....	217
1.1	<i>Etudes de sensibilité sur la maquette flexion</i> .....	219
1.2	<i>Etudes de sensibilité sur la maquette cisaillement</i> .....	222
2	Modélisation B : modèle mixte volumique / éléments de structure .....	223
2.1	<i>Maquette cisaillement</i> .....	224
2.2	<i>Maquette flexion</i> .....	226
3	Modélisation C : modèle avec des éléments de structure .....	226
3.1	<i>Maquette cisaillement</i> .....	227
3.2	<i>Maquette flexion</i> .....	228
Annexe D – Etudes de sensibilité sur les modèles élastiques des maquettes flexion et cisaillement de la campagne CEA-EDF .....		233
4	Etudes de sensibilité sur la maquette flexion .....	233
4.1	<i>Influence de la taille de maille</i> .....	233
4.2	<i>Influence des conditions limites</i> .....	234

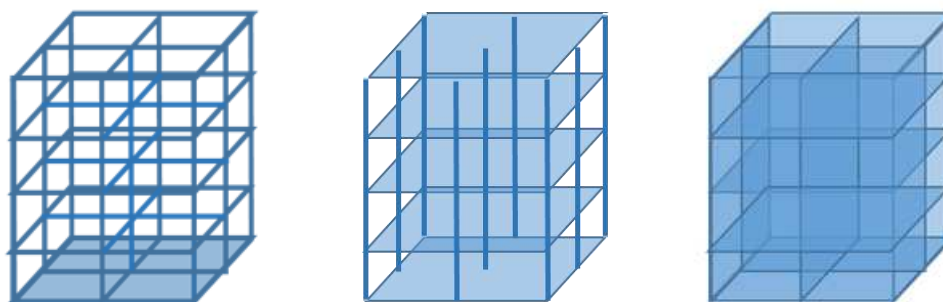


5	Etudes de sensibilité sur la maquette cisaillement .....	238
	Annexe E – Méthode de paramétrage de la loi de comportement GLRC_DM.....	241

## Introduction

Le béton armé est un matériau omniprésent dans le domaine de la construction des ouvrages de génie civil et des bâtiments.

En particulier, de nombreux bâtiments résidentiels, industriels ou tertiaires ont une structure ou une ossature en béton armé. Celle-ci peut être de différentes natures : on trouve des ossatures de type poteau-poutre, de type poteau-dalle, ou de type voile-plancher.



*Figure 0.1 – Différents types d'ossatures de bâtiments en béton armé*

Les ouvrages nucléaires comptent de nombreuses structures dont l'ossature est de type voile-plancher, car cela leur confère une bonne résistance aux actions accidentelles comme le séisme, l'impact, etc. mais est également utile en termes de radioprotection.

Ce système constructif étant, en dehors du contexte spécifique au nucléaire, généralement plus coûteux que des systèmes poteaux-poutres ou poteaux-dalle, il est peu répandu en dehors de ce domaine, à l'exception des bâtiments résidentiels dans lesquels on le retrouve souvent.

Dans le contexte particulier des ouvrages nucléaires, on retrouve des structures de type voile-plancher non seulement pour les centrales existantes mais également pour les centrales en cours de construction (EPR) ou pour les nouveaux projets.

Or les centrales existantes sont soumises à des réévaluations périodiques, au cours duquel l'aléa auquel elles sont exposées est révisé et peut être amené à excéder les valeurs prises en compte lors des études de dimensionnement, en particulier dans le contexte actuel consécutif à l'accident de la centrale nucléaire de Fukushima-Daïchi en mars 2011.

Pour les nouveaux projets, qui continueront à être calculés avec des hypothèses d'élasticité, il est néanmoins demandé dès le dimensionnement d'évaluer par des méthodes avancées les marges disponibles à la conception.

Il est donc nécessaire de disposer de méthodologies de simulation « best-estimate » adaptées à des études de bâtiments en béton armé, de type voile-planchers, aptes à représenter plus finement la physique du comportement de la structure sous séisme, pour répondre aux objectifs suivants :

- Une évaluation pertinente des spectres de planchers pour démontrer la tenue des équipements critiques lors de la réévaluation des structures ;
- Une évaluation des ductilités disponibles dans la conception des bâtiments eux-mêmes, les possibilités de redistributions d'effort et les marges associées lors de la réévaluation des structures ;

- Une évaluation réaliste des besoins en ferrailage sous chargement sismique lors de la conception des nouveaux ouvrages.

Ces méthodologies de simulation doivent être confrontées à des résultats expérimentaux acquis sur des programmes dédiés.

Beaucoup d'actions de recherches ont été menées récemment pour améliorer les connaissances du comportement d'éléments de structures en béton armé, comme les campagnes CEOS.fr, CASH, TESH, etc. ou de parties de structures en béton armé comme les campagnes expérimentales CEA-EDF P4, P'4, SMART, etc.

Néanmoins ces campagnes ne se sont pas focalisées sur les jonctions entre éléments de structures telles que les jonctions voile-plancher, et celles-ci n'ont donc pas été spécifiquement instrumentées.

Ces jonctions, et la dégradation de leur raideur en flexion sous chargements sismiques en particulier, n'ont fait l'objet que de rares études dans la littérature et sont usuellement représentées par des modélisations très simples à l'échelle des bâtiments. Les éléments finis de plaques utilisés pour représenter le comportement des voiles et des planchers sont simplement prolongés jusqu'à l'axe de la jonction, où l'on suppose une transmission parfaite des translations et des rotations d'un élément de structure à l'autre. En cas de très forte sollicitation, cette modélisation est parfois remplacée par une modélisation similaire mais cette fois-ci sans aucune transmission des rotations entre voile et plancher. On passe donc d'un extrême à l'autre en termes de conditions aux limites, avec un critère nécessairement arbitraire étant donné l'évolution continue qui se produit entre ces deux conditions extrêmes dans la réalité.

D'un point de vue normatif et réglementaire, ces connexions sont également très peu évoquées, et seules des dispositions constructives sont spécifiées pour les jonctions voile-plancher.

Or, bien que le comportement individuel des voiles et des planchers soit important dans la détermination du comportement de la structure, la jonction entre les deux joue un rôle crucial dès que celle-ci est sollicitée en flexion. En effet, la dégradation de sa raideur en rotation va affecter celle de la structure, ainsi que les spectres évalués sur les planchers supportant des équipements. On s'interroge également sur l'évolution de sa raideur et sa résistance en cisaillement membranaire, qui contribue, autant que celle des voiles en cisaillement, à la stabilité globale du bâtiment.

Pour cela, un programme expérimental conjoint CEA-EDF a été conçu pour améliorer notre connaissance du comportement des jonctions voile-plancher, sous flexion hors plan et également sous cisaillement membranaire, avec à la fois des essais statiques pour mieux cerner les phénomènes physiques en jeu et des essais dynamiques, qui pourront servir de base de validation à des modélisations plus poussées de ces zones.

La plage de sollicitation étant large, il est attendu de cerner le comportement dans le domaine élastique et jusqu'à un niveau de non linéarité modéré.

A partir de ces données expérimentales, on se propose de développer un modèle de jonction voile-plancher répondant aux objectifs suivants :

- Dans le cadre des calculs de la tenue au séisme des bâtiments, améliorer l'évaluation du ferrailage nécessaire dans les voiles et planchers à proximité immédiate des jonctions et dans un second temps quantifier les marges disponibles par rapport à la ruine et évaluer la ductilité. On cherche à mieux représenter la mécanique de la jonction, dans un cadre élastique, pour intrinsèquement mieux représenter les distributions des moments et, dans un cadre réglementaire, proposer une alternative aux méthodes d'écrtage des moments au niveau des lignes d'appui qui sont peu pratiquées en conception nucléaire compte tenu de la

taille des modèles et de la complexité des géométries. On souhaite aussi évaluer la redistribution des efforts suite à une première dégradation, et vérifier, selon les dispositions constructives, la capacité résistante de la jonction. Au final il est attendu d'évaluer le ferrailage de manière plus réaliste.

- Dans le cadre de la tenue des équipements au séisme, intégrer l'impact du comportement des jonctions voile-plancher sur les spectres de réponse. L'intégration dans un modèle non linéaire des modes de dégradation de la jonction et de la dissipation d'énergie associée permettra de mieux évaluer les sollicitations transmises aux planchers, et *in fine* aux équipements qu'ils supportent.

Ce modèle, pour répondre aux enjeux industriels formulés, devra être validé sur la base des essais réalisés.

Dans ce mémoire, seront donc présentés successivement :

- Les campagnes expérimentales sur des jonctions voile-plancher référencées dans la littérature, et celle menée conjointement par le CEA et EDF dans le cadre décrit ci-dessus ;
- Les modèles de jonction proposés : élastique et non linéaire ;
- La validation de ces modèles à partir d'essais numériques et des données expérimentales disponibles ;
- Une application à un cas d'étude industriel.

## Chapitre 1. Comportement des jonctions voiles-planchers

Les structures de bâtiment de type voile-plancher étant beaucoup moins répandues dans le bâti courant que celles de type poteaux-poutres, la littérature concernant le comportement de ces structures et plus particulièrement de leur jonctions n'est pas très riche.

Un certain nombre d'études expérimentales ont cependant été réalisées, souvent dans un but d'évaluation et/ou de comparaison de dispositions ou de systèmes constructifs particuliers (préfabrication d'une partie de la structure, disposition des aciers de ferrailage, etc.), et dans une perspective d'évaluation de la robustesse et de la ductilité.

### 1 ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE : CAMPAGNES D'ESSAIS PRECEDENTES

Les campagnes d'essais qui ont été réalisées peuvent être classées par direction de sollicitation : cisaillement dans le plan (i.e. sollicitation selon une direction parallèle à la jonction) et flexion et cisaillement hors plan (i.e. dans le plan perpendiculaire à la jonction).

Seules les campagnes d'essais ciblant le comportement de la jonction voile-plancher sont présentées ici. D'autres campagnes sur des structures plus complexes ont pu inclure des jonctions de voile et de plancher (on pense par exemple aux essais P4 et P'4 menés par EDF et le CEA entre 2002 et 2004, ou aux différents essais SMART (2008, 2013). Néanmoins l'absence d'instrumentation spécifique de la jonction ne permet pas une exploitation directe des résultats en ce qui concerne le présent sujet. On réservera donc ce type d'essais, pour lesquels on dispose uniquement de mesures plus globales, à la démarche de validation du modèle de jonction, au sein de simulations complètes comprenant divers éléments structurels en béton armé.

#### 1.1 Essais de flexion et cisaillement hors plan

Les essais de flexion et cisaillement hors plan sont les plus nombreux, car cette situation constitue le mode de sollicitation fondamental de la structure en béton armé.

##### 1.1.1 *Essais japonais*

Les plus anciens essais identifiés sont des essais menés au Japon (Kudzys, et al., 1995), visant à évaluer le comportement en flexion de jonctions voile/dalle où la dalle est composée d'une prédalle surmontée d'une dalle alvéolée coulée en place. Des jonctions intérieures (en croix) et extérieures (en T couché) ont été testées en chargeant verticalement la tête de voile et le milieu des planchers (efforts ponctuels) pour simuler le poids propre et des charges dans un bâtiment, et en appliquant des déplacements cycliques horizontaux d'amplitude croissante en tête de voile ( $Q_w$ ), comme on peut le voir en Figure 1.1.

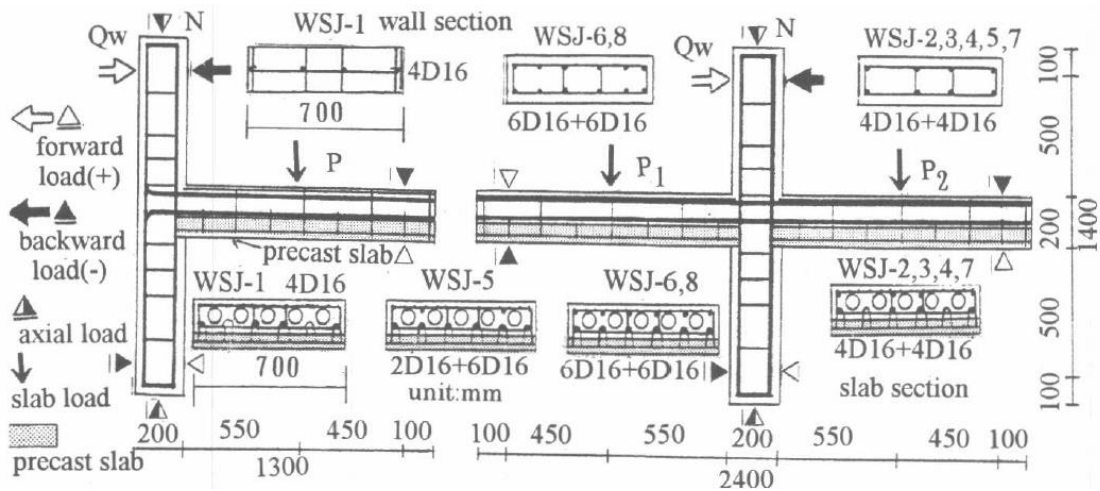


Figure 1.1 – Principes de ferrailage et conditions aux limites des différents spécimens testés, (Kudzys, et al., 1995)

Les types de ruptures constatées pour les différentes maquettes testées sont résumés dans le Tableau 1.1.

Tableau 1.1 –Caractéristiques des maquettes et modes de rupture, d’après (Kudzys, et al., 1995)

Maquette	WSJ-1	WSJ-2	WSJ-3	WSJ-4	WSJ-5	WSJ-6	WSJ-7	WSJ-8
Type de connexion	Intérieure						Extérieure	
Taux de ferrailage longitudinal de la dalle (kg/m <sup>3</sup> )	45	90	90	90	90	135	90	135
Disposition du ferrailage longitudinal de la dalle	100% au centre	50% en parement, 50% au centre			25% en parement, 75% au centre	50% en parement, 50% au centre		
Ferrailage d’effort tranchant	oui							
Chargement ponctuel permanent des planchers (kN)	16.5		24	16.5		24	16.5	
Type de rupture	Flexion dans la dalle	Cisaillement dans la jonction	Cisaillement dans la jonction et flexion dans la dalle	Cisaillement dans la jonction	Flexion dans la dalle (fissures en cisaillement importantes)	Cisaillement dans la jonction	Cisaillement dans la jonction et flexion dans la prédalle	Cisaillement dans la jonction et flexion dans la prédalle

Les schémas de fissuration observés dans la zone de jonction, sur le pignon des maquettes, sont décrits en Figure 1.2.

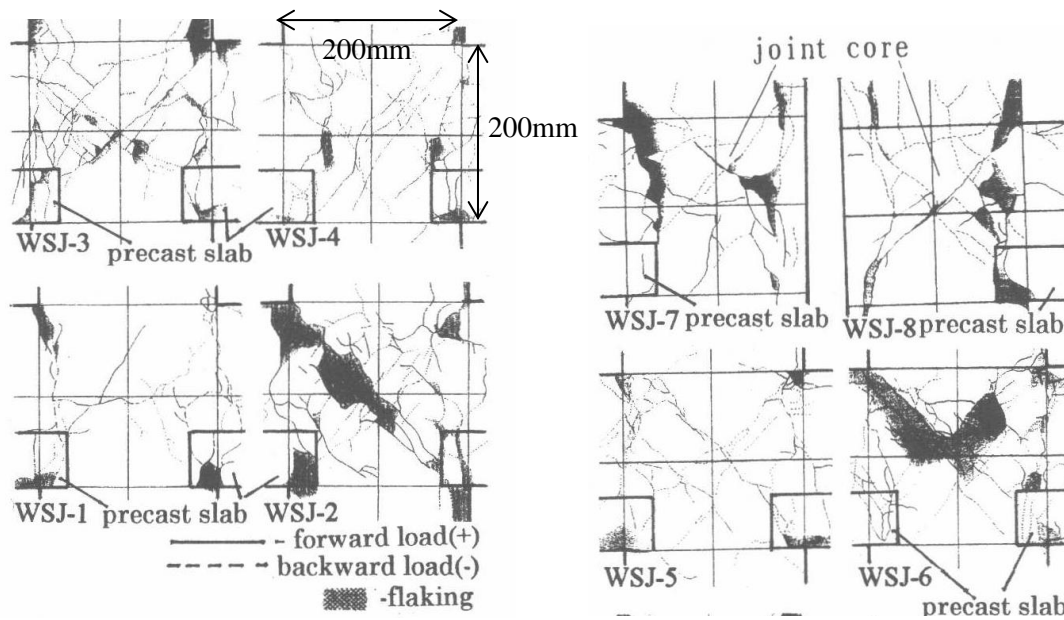


Figure 1.2 – Fissuration dans les zones de jonction voile/dalle sur les pignons des maquettes, (Kudzys, et al., 1995)

Malgré la précontrainte verticale (1/7.5 à 1/4.5 de la résistance du béton en compression), l'angle des fissures de cisaillement dans la jonction reste très proche de 45°.

Dans les cas où la dalle est correctement ferrillée et où à la fois les charges et la jonction sont symétriques (jonction intérieure), la rupture se produit en cisaillement dans la jonction.

L'article ne détaille pas le ferrailage de la jonction et en particulier la présence ou l'absence d'aciers longitudinaux de chaînage, ce qui rend difficile une exploitation postérieure des essais.

### 1.1.2 Essais malaisiens

Des essais plus récents ont été menés en Malaisie (Al-Aghbari, et al., 2012) suite au séisme de Sumatra en 2009. Leur objectif était de comparer deux dispositions constructives de ferrailage des jonctions voiles-planchers usuelles en Malaisie, sous chargement cyclique alterné, et d'en évaluer l'impact sur la ductilité de l'assemblage voile-plancher. Aucune de ces dispositions constructives, présentées en Figure 1.3, ne permet *a priori* un transfert correct des moments entre la dalle et le voile. En effet, il s'agit de dispositions conçues pour des zones non sismiques, sans chaînage longitudinal, ne confinant pas le nœud et n'assurant pas une transmission correcte des efforts des aciers du plancher à ceux du voile.

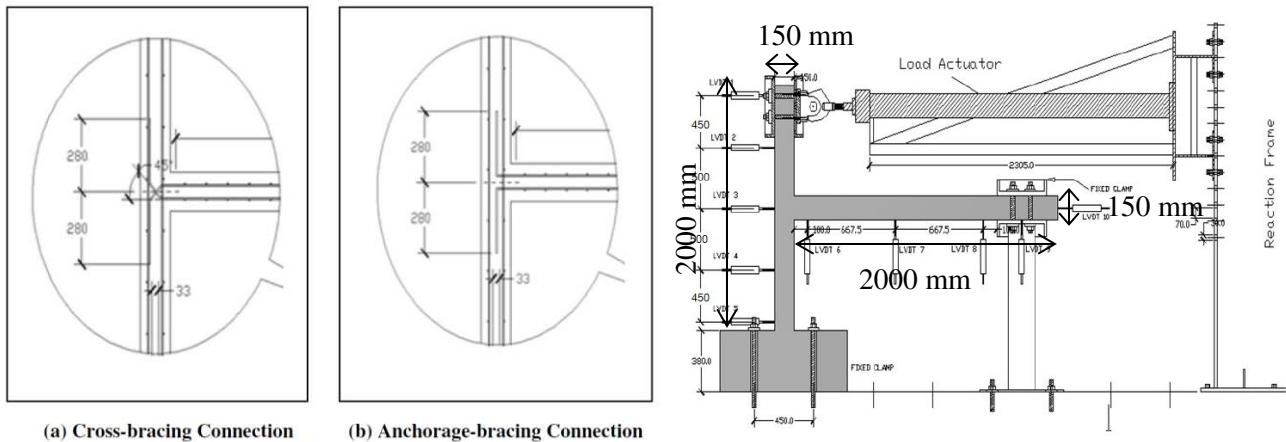


Figure 1.3 – A gauche : Dispositions constructives testées, à droite : dispositif expérimental pour l'application des conditions aux limites et du chargement, (Al-Aghbari, et al., 2012)

Des jonctions extérieures (en T couché) ont été testées en encastrant la base du voile et l'extrémité du plancher, et en appliquant des déplacements latéraux cycliques alternés en tête de voile via un vérin.

Les ruptures se sont produites dans les deux cas en flexion hors plan dans la partie supérieure du voile (au niveau de la jonction pour une des deux dispositions constructives, plus haut dans le voile pour la seconde).

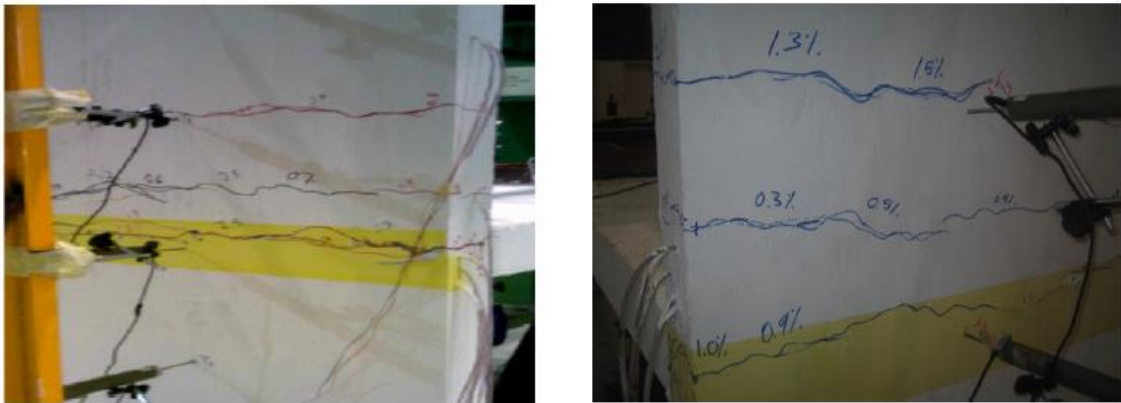


Figure 1.4 – Schéma de fissuration des deux maquettes avant rupture, (Al-Aghbari, et al., 2012)

On peut s'interroger sur la pertinence du dispositif expérimental retenu pour représenter un chargement sismique sur un bâtiment. Notamment la condition d'encastrement appliquée à l'extrémité du plancher paraît peu représentative du mode de déformation d'un bâtiment réel sous séisme, en donnant de fait une rigidité latérale très importante à la maquette et en n'autorisant ni les déplacements latéraux ni les rotations du plancher.

Le plancher n'étant pas libre de se déplacer dans la direction horizontale, sa rigidité très importante dans cette direction, dans laquelle il se comporte comme un diaphragme, l'amène à se comporter comme un appui pour le voile dans la direction horizontale. La répartition des moments et des efforts tranchants est alors plus proche de celle d'une poutre console encastrée (la partie de voile située sous le plancher jouant le rôle d'encastrement) que d'un portique à plusieurs niveaux.



On retiendra donc de ces essais la nécessité d'une représentation plus réaliste des conditions aux limites si l'on veut représenter correctement l'état de contrainte dans une jonction voile-plancher d'un bâtiment subissant un séisme.

Les courbes force-déplacement (Figure 1.5) obtenues lors des essais sont néanmoins intéressantes dans la mesure où elles nous éclairent sur les phénomènes qui ont été mobilisés à l'échelle des deux matériaux avant la rupture :

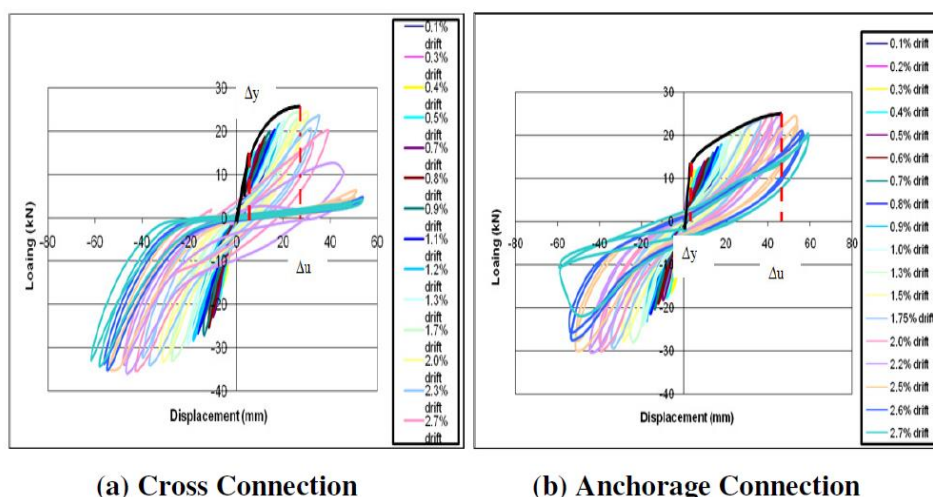


Figure 1.5 – Courbes force-déplacement en tête du voile, (Al-Aghbari, et al., 2012)

On constate l'apparition d'une non-linéarité au-delà d'un certain niveau de chargement, la formation de boucles d'hystérésis au cours des cycles à fort niveau de sollicitation dont le pincement évoque des phénomènes à l'interface acier-béton.

La dégradation de raideur est importante dès de faibles niveaux de chargement comme on peut le constater sur la Figure 1.6. La raideur est divisée par un facteur supérieur à 5 entre le début et la fin de l'essai.

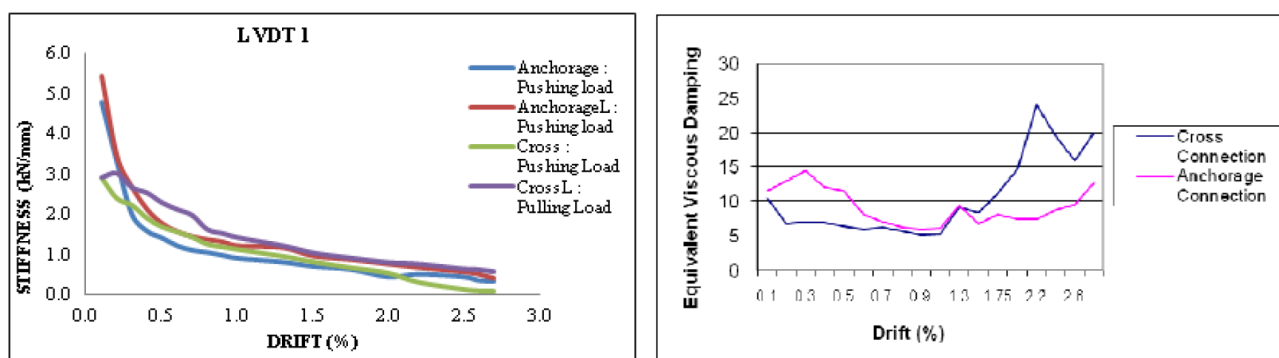


Figure 1.6 – Evolution de la raideur (à gauche) et de l'amortissement visqueux équivalent (à droite) en fonction du niveau de sollicitation, (Al-Aghbari, et al., 2012)

Des taux d'amortissement visqueux équivalent importants ont été évalués sur la base de l'énergie dissipée par cycle complet par les auteurs (formule utilisée non précisée), à partir de l'aire sous la courbe d'hystérésis sur l'ensemble de la maquette, et sont présentés en Figure 1.6.

### 1.1.3 Essais coréens

D'autres essais ont été menés en Corée du Sud (Chun & Ha, 2014) pour comparer la performance de connecteurs mécaniques par rapport au pliage/dépliage à froid des attentes permettant d'assurer l'ancrage des aciers des planchers. Ces dispositions constructives sont utilisées dans le cas de bâtiments de grande hauteur où les voiles du noyau sont coulés en avance de phase par rapport aux planchers périphériques qui ne participent pas à la tenue globale de la structure. Les dispositions constructives testées ainsi que le dispositif expérimental sont présentés en Figure 1.7.

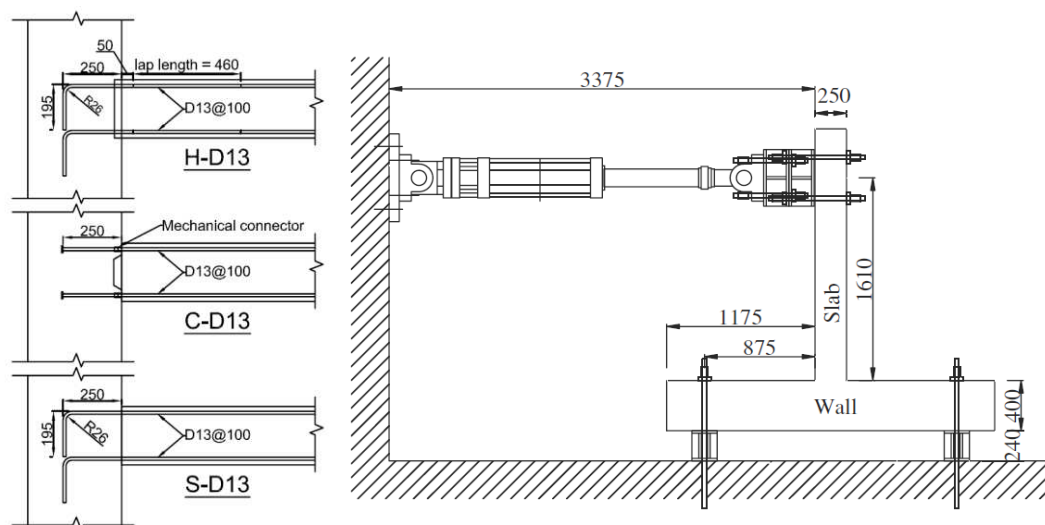


Figure 1.7 – Dispositions constructives testées et dispositif expérimental mis en œuvre, (Chun & Ha, 2014)

La rupture dans l'ensemble des cas a lieu en flexion dans la dalle, avec pour les recouvrements non confinés un phénomène supplémentaire d'éclatement du béton d'enrobage, visible en Figure 1.8.

Pour ces essais également, on peut s'interroger sur la représentativité des conditions aux limites par rapport au chargement d'une jonction située dans un bâtiment. Ici le voile est fixé au strong floor à une distance très courte de la jonction, n'autorisant que peu le développement de rotations dans celui-ci. Les essais effectués sollicitent plus la dalle, qui se comporte comme une console encastree à une extrémité, que l'ensemble de la jonction.

Les courbes d'évolution du moment en fonction du drift sont présentées en Figure 1.8 pour les différentes configurations testées.

Comme lors des essais précédemment cités, on constate la formation de boucles d'hystérésis d'aire croissante et marquées par un pincement important à très fortes déformations (proches de la rupture).

Outre le fait que ces diverses campagnes d'essais concernent des dispositions constructives très particulières, le fait que les données à faibles niveaux d'amplitude de sollicitation ne soient pas lisibles ou non-existantes rend difficile leur exploitation dans le cadre de cette thèse.

De plus, ces réponses étant globales sur toute la structure, il n'est pas possible d'en extraire les contributions respectives des différents éléments (jonction, dalle, voile). Cela met en lumière la nécessité de définir une instrumentation dédiée à caractériser la réponse de chaque sous-partie de la structure.

On retiendra néanmoins le fort impact des dispositions constructives sur le comportement non linéaire et la limite à rupture des jonctions testées.

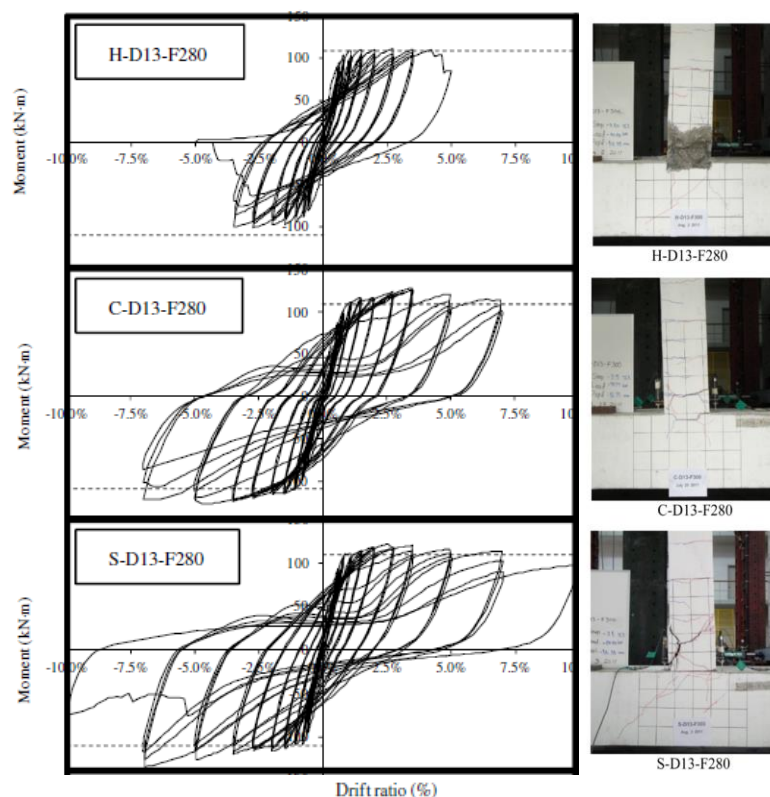


Figure 1.8 – Courbes moments - drift et schémas de fissuration correspondant aux trois dispositions constructives testées, (Chun & Ha, 2014)

#### 1.1.4 Essais serbes

Une dernière campagne d'essai, présentant des perspectives légèrement meilleures en termes d'exploitation des résultats dans le cadre de la thèse, bien qu'il s'agisse d'essais purement statiques, monotones à l'exception de quelques phases de déchargement, mérite d'être citée. Il s'agit d'une étude visant à comparer le comportement d'une jonction monolithique avec celui d'une jonction voile coulé en place / dalle préfabriquée (Zenunovic & Folic, 2012).

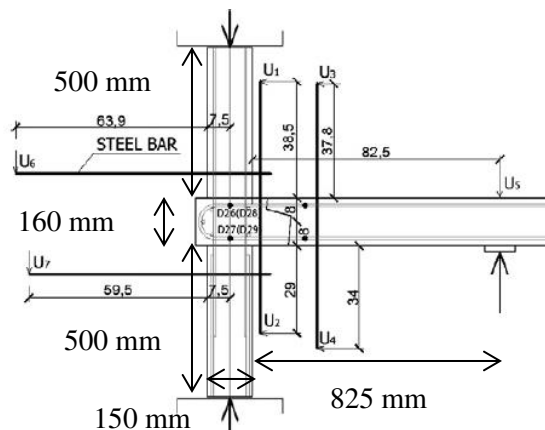


Figure 1.9 – Dispositif expérimental et emplacement des capteurs en déplacement, (Zenunovic & Folic, 2012)

Le dispositif expérimental, identique pour les deux configurations étudiées, et présenté en Figure 1.9, est intéressant car il vise à obtenir des mesures de rotations relatives des sections des éléments de structure (voile et dalle) à différentes distances de la jonction.

Les courbes en Figure 1.10 et en Figure 1.11 représentent la variation du moment s'exerçant dans le plancher en fonction de l'angle de rotation de la section de plancher à différentes distances de la jonction. On notera que cette rotation est celle du plancher par rapport au voile, ayant été corrigée par l'angle de rotation du voile à la jonction.

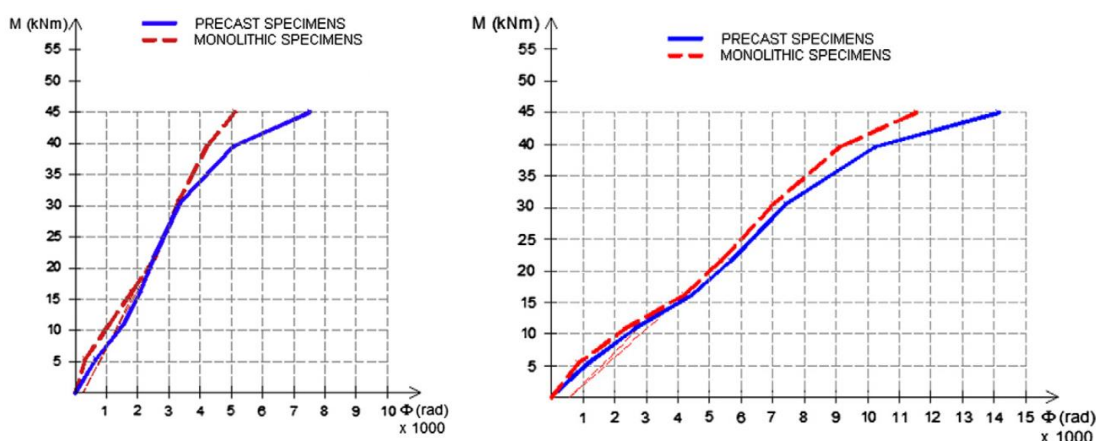


Figure 1.10 – Courbes Moment s'exerçant dans le plancher – angle de rotation de la section de plancher mesuré à 2.5cm (à gauche) et 23cm (à droite) du nu du voile, (Zenunovic & Folic, 2012)

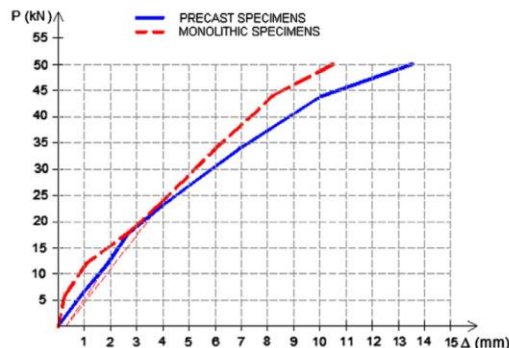


Figure 1.11 – Courbe Force – déplacement au point d'application du chargement dans la dalle, (Zenunovic & Folic, 2012)

Load phases	Precast specimens Average values (mm)					Monolithic specimens Average values (mm)				
	$U_1^*$	$U_2^*$	$U_3^*$	$U_4^*$	$U_5^*$	$U_1^*$	$U_2^*$	$U_3^*$	$U_4^*$	$U_5^*$
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
I phase – P/4	-0.23	+0.18	-0.51	+0.33	0.67	-0.11	+0.09	-0.21	+0.21	0.20
II phase – P/2	-0.51	+0.40	-0.94	+0.71	1.39	-0.28	+0.27	-0.53	+0.53	0.67
Unloaded	-0.04	+0.04	-0.06	+0.05	0	0	0	-0.04	+0.04	0
III phase – 3P/4	-0.78	+0.61	-1.38	+1.31	2.10	-0.52	+0.50	-0.94	+0.95	1.51
IV phase – P	-0.97	+0.77	-1.95	+1.95	2.71	-0.73	+0.73	-1.40	+1.44	2.51
Unloaded	-0.09	+0.07	-0.14	+0.20	0.31	-0.08	+0.08	-0.14	+0.14	0.20
1.33P	-1.17	+0.93	-2.45	+2.53	4.23	-1.03	+1.04	-1.80	+1.82	4.02
1.89 P	-1.46	+1.35	-3.20	+3.32	6.96	-1.24	+1.44	-2.32	+2.42	6.03
2.44 P	-2.15	+2.10	-4.42	+4.56	10.07	-1.52	+1.90	-3.01	+3.14	8.20
2.78 P	-3.13	+3.15	-5.90	+6.50	13.53	-1.78	+2.37	-3.99	+3.80	10.50

Figure 1.12 – Mesures de déplacement corrigées de la rotation du voile, (Zenunovic & Folic, 2012)

L'interprétation des données expérimentales montre que la raideur évaluée sur un modèle élastique linéaire basé sur les propriétés évaluées sur éprouvette correspond avec les résultats obtenus à très faible taux de chargement ( $P \leq 5 \text{ kN}$  environ). Au-delà, bien qu'il n'y ait pas apparition de déformations irréversibles avec un chargement de  $9 \text{ kN}$ , comme le montrent les résultats en Figure 1.12, le comportement est déjà non linéaire avec une raideur en rotation réduite. Au-delà de  $13 \text{ kN.m}$ , la raideur en rotation est encore fortement réduite, et ces essais ont montré qu'à  $17 \text{ kN.m}$  des déformations irréversibles apparaissent. La rupture est atteinte bien au-delà, à  $58 \text{ kN.m}$ , après une nouvelle dégradation significative de la raideur à  $45 \text{ kN.m}$ .

L'évolution de la fissuration au cours de l'essai est tracée sur la Figure 1.13.

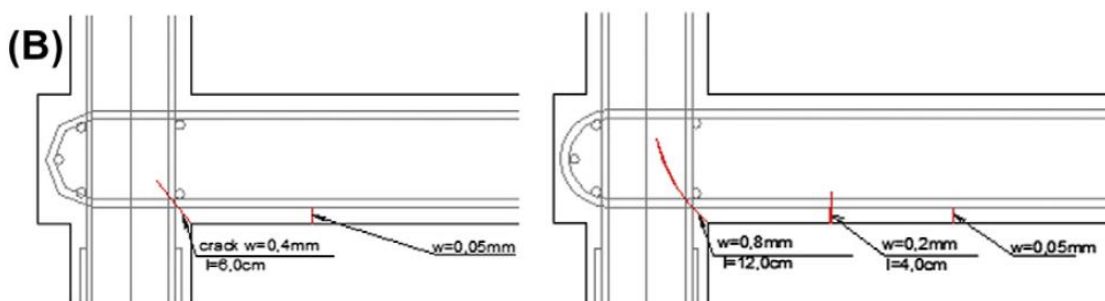


Figure 1.13 – Progression de la fissuration sur le spécimen monolithique testé, (Zenunovic & Folic, 2012)

On notera que l'espacement des fissures est d'une quinzaine de centimètres, alors que les barres de ferrailage transverse sont espacées de  $30 \text{ cm}$ .

La fissuration principale se produisant prioritairement au niveau de la jonction dans cette configuration expérimentale, les auteurs supposent que le plancher se comporte comme une poutre élastique linéaire connectée au voile par un élément de raideur en rotation non linéaire.

Pour tester cette hypothèse, sur le graphe en Figure 1.14, on superpose les courbes d'évolution de l'angle de rotation de la section de plancher (corrégée de la rotation du voile) à différentes distances du nu du voile.

Selon la théorie des poutres élastiques, une poutre encastree en console soumise à un effort ponctuel donné a un angle de rotation en un point donné qui évolue linéairement en fonction de l'effort appliqué. Le facteur de proportionnalité dépend de la distance d'application de la charge et de celle du point d'observation à l'encastrement.

Si cette théorie permet de décrire le comportement du plancher au-delà de la zone de jonction, on devrait avoir un rapport constant entre l'angle de rotation mesuré aux deux points d'observation, ce qui est bien le cas.

Cela confirme le fait que les non-linéarités de comportement, jusqu'à un niveau de sollicitation assez important, se concentrent au niveau de la zone de la jonction et de l'extrémité des éléments de structure connectés, a minima dans la configuration testée.

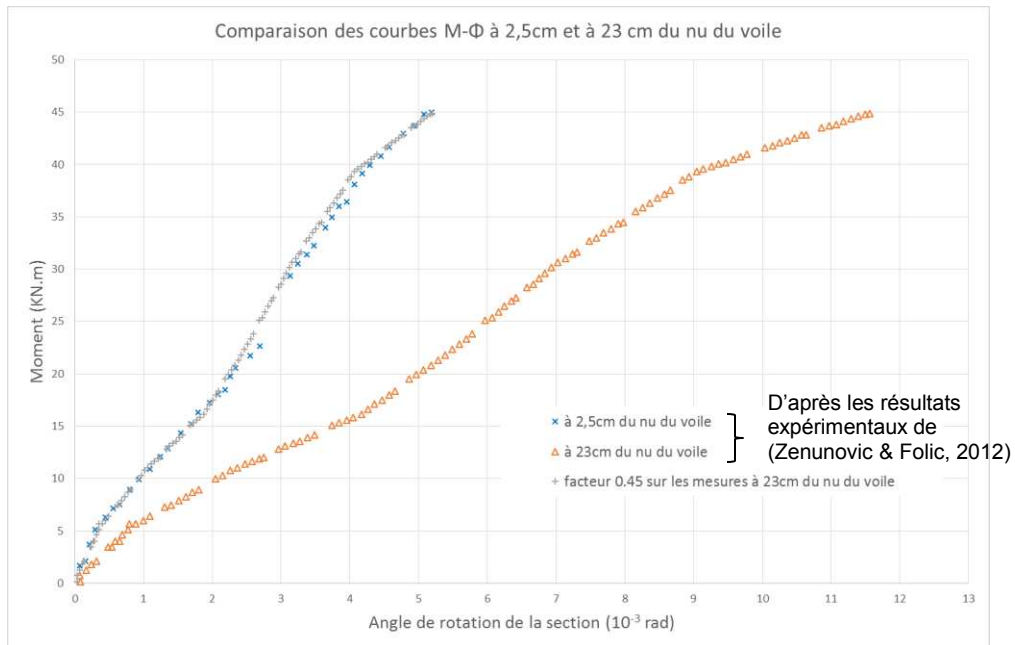


Figure 1.14 – Comparaison des mesures de rotation des sections à différentes distances du nu du voile

### 1.1.5 Conclusion sur les essais hors plan

En conclusion de ces différents essais, on peut retenir les points importants suivants par rapport aux essais en flexion et/ou cisaillement hors plan :

- Les conditions aux limites en priorité, et le rapport de résistance des différentes zones (ferraillage, dispositions constructives, épaisseur béton) dans une moindre mesure sont les principaux éléments qui semblent piloter le type de mode de fissuration et de ruine de la structure.
- Dans les essais présentés ici dont les conditions aux limites semblent relativement réalistes par rapport aux sollicitations vues par une jonction située dans un bâtiment ( (Kudzys, et al., 1995), (Zenunovic & Folic, 2012)), la fissuration se développe principalement à l'intérieur (cisaillement à  $45^\circ$  dans la jonction) et/ou aux frontières de la zone de jonction (flexion). Des non-linéarités, d'abord sans déformations irréversibles, apparaissent dès de faibles niveaux de sollicitations dans ces zones. Les premières ouvertures de fissures visibles correspondent à l'apparition des déformations irréversibles. Le comportement des éléments qui s'y raccordent (voile, plancher) reste quant à lui élastique linéaire jusqu'à un niveau de sollicitation beaucoup plus élevé.
- A niveau de sollicitation élevé dans la jonction, les mesures expérimentales sont évocatrices de phénomènes tels qu'un glissement acier-béton et une plastification des aciers dans les zones fissurées, dont les conséquences apparaissent dans la forme des boucles d'hystérésis dans le cyclique.

Il est à noter que l'ensemble de ces essais sont des essais menés en quasi-statique, cyclique ou non, et qu'aucun de ces essais n'a été mené sur des dispositions constructives réellement représentatives de celles appliquées dans les structures nucléaires étudiées dans cette thèse.

## 1.2 Essais de cisaillement dans le plan

Plusieurs essais de cisaillement dans le plan de jonctions voiles-plancher sont documentés dans la littérature. Ces essais sont à rattacher à une famille plus large d'essais visant à caractériser le comportement en tant que diaphragme de différents types de planchers (par exemple, (Chen, 1986)). Néanmoins ceux qui sont bien documentés et présentent des résultats détaillés en ce qui concerne la jonction elle-même sont assez peu nombreux.

On trouve également dans la littérature des essais visant à caractériser la raideur ou la résistance d'un plancher en tant qu'élément de couplage entre deux parties de structure résistant au cisaillement (Memon, 1984), (Hossain, 2003), (Memon & Narwani, 2011), (Ansari, et al., 2015), qui n'apportent pas non plus d'éléments significatifs sur le comportement de la zone de jonction voile / plancher en tant que telle et s'intéressent plus à la résistance au poinçonnement de la dalle.

### 1.2.1 Essais états-unis

En ordre chronologique, on citera en premier lieu une campagne expérimentale réalisée aux Etats-Unis (Nakashima, et al., 1981), qui visait à caractériser la contribution des systèmes de plancher à la résistance globale et au comportement d'un bâtiment au séisme. En particulier, les essais visent à identifier les caractéristiques du comportement dans le plan de systèmes de dalles supportées par des poutres. Les essais sont réalisés sur un système de plancher incluant 3 travées, la travée centrale supportée de part et d'autre par un voile, les extrémités supportées chacune par deux poteaux, avec un court porte-à-faux au-delà, présenté en Figure 1.15. L'échelle retenue pour les essais est de 1/4,5. L'épaisseur de dalle sur la maquette est de 40mm. Les dalles ont été dimensionnées pour résister à un chargement inférieur aux voiles, d'épaisseur 136mm, qui ont été dimensionnés pour résister à l'effort maximal de cisaillement subi au cours de l'essai. Le ferrailage est réalisé selon la pratique standard de l'ACI à cette date, i.e. en interrompant les aciers inférieurs ou supérieurs dans les zones où ils ne sont plus nécessaires pour reprendre le moment généré par les charges gravitaires.

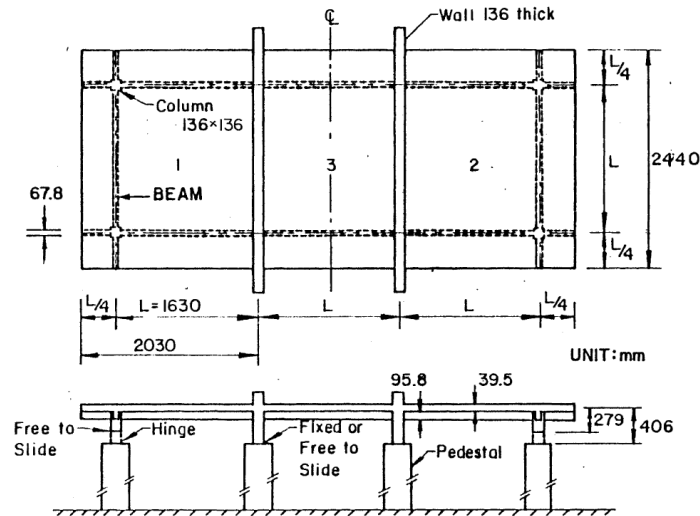


Figure 1.15 – Géométrie de la maquette et conditions aux limites, (Nakashima, et al., 1981)

Des efforts verticaux supplémentaires sont appliqués pour représenter l'ensemble des charges gravitaires sur les dalles, et des efforts horizontaux sont appliqués aux extrémités des dalles (efforts répartis le long de la file des poteaux). Différentes conditions limites et chargements sont testées : les voiles sont alternativement bloqués en pied ou libres de glisser, un chargement horizontal soit

symétrique soit antisymétrique est appliqué aux planchers, les essais sont soit monotones soit cycliques d'amplitude croissante, et les charges de cisaillement membranaires sont soit appliquées seules, soit accompagnées de charges verticales supplémentaires réparties sur un certain nombre de points de la dalle.

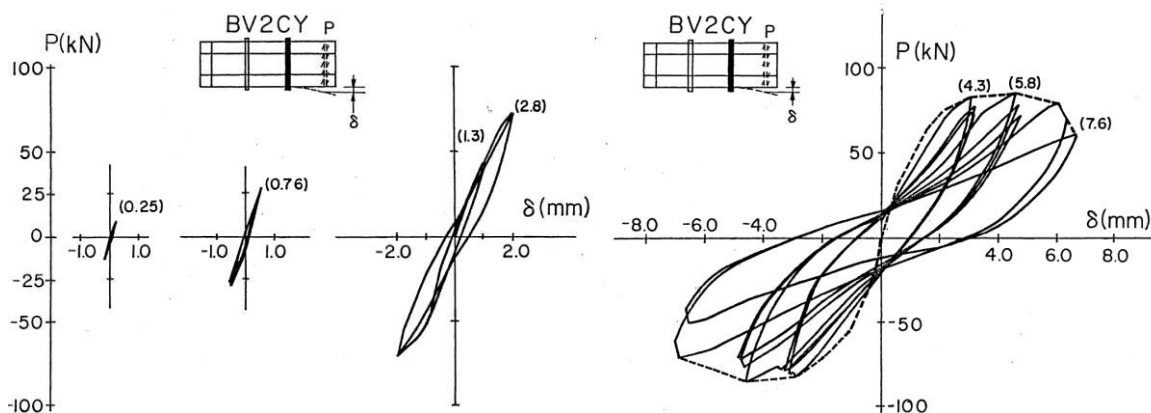


Figure 1.16 – Courbes effort –déplacement au point d'application des efforts lors d'essais cycliques d'amplitude croissante avec chargement vertical, (Nakashima, et al., 1981)

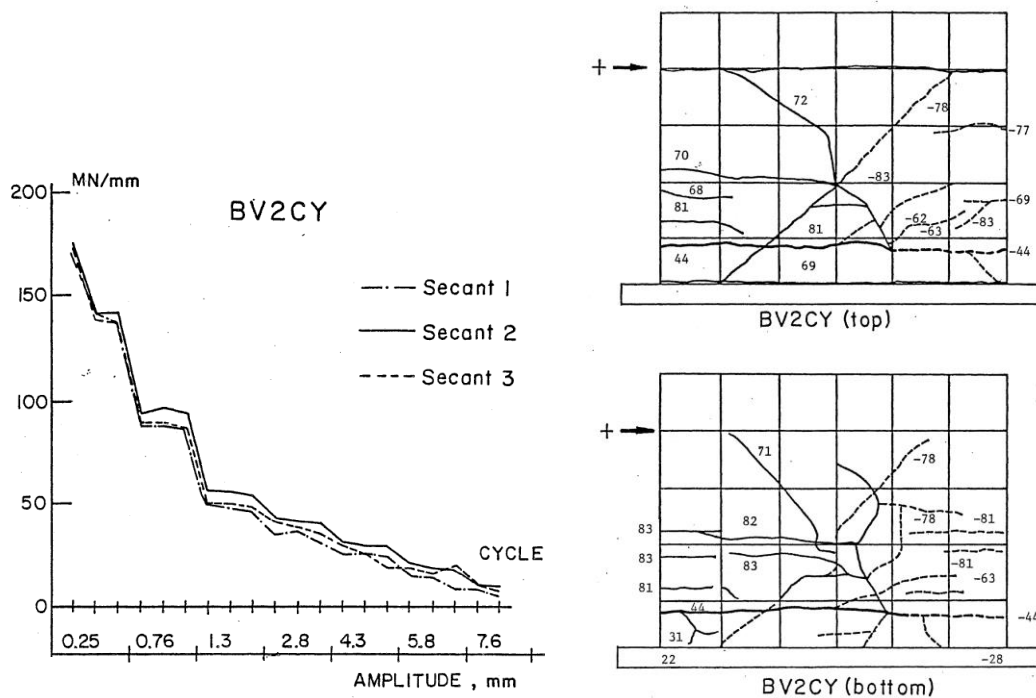


Figure 1.17 – Réduction de la raideur sécante apparente et schéma de fissuration lors d'essais cycliques avec chargement vertical, (Nakashima, et al., 1981)

On constate sur la Figure 1.16 et la Figure 1.17 une dégradation très rapide de la raideur en cisaillement apparente, dès un faible niveau de chargement. A niveau de sollicitation faible à moyen, la dissipation hystérétique est relativement faible. A des niveaux de sollicitations proches de la charge à rupture, la dissipation hystérétique est très forte à chaque incrément d'amplitude de sollicitation, mais moindre sur les cycles suivants maintenus au même niveau de sollicitation.



Le faciès de fissuration de la dalle met en lumière des fissures partant obliquement du voile et rejoignant des parallèles au voile. Ces fissures se rejoignent pour former une ligne de rupture parallèle au voile, à une distance d'environ 300 à 400mm de celui-ci. Cela correspond à une zone où les ferrailages supérieurs et inférieurs sont interrompus (zone de changement de signe du moment sous charges gravitaires), ce qui crée une zone de plus faible résistance à l'effort tranchant.

Les schémas de fissuration des essais cycliques sans chargement vertical, en Figure 1.18, sont plus représentatifs, avec une fissuration plus répartie, probablement en raison du mode d'application du chargement vertical lors des essais, qui consiste à appliquer un ensemble de charges ponctuelles et non une pression répartie.

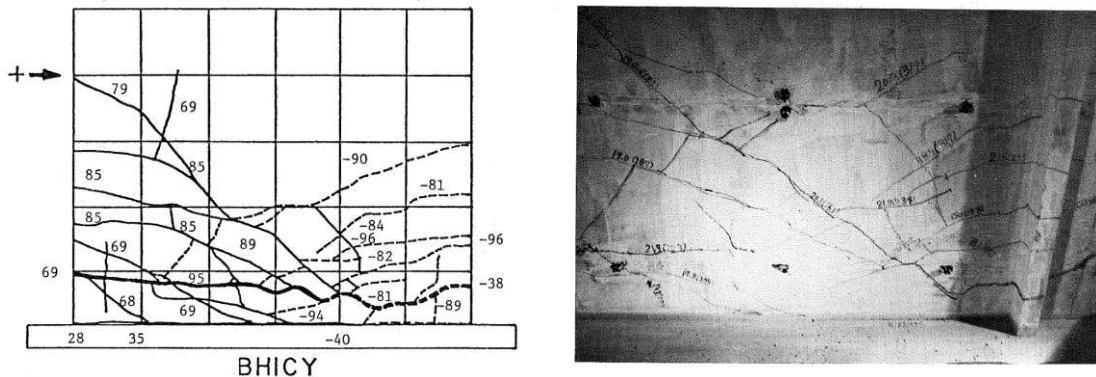


Figure 1.18 – Schéma de fissuration lors d'essais cycliques sans chargement vertical, (Nakashima, et al., 1981)

### 1.2.2 Essais canadiens

Suite à ces travaux états-uniens, on citera dans la même lignée les essais réalisés au Canada (Pantazopoulou & Imran, 1992) sur une maquette plus simple, n'incluant qu'un voile et qu'un plancher, et représentative d'une jonction intérieure (en croix), comme illustré en Figure 1.19.

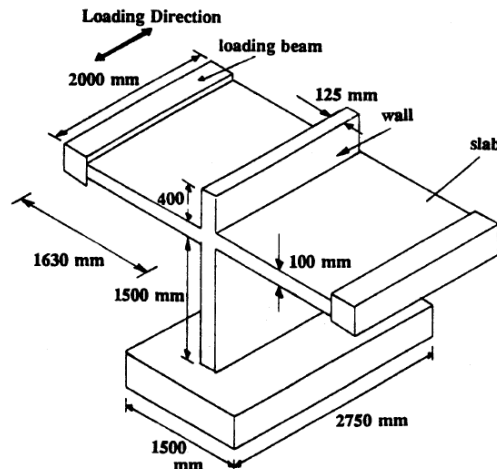


Figure 1.19 – Géométrie de la maquette et direction de chargement, (Pantazopoulou & Imran, 1992)

La maquette a été soumise à un chargement quasi-statique cyclique alterné d'amplitude croissante (Figure 1.20).

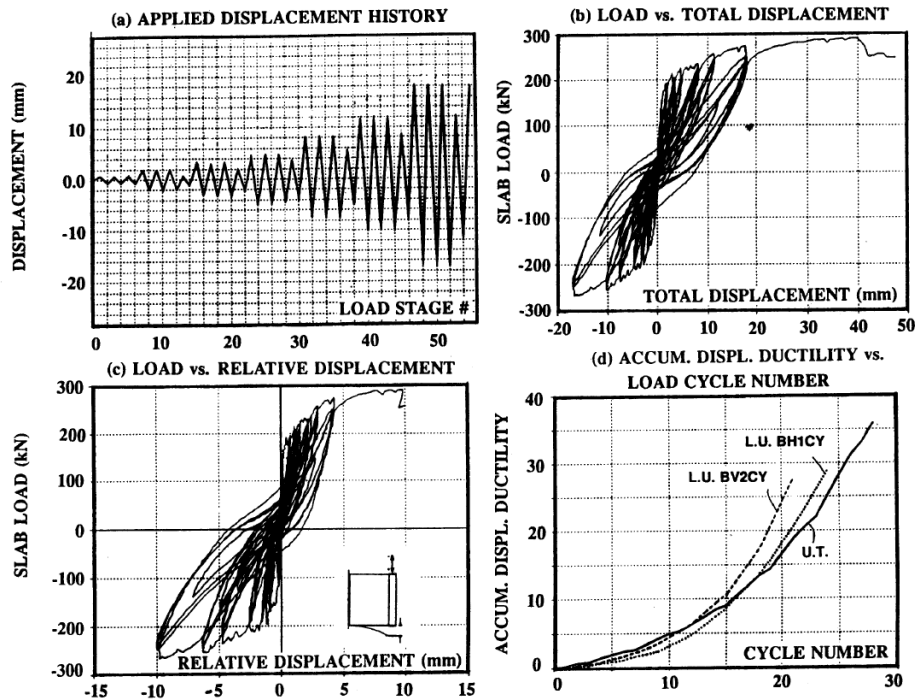


Figure 1.20 – Chargement et courbes force-déplacement en déplacement absolu et en déplacement relatif de la dalle seule, et comparaison de l'évolution du déplacement avec les essais américains, (Pantazopoulou & Imran, 1992)

La fissuration est d'abord apparue sur la face en traction du plancher, dans une zone située entre le nu du voile et 350mm de celui-ci. Associée à cette fissuration a été constatée une rupture de pente de l'enveloppe des courbes force-déplacement. Les fissures se sont propagées à travers l'épaisseur de la dalle en se rapprochant du voile à mi épaisseur. Le schéma de fissuration observé, en Figure 1.21, est assez similaire à celui des essais réalisés plus tôt aux Etats-Unis, avec la formation progressive d'une fissure parallèle à la jonction reliant entre elles les différentes fissures. Les déformations les plus importantes restent concentrées dans une zone de 500mm autour de la jonction.

Contrairement aux essais américains, la rupture s'est produite finalement à la jonction de la dalle, au nu du voile, par rupture des aciers en tension de la dalle d'un côté puis écrasement du béton du voile de l'autre côté.

Il est également à noter la fissuration du voile, restreint par la dalle, à proximité de la jonction avec la dalle, avec des fissures dans la continuité de celles de la dalle.

Les auteurs analysent (Figure 1.21) le fonctionnement de la dalle vis-à-vis du cisaillement comme celui d'une poutre de grande hauteur en flexion. Cette analyse fonctionne bien dans le cas d'une dalle de longueur de chaînage relativement courte comme celle de la maquette. Elle est sans doute moins applicable au cas d'une dalle située dans un bâtiment de grandes dimensions avec des voiles dans les deux directions.

L'action concomitante des forces gravitaires vient ajouter une dissymétrie entre les faces supérieures et inférieures de la dalle, en mettant en traction la face supérieure de la dalle à proximité de la jonction. Cela justifie l'endommagement plus précoce et plus important constaté en face supérieure.

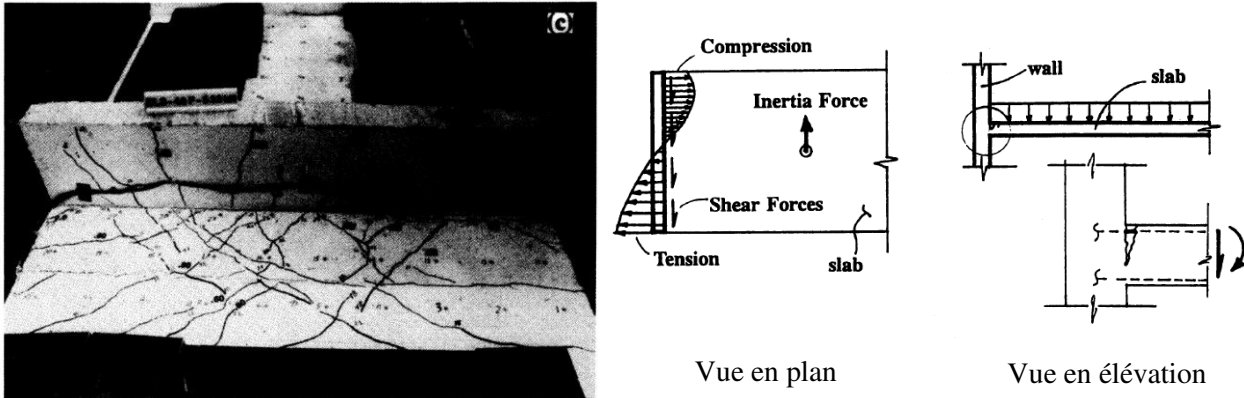


Figure 1.21 – A gauche : schéma de fissuration de la maquette à la rupture, à droite : analyse du comportement de la structure, (Pantazopoulou & Imran, 1992)

Comme pistes d'amélioration de la représentation des phénomènes pris en compte, les auteurs citent la prise en compte des effets de torsion dus aux asymétries et de ceux des charges gravitaires.

### 1.2.3 Essais indiens

On peut également citer une étude expérimentale menée en Inde (Greeshma, 2010) sur une jonction de type « externe » (en T couché) à l'échelle  $\frac{1}{4}$  avec 4 dispositions constructives différentes au niveau de la jonction dalle / voile.

La dalle est sollicitée par des cycles en déplacement dans son plan, dans la direction parallèle à la jonction. Le dispositif expérimental, présenté en Figure 1.22, permet d'appliquer du déplacement parallèlement à l'axe de la jonction à l'extrémité du plancher. Le haut du voile est chargé verticalement et en flexion au moyen d'un vérin.

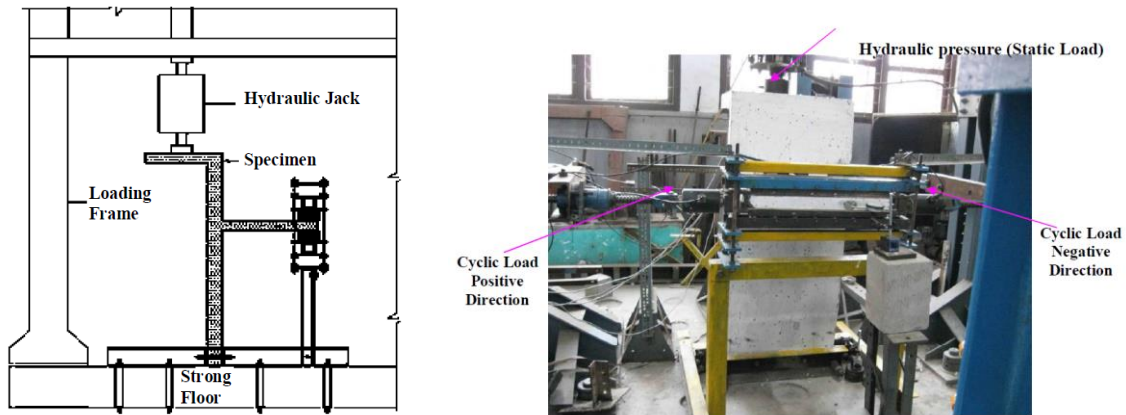


Figure 1.22 – Principe du dispositif expérimental, (Greeshma, 2010)

Les dispositions constructives suivantes ont été testées :

- DT1 : Barres du plancher se recouvrant avec un U de même diamètre, plancher non épinglé ;
- DT2 : Barres du plancher croisées à  $90^\circ$  se recouvrant avec les aciers extérieurs du voile, plancher non épinglé ;
- DT3 : Barres du plancher croisées deux fois à  $45^\circ$  dans le nœud se recouvrant avec les aciers extérieurs du voile, plancher non épinglé ;

- DT4 : Barres du plancher crossées à 90° se recouvrant avec les aciers extérieurs du voile, plancher épinglé à proximité de la jonction ;

Aucune des dispositions testées ne comprenait d'armatures longitudinales dans le chaînage.

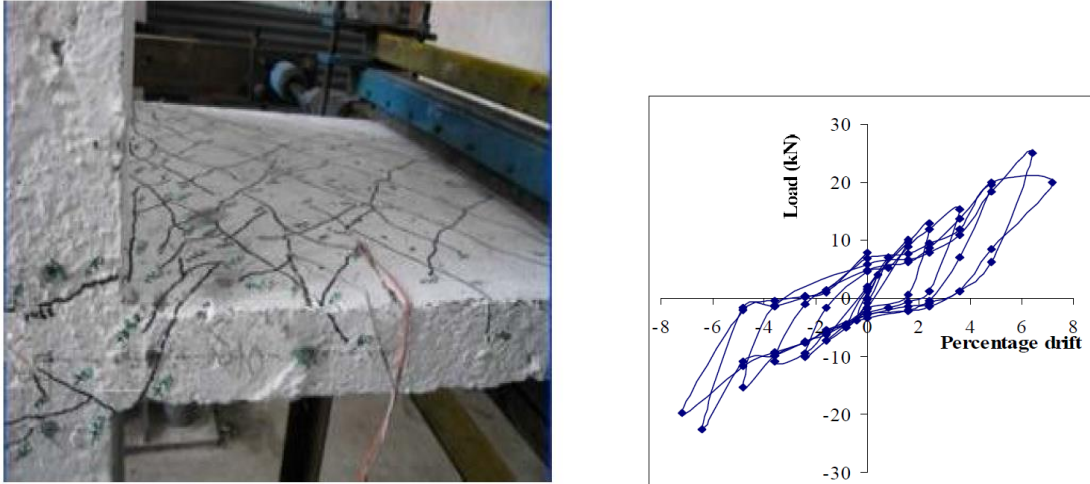


Figure 1.23 – Fissuration de la dalle et tracé des courbes force-déplacement pour la seconde disposition constructive testée, (Greeshma, 2010)

La fissuration, présentée en Figure 1.23, s'étend sur l'ensemble du plancher, avec un faciès relativement similaire aux essais précédemment présentés, traverse la jonction et continue dans le voile inférieur. La partie supérieure du voile, qui n'est pas bloquée, semble avoir peu fissuré excepté à sa connexion avec la jonction.

La première disposition constructive testée a montré une fissuration plus précoce, une rigidité et une résistance beaucoup plus faible que les trois autres (d'un facteur 2 environ). La ductilité de cette maquette était plus importante.

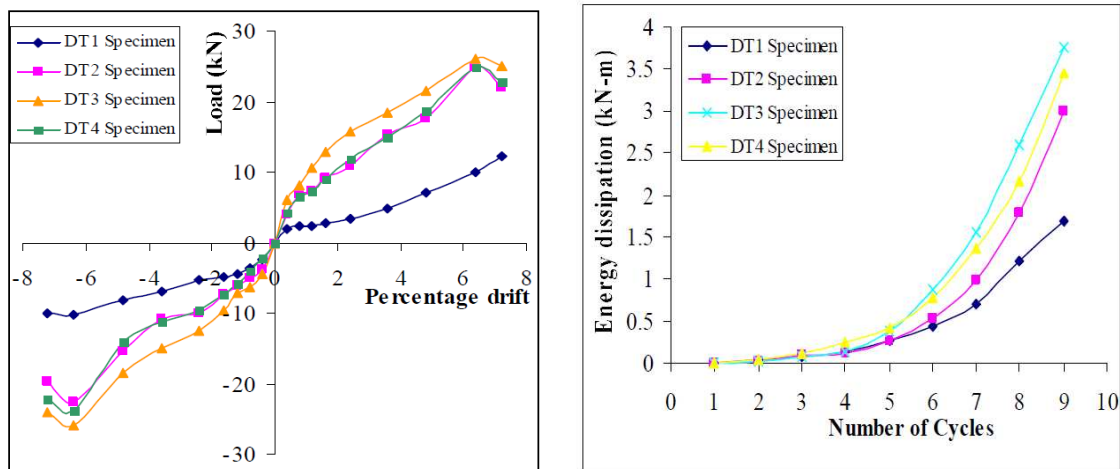


Figure 1.24 – Comparaison des enveloppes des courbes force-déplacement et cumul d'énergie dissipée au cours des cycles pour les différentes dispositions constructives, (Greeshma, 2010)

L'enveloppe des courbes force déplacement, en Figure 1.24, illustre la différence de rigidité constatée entre la première disposition constructive et les suivantes.

Il est à noter la difficulté à caractériser les conditions aux limites en base du voile, le montage expérimental retenu n'assurant probablement pas un encastrement complet du pied de la maquette. Cela explique sans doute les valeurs très élevées de déplacement (35 à 50mm de déplacement latéral pour une dalle de 500mm) ou de drift (>7%) atteintes dans cette étude en comparaison aux études précédentes. Les résultats de cette étude sont donc à considérer d'un point de vue purement qualitatif et/ou relatif entre les 4 dispositions testées.

#### 1.2.4 Conclusion sur les essais en cisaillement dans le plan

En conclusion de ces différents essais, on peut retenir les points importants suivants par rapport aux essais en cisaillement (essais cycliques quasi-statiques) dans le plan :

- Les conditions aux limites en priorité, et le rapport de résistance des différentes zones (ferrailage, dispositions constructives) dans une moindre mesure sont les principaux éléments qui semblent piloter la raideur, le schéma de fissuration et le mode de ruine de la structure (Pantazopoulou & Imran, 1992), (Greeshma, 2010). L'impact d'autres facteurs jouant sur la résistance des différentes zones tels que l'épaisseur relative des éléments de structure n'a pas été évalué au cours des essais cités.
- L'impact des charges gravitaires concomitantes est important, induisant une dissymétrie du schéma de fissuration entre les deux faces et des fissures traversantes mais non verticales, en particulier en partie inférieure de la dalle.
- La fissuration se développe dans une zone importante autour de la jonction, comprenant une partie importante de la dalle, la jonction elle-même, mais également une partie du voile au-dessus et au-dessous de la jonction, selon les conditions aux limites appliquées.
- Une dégradation importante de la raideur globale apparaît dès de faibles niveaux de sollicitations. Avec des sollicitations de niveau moyen à fort, une dissipation d'énergie importante est constatée au cours des cycles.
- A niveau de sollicitation élevé, les mesures expérimentales sont évocatrices de phénomènes tels qu'un glissement acier-béton et montrent une plastification des aciers dans les zones fissurées d'après la forme des boucles d'hystérésis. Des déformations permanentes significatives sont également observées à ce stade.

### 1.3 Conclusion sur les essais documentés dans la littérature

Les essais documentés dans la littérature sur le comportement des jonctions voile-plancher sont synthétisés dans le Tableau 1.2.

On en retiendra, en particulier, pour la conception de la campagne JVP, la nécessité d'assurer des conditions aux limites représentatives de celles vues par une jonction dans un bâtiment soumis au séisme, et celles d'instrumenter spécifiquement la zone de la jonction et les zones des voiles et planchers à proximité directe de celle-ci. On retiendra également des dispositions constructives représentatives de celles des ouvrages nucléaires étudiés.

*Tableau 1.2 – Synthèse des essais de la littérature sur le comportement des jonctions voile-plancher*

Pays	Référence	Sollicitation	Chargement	Conditions aux limites	Dispositions constructives	Mode de rupture
Japon	(Kudzy s, et al., 1995)	Flexion hors plan de la partie supérieure du voile	Quasi-statique cyclique alterné		Dalle alvéolaire préfabriquée ou coulée en place. Pas d'aciers longitudinaux de chaînage.	Flexion à l'encastrement de la dalle, cisaillement dans le cœur de la jonction ou mixte
Malaisie	(Al-Aghbari, et al., 2012)	Flexion hors plan de la partie supérieure du voile	Quasi-statique cyclique alterné		2 dispositions constructives n'assurant pas le transfert des moments de la dalle au voile. Pas d'aciers longitudinaux de chaînage.	Flexion à l'encastrement de la partie supérieure du voile
Corée du Sud	(Chun & Ha, 2014)	Flexion hors plan du plancher (tourné de 90°)	Quasi-statique cyclique alterné		3 dispositions constructives testées : attentes pliées / dépliées, coupleurs mécaniques, attentes non pliées. Pas d'aciers longitudinaux de chaînage.	Flexion à l'encastrement de la dalle
Serbie	(Zenunovic & Folic, 2012)	Flexion hors plan du plancher	Quasi-statique, monotone excepté quelques décharges		Dalle préfabriquée reposant sur console courte / coulée en place. Aciers du plancher simplement ancrés par un U.	Flexion à l'encastrement de la dalle et dans le cœur de la jonction.
USA	(Nakashima, et al., 1981)	Cisaillement membranaire	Quasi-statique cyclique alterné		Aciers principaux de flexion des dalles interrompus au changement de signe du moment	Cisaillement du plancher dans un plan parallèle au voile
Canada	(Pantazopoulos & Imran, 1992)	Cisaillement membranaire	Quasi-statique cyclique alterné		Aciers principaux de flexion des dalles non interrompus. Ferrailage d'effort tranchant dans les dalles.	Cisaillement du plancher dans un plan parallèle au voile
Inde	(Greeshma, 2010)	Cisaillement membranaire	Quasi-statique cyclique alterné		Dalle avec ou sans ferrailage d'effort tranchant. Aciers de flexion de la dalle simplement ancrés (U) ou en recouvrement avec les aciers du voile.	Fissuration à l'encastrement du plancher, dans la jonction et dans le voile.

## 2 CAMPAGNE D'ESSAIS CEA / EDF

De façon à compléter les connaissances apportées par les campagnes précédemment décrites, et en particulier de façon à obtenir des informations à la fois quantitatives et qualitatives sur le comportement des jonctions en béton armé telles qu'elles sont conçues dans les structures nucléaires, EDF et le CEA ont lancé en 2017 une campagne d'essais commune sur les jonctions voile-plancher, dans le cadre de l'institut tripartite I3P (EDF, CEA et AREVA). Ces essais visent à améliorer la connaissance du comportement et de la robustesse des jonctions voile-plancher en béton armé au séisme.

### 2.1 Présentation de la campagne

Les enjeux de cette campagne d'essais sont de comprendre les phénomènes mécaniques en jeu dans la jonction au travers des cinématiques et des modes de dégradation et également de servir de base de validation expérimentale aux modélisations. La plage de sollicitation étant large, il est attendu de cerner le comportement des jonctions dans le domaine élastique et jusqu'à un niveau de non-linéarité modéré, correspondant aux limites du domaine de fonctionnement visé pour ces structures.

La campagne s'inscrit dans la poursuite des objectifs industriels détaillés dans les paragraphes suivants.

Dans le cadre des calculs de la tenue au séisme des bâtiments, on vise à améliorer l'évaluation du ferrailage nécessaire dans les voiles et planchers à proximité immédiate des jonctions et dans un second temps à quantifier les marges disponibles par rapport à la ruine et de quantifier la ductilité. On cherche à mieux représenter la mécanique de la jonction, dans un cadre élastique, pour intrinsèquement mieux représenter les distributions des moments et, dans un cadre réglementaire, proposer une alternative aux méthodes d'écrêtage des moments au niveau des lignes d'appui qui sont peu pratiquées en conception nucléaire compte tenu de la taille des modèles et de la complexité des géométries. On souhaite aussi évaluer la redistribution des efforts suite à une première dégradation, et vérifier, selon les dispositions constructives, la capacité résistante de la jonction. Au final il est attendu d'évaluer le ferrailage de manière plus réaliste.

Dans le cadre de la tenue des équipements au séisme, on souhaite pouvoir intégrer l'impact du comportement des jonctions voile-plancher sur les spectres de planchers. L'intégration dans un modèle non linéaire des modes de dégradation de la jonction et de la dissipation d'énergie associée permettra de se donner la possibilité de mieux évaluer les sollicitations transmises aux planchers, et in fine aux équipements qu'ils supportent.

Pour améliorer nos connaissances du comportement des jonctions voile-plancher à la fois sous sollicitations hors plan du plancher et dans le plan du plancher, en statique et en dynamique, quatre maquettes de jonction en béton armé à l'échelle  $\frac{1}{4}$  ont donc été conçues :

- Deux maquettes doivent être testées sous des sollicitations hors plan du plancher (flexion et cisaillement hors plan), l'une en quasi-statique, l'autre en dynamique (avec les masses additionnelles nécessaires).
- Deux maquettes doivent être testées sous des sollicitations dans le plan du plancher (cisaillement membranaire), l'une en quasi-statique, l'autre en dynamique (avec les masses additionnelles nécessaires).

Les essais quasi-statiques sont des essais réalisés sur le massif de réaction du CEA Saclay, en cyclique non alterné.

Les essais dynamiques sont menés sur la table vibrante Azalée du CEA Saclay.

Les essais en flexion hors plan, statique et dynamique, ont été réalisés en 2018. Les essais dynamiques en cisaillement ont également été réalisés en 2018. Suite à des aléas dans la fabrication de la dernière maquette, les essais en cisaillement statique n'ont pas pu être réalisés en 2019 et sont prévus pour 2021.

Les essais en cisaillement dynamique n'ont pu faire l'objet d'une interprétation complète, en raison de l'absence des essais statiques correspondants et d'une rupture prématurée de la maquette en dehors de la zone de jonction, suite à une erreur de ferrailage, sans avoir obtenu d'endommagement significatif de la jonction.

Les essais en cisaillement de la campagne ne seront en conséquence pas détaillés dans ce manuscrit.

### *2.1.1 Description des maquettes*

Les essais statiques et dynamiques sont menés sur deux fois deux maquettes de géométrie relativement similaire, présentées en Figure 1.25 : un voile d'une épaisseur de 16cm et d'une hauteur totale de 2m environ auquel se raccordent deux planchers de part et d'autre aux deux tiers de sa hauteur environ. Les planchers sont épais de 9cm et ont une portée de 1,5m. En rive de chaque plancher, parallèlement au voile, une poutre de chargement permet d'appliquer les efforts souhaités pour les essais statiques. Les poutres de rive sont supportées à chaque extrémité par un poteau métallique articulé en tête et en pied. Les jonctions sont de type monolithique au sens de l'EN1992-1-1.

Ces maquettes sont représentatives d'une mise à l'échelle  $\frac{1}{4}$  approximative de structures nucléaires. Les lois de similitude de Cauchy-Froude (CEB, 1994) ont été respectées, à l'exception des masses additionnelles qui ont été ajustées et du taux de ferrailage de la maquette. En effet, les masses additionnelles, dont le cumul total devrait être égal au triple de la masse de la maquette pour  $\lambda = 1/4$ , ont été réduites et disposées de façon à ne pas entraver l'observation des zones d'intérêt. Un respect complet des lois de similitude en termes de masses additionnelles aurait également entraîné la nécessité d'un ferrailage beaucoup plus important des planchers.

Les principes de dimensionnement et les dispositions constructives usuelles pour les structures nucléaires ont été respectés dans la jonction et dans les zones au voisinage immédiat de celle-ci.

Le voile est précontraint pour assurer la représentativité de la contrainte verticale (de l'ordre de 3MPa) par rapport à une jonction située dans une structure réelle.

Les deux maquettes qui sont testées en flexion hors plan, en statique et en dynamique, comportent deux liaisons rotules sous la base du voile, une à chaque extrémité. Elles sont chargées de 1,75t de masses additionnelles, réparties en rive des planchers.



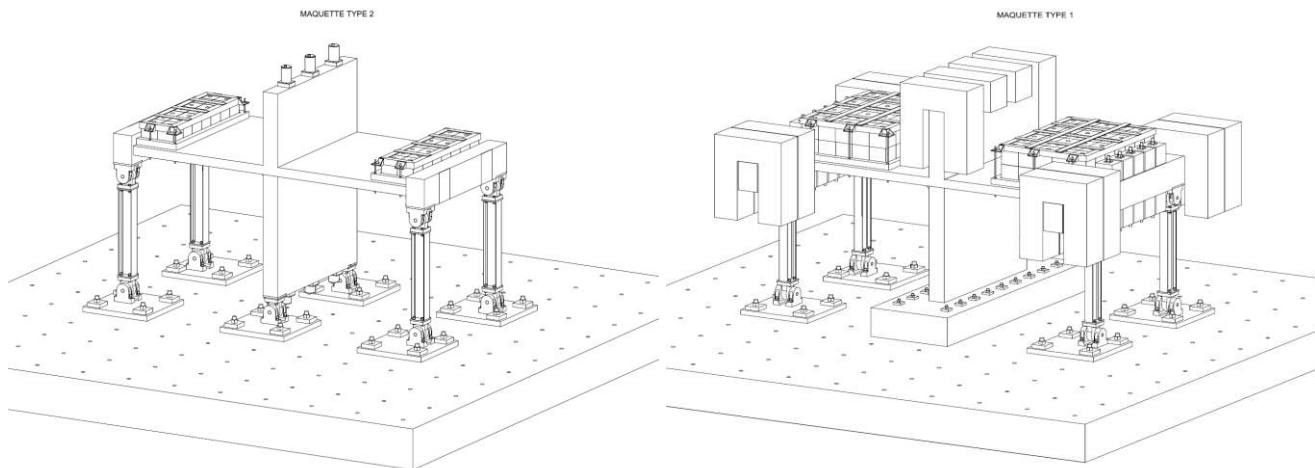


Figure 1.25 – Schéma de la maquette dite de « flexion » (à gauche) et de la maquette de « cisaillement » (à droite), d’après (NUVIA Structure, 2017)

Les deux maquettes qui sont testées en cisaillement dans le plan, en statique et en dynamique, comportent quant à elles une semelle de 30cm de haut et 80cm de large permettant d’encastrer la base de la maquette. Elles sont chargées de 23t de masses additionnelles, réparties sur la tête de voile, les planchers et les poutres de rive. Ces masses additionnelles sont supérieures à celles exigées par le rapport d’échelle, pour abaisser suffisamment la fréquence propre pour que celle-ci soit dans le domaine du pilotage de la table.

### 2.1.2 Description des essais

Les maquettes dites de flexion sont sollicitées principalement suivant l’axe perpendiculaire au plan du voile (axe x) :

- Les essais quasi-statiques consistent à appliquer un chargement horizontal avec un vérin sur l’une des poutres de rive, perpendiculairement au plan du voile. Ce chargement est cyclique d’intensité croissante, non alterné, la poutre étant uniquement poussée par le vérin mais n’étant pas tirée dans la direction opposée.
- Lors du chargement dynamique, appliqué par l’intermédiaire de la table vibrante Azalée, des accélérations sont exercées dans les directions horizontale (direction x – perpendiculaire au plan du voile) et verticale (direction z). Des séquences de chargement successives, ou « runs » d’amplitude croissante, à contenu de type sismique large bande, sont appliquées à la structure. Des chargements de type bruit blanc dans les trois directions sont intercalés entre chacun des runs sismiques de façon à évaluer l’évolution des fréquences propres de la structure.

Les maquettes dites de cisaillement sont quant à elles sollicitées principalement dans la direction correspondant à l’axe de la jonction (c’est-à-dire l’intersection du plan du voile et celui du plancher, correspondant à l’axe y) :

- Lors des essais dynamiques, un chargement sous formes d’accélérations horizontales dans la direction y est appliqué sur la maquette.
- Lors des essais quasi-statiques, il est prévu d’appliquer un chargement horizontal cyclique dans la même direction par l’intermédiaire de vérins s’appuyant sur les extrémités des poutres de rive.

Néanmoins il est important de noter que la sollicitation exercée produit également une flexion plane notable dans le plan du plancher et dans le plan du voile.

Les directions de sollicitation pour les quatre maquettes sont schématisées sur la Figure 1.26.

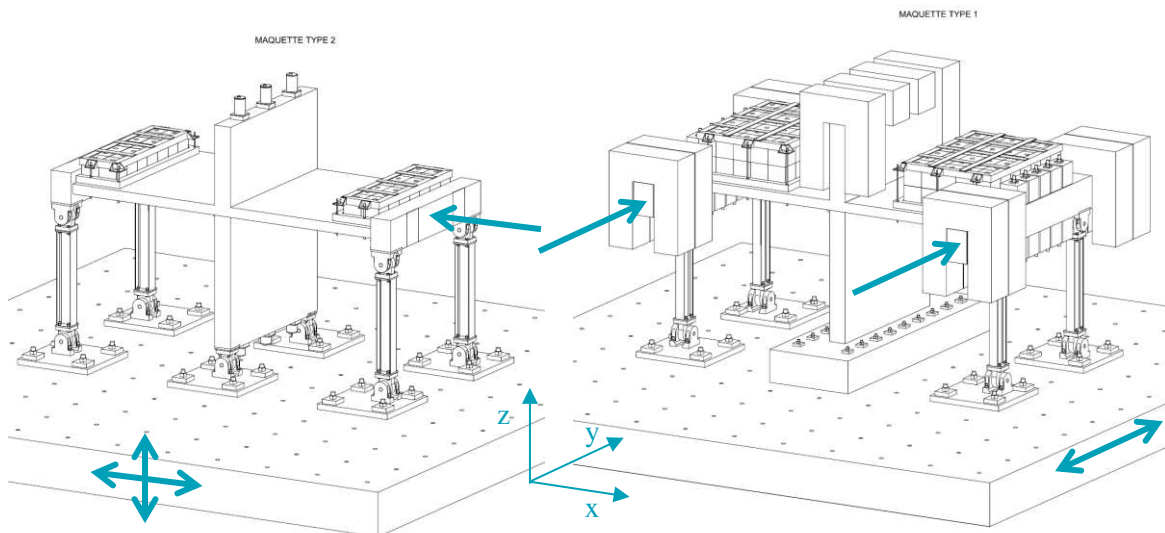


Figure 1.26 – Directions de sollicitation des maquettes flexion (à gauche) et cisaillement (à droite) d'après (Chaudat, 2016) et (NUVIA Structure, 2017)

Les niveaux de chargement exercés sur les maquettes visent à en caractériser le comportement sous un niveau de sollicitation modéré, limité à plus ou moins 3 fois le niveau de dimensionnement, et non d'aller jusqu'à la ruine.

Dans les paragraphes suivants, les caractéristiques des différentes maquettes, les conditions aux limites et chargements appliqués, les résultats obtenus ainsi que les premiers éléments d'interprétations seront présentés en détail pour les essais dits de flexion.

Les essais de cisaillement ne seront pas détaillés dans ce manuscrit, pour les raisons présentées plus haut.

## 2.2 Essais de flexion hors plan statique et dynamique

### 2.2.1 Conception et dimensionnement des maquettes

La conception de la maquette s'inspire à la fois de la mise à l'échelle  $\frac{1}{4}$  d'une partie de structure nucléaire comportant la jonction de voiles et de planchers, et du retour d'expérience des campagnes d'essais précédentes, incluant les essais CEA / EDF sur les maquettes SMART (Fontan, et al., 2014), (Lermitte, et al., 2009), ou les campagnes d'essais sur les jonctions identifiées dans la littérature et présentées aux paragraphes 1.1 et 1.2.

L'ensemble des données présentées dans ce paragraphe proviennent des rapports d'essais (Chaudat, 2020) et (Chaudat, 2020), ainsi que des notes et plans de dimensionnement (NUVIA Structure, 2017) et (NUVIA Structure, 2017).

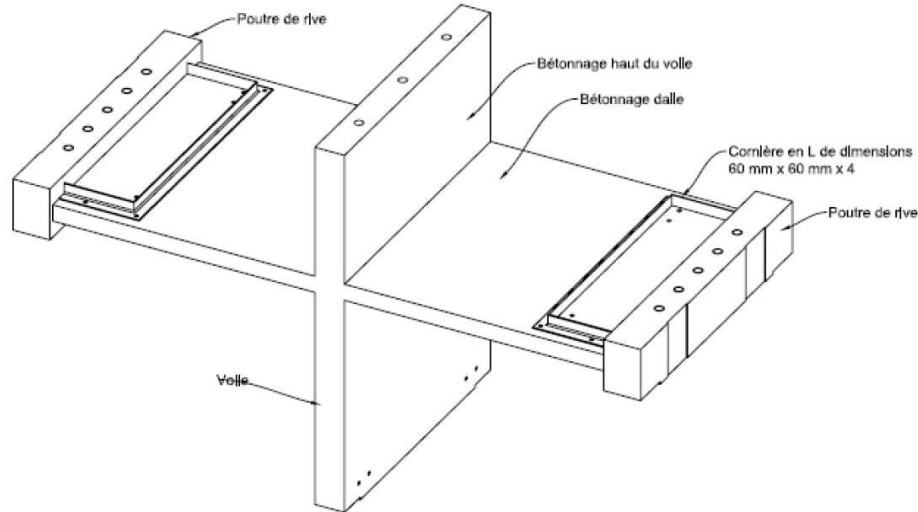


Figure 1.27 – Vue axonométrique de la maquette flexion d’après (Chaudat, 2020)

Le coefficient  $\frac{1}{4}$  est visé, pour limiter au maximum la taille des maquettes tout en conservant une faisabilité technique et des matériaux conformes aux standards et disponibles couramment. En particulier, le diamètre 6mm est le plus petit diamètre disponible actuellement en acier haute adhérence (acier HA de type B500B). Pour le béton (C30/37), la mise à l’échelle des granulats n’est pas complète (granulats de diamètre maximal 8mm) mais aussi proche que possible de celle-ci tout en restant sur une formulation usuelle de béton. Des essais à l’échelle 1 auraient été préférables, pour améliorer le réalisme, mais n’étaient pas envisageables en raison des capacités expérimentales disponibles.

De même, la mise à l’échelle des masses n’est pas complètement conforme au principe de similitude de Cauchy-Froude (CEB, 1994), pour tenir compte des contraintes de faisabilité et de représentativité du taux de ferrailage des sections.

La géométrie des maquettes est présentée sur les vues en Figure 1.28.

Les maquettes statiques et dynamiques ont été dimensionnées de façon identique, par rapport à un chargement sismique représenté par un spectre EUR sol mou pour un amortissement de 5%, calé à une ZPA de 0,25g, et mis à l’échelle (multiplication par 2 des fréquences), présenté en Figure 1.29.

Le dimensionnement a été effectué de façon conforme à l’Eurocode 2 et aux principes des règles spécifiques applicables pour les bâtiments nucléaires, dans la zone de jonction et à son voisinage immédiat. Le dimensionnement est donc effectué en élastique à l’ELU accidentel correspondant au chargement sismique calé à 0,25g, niveau qui sera donc la référence pour les évaluations de marges grâce aux essais. Au-delà de ces zones, aux extrémités du voile, de la réhausse et des planchers, les principes de l’Eurocode 8 ont été suivis pour assurer la capacité de la structure à résister à un niveau de chargement de 1,5g, avec un coefficient de comportement  $q=3$ .

Le dimensionnement a ensuite fait l’objet d’une vérification sous le chargement quasi-statique correspondant à la poussée du vérin sur la maquette statique.

Les masses additionnelles présentes visent à respecter la loi de similitude et à assurer une masse suffisante pour que le mode propre principal en flexion de la maquette soit dans la gamme correspondant au pic de sollicitation du spectre, de façon à continuer à solliciter la structure même lorsque celle-ci commence à se dégrader et sa fréquence propre à diminuer.

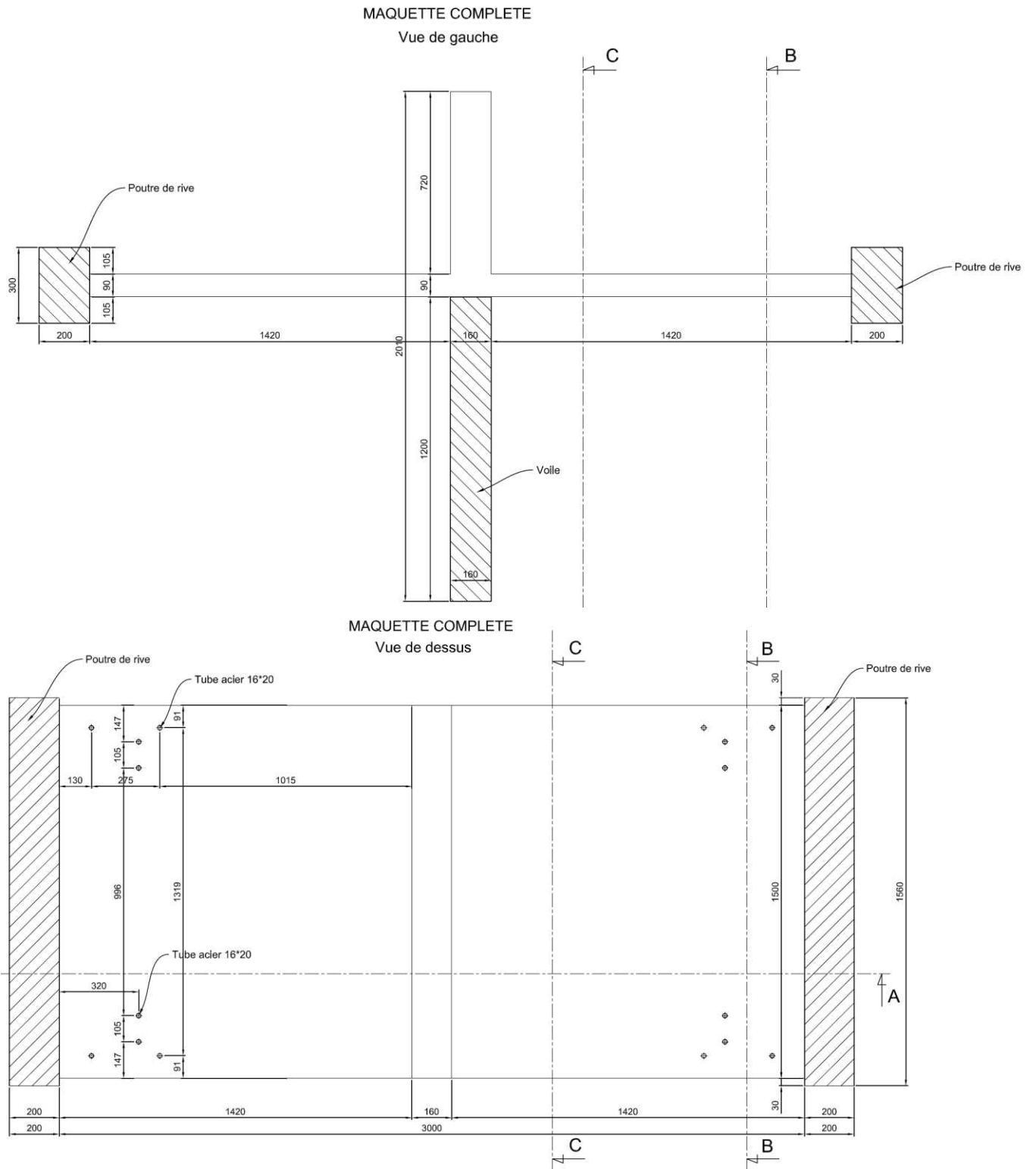


Figure 1.28 – Vues de côté et du dessus de la maquette d'après (NUVIA Structure, 2017)

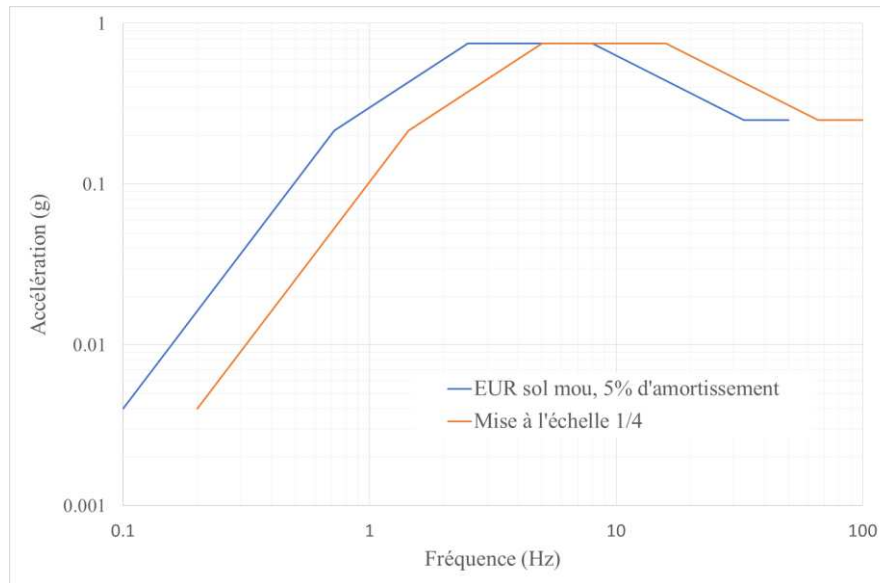


Figure 1.29 – Spectre de séisme de dimensionnement

D'un point de vue dispositions constructives, les principes suivants ont été appliqués en complément des dispositions de l'Eurocode 2 :

- La section minimale d'armatures filantes du chaînage de la jonction voile plancher devait être supérieure à 0,5% de la section de béton commune au voile et au plancher.
- Les longueurs de recouvrement des aciers de la maquette sont conformes aux requis de l'Eurocode 2 pour de « mauvaises conditions » d'adhérence.
- Le ferrailage d'effort tranchant minimal dans le voile et le plancher est de 4 épingles par  $m^2$ , tout en respectant le taux de ferrailage minimum défini par l'Eurocode 2.
- Les extrémités basse du voile et haute de la réhausse respectent les dispositions constructives de l'Eurocode 8 avec un chaînage et un confinement de type « end of wall ».

Le dimensionnement a été effectué à partir des hypothèses matériau suivantes : un module d'Young  $E_{\text{béton}} = 30\text{MPa}$ , une résistance en compression  $f_{ck} = 30\text{MPa}$ , une masse volumique du béton armé  $\rho = 2500\text{kg/m}^3$ , un coefficient de Poisson  $\nu = 0.2$  et un taux d'amortissement  $\xi = 5\%$ .

La précontrainte verticale du voile est appliquée au moyen de 3 barres de diamètre 26.5mm, non adhérentes, injectées à la cire. La tension initiale appliquée aux barres est à 45% de leur limite à rupture, soit 464MPa (256kN/barre). A la mise en tension, l'effort de compression dans le voile est évalué à 3,2MPa. La valeur de précontrainte du voile est évaluée à 2.9MPa après les pertes instantanées, et à 2,4MPa après les pertes différées (retrait, fluage, relaxation).

Les masses additionnelles placées sur une zone de chaque plancher, contre les poutres de rive, représentent une masse de  $24 \times 67 + 4 \times 33,5 = 1742\text{ kg}$  au total. La masse totale de la maquette, avec ses masses additionnelles, est d'environ 3640 kg.

Les calculs de dimensionnement de la maquette ont été effectués conformément aux pratiques usuelles de l'ingénierie, à l'aide d'un modèle éléments finis de plaques. Les éléments représentant le voile et ceux représentant le plancher sont considérés comme parfaitement encastés au niveau de l'axe de la jonction.

Le premier mode dans la direction x de la structure, qui sollicite le plancher en flexion hors plan, mobilise plus de 90% de la masse de la structure. Sa fréquence est évaluée à 5,05Hz à l'aide du

modèle utilisé pour les études de dimensionnement. La déformée associée est représentée en Figure 1.30.

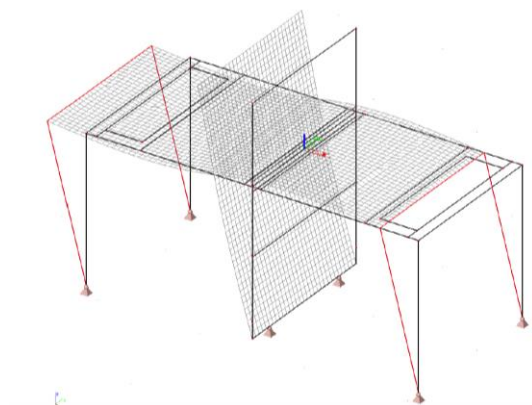


Figure 1.30 – Mode propre principal dans la direction x, à une fréquence de 5,05Hz, d’après (NUVIA Structure, 2017)

Les résultats du dimensionnement du plancher à l’ELU accidentel de séisme sont résumés dans le Tableau 1.3 pour les zones situées à proximité immédiate de la jonction, soit sur une largeur de 1m de part et d’autre du voile.

Tableau 1.3 – Sections d’armatures calculées et mises en place dans le plancher, à proximité de la jonction

		$A_{s,calc}$ [cm <sup>2</sup> /ml]	$A_{s,min}$	$\phi$ [mm]	e [mm]	$A_{s,réel}$ [cm <sup>2</sup> /ml]
Nappe inférieure	direction X	4.43	1.40	6	50	5.65
	direction Y	1.21	1.13	6	200	1.41
Nappe supérieure	direction X	5.27	1.40	6	50	5.65
	direction Y	1.44	1.13	6	200	1.41

Les résultats du dimensionnement du voile à l’ELU accidentel de séisme sont résumés dans le Tableau 1.4 pour les zones situées à proximité immédiate de la jonction, soit sur une hauteur de 0.6m sous le plancher et de 0.72m au-dessus (soit la totalité de la réhausse).

Tableau 1.4 – Sections d’armatures calculées et mises en place dans le voile, à proximité de la jonction

		$A_{s,calc}$ [cm <sup>2</sup> /ml]	$A_{s,min}$	$\phi$ [mm]	e [mm]	$A_{s,réel}$ [cm <sup>2</sup> /ml]
Face 1 / Face 2	direction horizontale	0.68	1.60	6	150	1.88
	direction verticale	0.68	3.20	8	150	3.35

Le faible taux de ferrailage calculé dans le voile s’explique par la précontrainte qui lui est appliquée.

Le taux de ferrailage longitudinal du chaînage est de 0,78% (4 HA6 sur une section de 0,16m x 0,09m), en conformité avec les pratiques nucléaires, qui prévoient un taux de ferrailage minimal des chaînages de 0,5 à 1% de la section.

Les armatures du voile et du plancher sont continues au travers du chaînage, sans recouvrement étant donné à la fois les faibles dimensions de la maquette mais également les faibles valeurs d'enrobages, qui rendraient délicats la réalisation et l'épinglage de ces recouvrements.

A proximité de la jonction, le taux de ferrailage du voile en zone courante, hors ferrailage d'effort tranchant, est de  $51 \text{ kg/m}^3$ , et celui du plancher est de  $123 \text{ kg/m}^3$ . Il est à noter que, s'il n'était précontraint, le voile serait sous-ferrillé vis-à-vis de sollicitations en flexion.

Sur la Figure 1.31 et la Figure 1.32 sont présentées des vues des plans de ferrailage du voile et du plancher de la maquette.

La vérification de la maquette avec le ferrailage tel que défini ci-dessus sous cas de chargement statique de poussée donne les résultats présentés dans le Tableau 1.5, en termes de comparaison des besoins en ferrailage dans la direction x du plancher avec les sections mises en places :

Tableau 1.5 – Comparaison des sections d'armatures calculées et mises en place dans le plancher, dans la direction x, d'après (NUVIA Structure, 2017)

	Encastrement voile/plancher			Limite zone jonction / zone courante		
	$A_{s,calc}$ [cm <sup>2</sup> /ml]		k = $A_{s,calc} / A_{s,réel}$	$A_{s,calc}$ [cm <sup>2</sup> /ml]		k = $A_{s,calc} / A_{s,réel}$
	Face inf.	Face sup.		Face inf.	Face sup.	
Séisme avec ZPA à 0.25g	4.74	5.63	1.0	2.32	1.26	0.4
Séisme avec ZPA à 1.5g	11.08	11.87	2.1	4.32	3.10	0.8
Poussée statique 20kN	2.78	3.60	0.6	1.55	0.49	0.3
Poussée statique 40kN	6.12	6.93	1.2	2.70	1.40	0.5

Ces résultats montrent que la section de béton armé est juste dimensionnée au séisme à 0,25g, sans marge supplémentaire significative, et que le cas de charge de poussée correspondant à des besoins en ferrailage identiques à la section mise en place dans le plancher dans la direction x, soit un coefficient  $k = A_{s,calc} / A_{s,réel} = 1$ , est de 32kN, le dimensionnement étant effectué en élastique linéaire.

Dans la direction y de la dalle (direction transversale), les résultats sont présentés dans le Tableau 1.6.

Dans la direction y, le cas de charge de poussée correspondant à des besoins en ferrailage identiques à la section mise en place dans le plancher est de 29kN de poussée statique.

On peut donc considérer que le niveau de dimensionnement vis-à-vis de la maquette quasi-statique correspond à une poussée vérin d'environ 30kN, et que la zone de plancher correspondant à l'encastrement du plancher dans le voile sera la première à s'endommager.

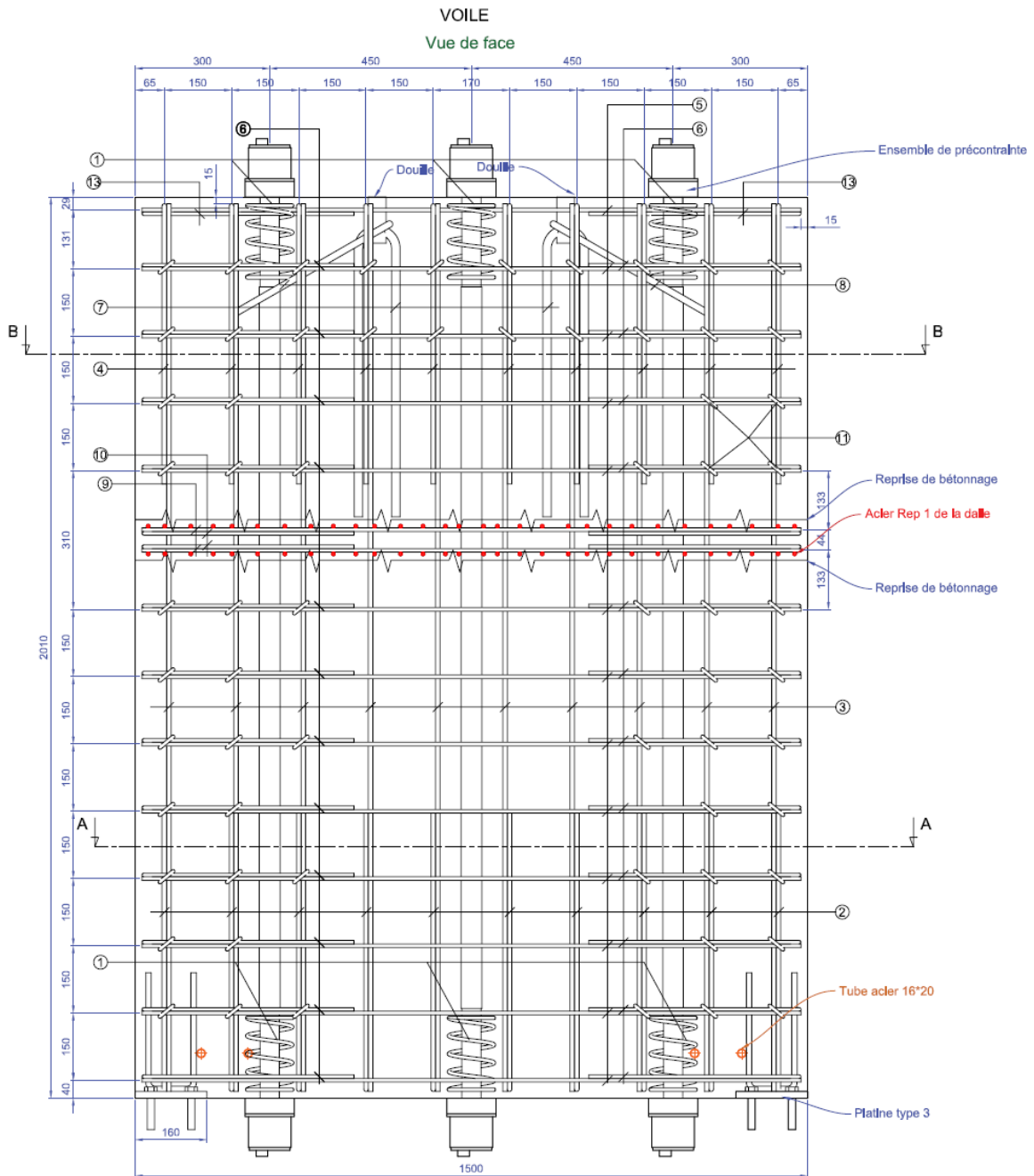


Figure 1.31 – Ferrailage du voile, d'après (NUVIA Structure, 2017)



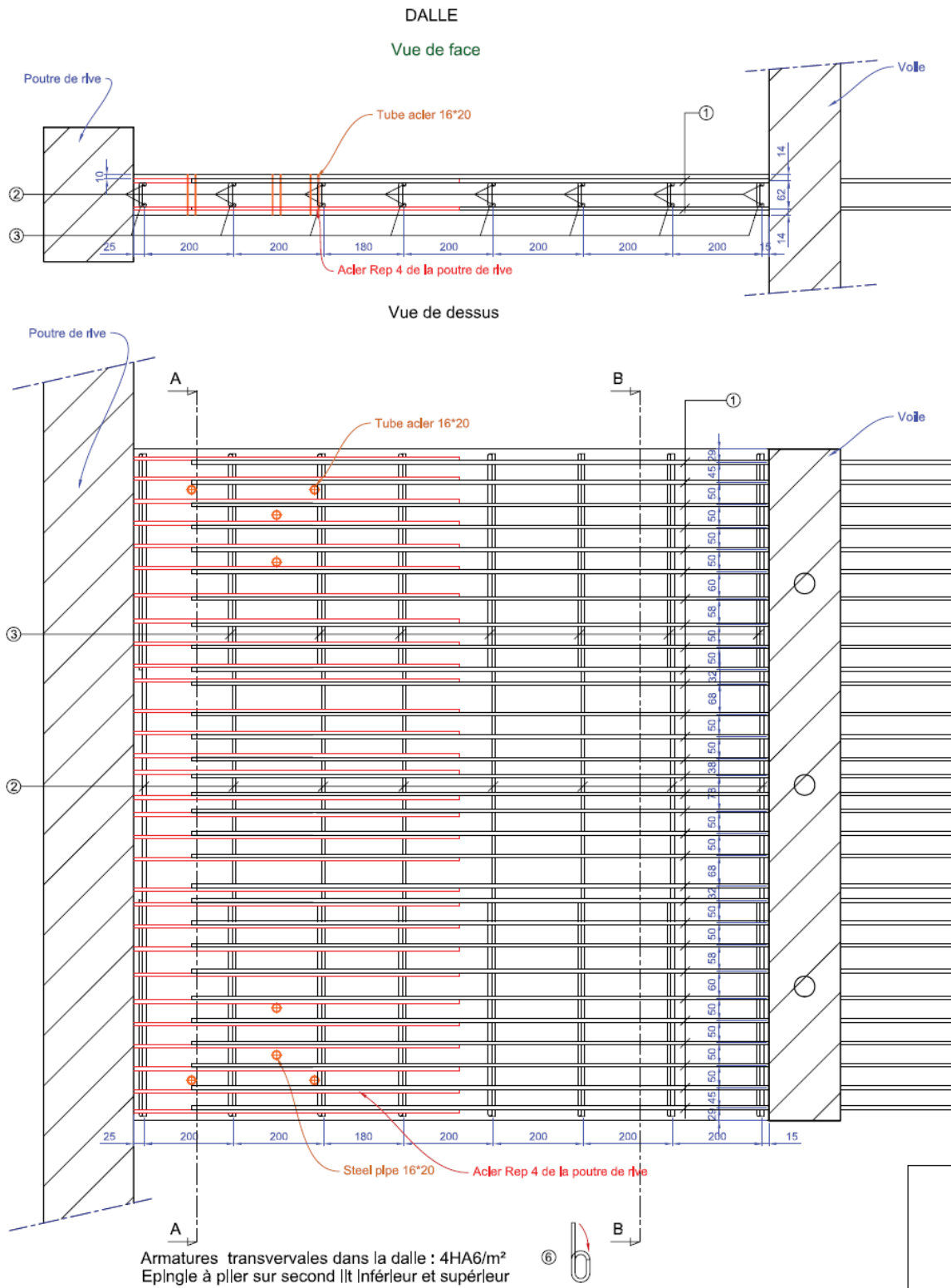


Figure 1.32 – Ferrailage de la dalle, d'après (NUVIA Structure, 2017)

Tableau 1.6 – Comparaison des sections d’armatures calculées et mises en place dans le plancher, dans la direction y, d’après (NUVIA Structure, 2017)

	Encastrement voile/plancher			Limite zone jonction / zone courante		
	$A_{s,calc}$ [cm <sup>2</sup> /ml]		$k = \frac{A_{s,calc}}{A_{s,réel}}$	$A_{s,calc}$ [cm <sup>2</sup> /ml]		$k = \frac{A_{s,calc}}{A_{s,réel}}$
	Face inf.	Face sup.		Face inf.	Face sup.	
Sésime avec ZPA à 0.25g	1.28	1.41	1.00	0.45	0.28	0.32
Séisme avec ZPA à 1.5g	2.52	2.79	1.98	0.77	0.52	0.55
Poussée statique 20kN	0.89	1.09	0.77	0.33	0.19	0.23
Poussée statique 40kN	1.55	1.80	1.28	0.51	0.33	0.36

## 2.2.2 Caractéristiques des matériaux

Des essais de caractérisation ont été menés sur les matériaux constitutifs des maquettes, de façon à en déterminer les propriétés. Les principaux résultats en sont listés ci-après pour le béton et les aciers de ferrailage des maquettes flexion.

### 2.2.2.1 Caractéristiques du béton

Les valeurs de résistance en compression à 28 jours (essais normalisés) et les valeurs de résistance en compression, en traction, de module d’Young, de déformation au pic et d’énergie de fissuration  $G_f$  au moment de l’essai sont identifiées dans le Tableau 1.7 pour la maquette statique et dans le Tableau 1.8 pour la maquette dynamique. Ces valeurs ont été obtenus en réalisant les essais normalisés sur 3 éprouvettes pour les coulées des voiles et des planchers.

Tableau 1.7 – Caractéristiques du béton de la maquette flexion statique à 28 jours et à la date de l’essai

	Résistance en compression à 28j [MPa]	Résistance en compression [MPa]	Résistance en traction [MPa]	Module d’Young [GPa]	Déformation au pic [‰]	Energie de fissuration $G_f$ [J/m <sup>2</sup> ]
Voile et poutre de rive	34.5 ± 1.9	35.1 ± 0.8	3.4 ± 0.25	29.4 ± 0.0	3.59 ± 0.01	121.2 ± 18.1
Plancher	28.4 ± 1.0	28.5 ± 1.1	1.85 ± 0.07	28.25 ± 0.4	2.86 ± 0.36	105.3 ± 14.8

Il est à noter que le béton du plancher de la maquette flexion statique possède des caractéristiques significativement inférieures à celles attendues pour un béton C30/37, qui était la classe de béton spécifiée lors de la fabrication.

La résistance en traction affichée ici est particulièrement faible et assez différente de la valeur usuelle de  $f_c/10$ , qui a été obtenue sur une éprouvette mais écartée par le laboratoire car trop éloignée des deux autres résultats obtenus. Par la suite on évaluera également la possibilité que la résistance en traction soit proche de  $f_t = 2,85\text{MPa}$ .

Tableau 1.8 – Caractéristiques du béton de la maquette flexion dynamique à 28journs et à la date de l'essai

	Résistance en compression à 28j [MPa]	Résistance en compression [MPa]	Résistance en traction [MPa]	Module d'Young [GPa]	Déformation au pic [%]	Energie de fissuration $G_f$ [J/m <sup>2</sup> ]
Voile	33.2 ± 1.8	40.9 ± 0.4	3.8 ± 0.3	30.9 ± 0.2	3.84 ± 0.24	51.7 ± 16.7
Plancher	32.2 ± 0.8	38.5 ± 0.6	3.46 ± 0.2	28.5 ± 0.4	4.06 ± 0.26	83.1 ± 17.6

Les valeurs caractéristiques mesurées sur le béton de la maquette flexion dynamique correspondent quant à elles aux caractéristiques attendues pour un béton de type C30/37, à l'exception des énergies de fissuration dont la valeur évaluée est très faible.

Remarque : le béton de la réhausse de la maquette flexion statique, et les bétons de la réhausse et des poutres de rive de la maquette flexion dynamique n'ont pas fait l'objet d'essais de caractérisation.

### 2.2.2.2 Caractéristiques des aciers de ferrailage

Les caractéristiques des aciers de ferrailage évaluées lors des essais de caractérisation (limite élastique, limite à rupture, et allongement à rupture) sont présentées dans le Tableau 1.9.

Tableau 1.9 – Caractéristiques des aciers de ferrailage des maquettes

Diamètre [mm]	$R_{p0,2}$ [MPa]	$R_m$ [MPa]	$R_m/R_{p0,2}$	$A_{gt}$ [%]
12	547,2 +/-2,3	587,4 +/-1,7	1,07 +/-0,002	3,98 +/-0,13
10	527 +/-7,0	567,8 +/-8,4	1,07 +/-0,01	4,44 +/-0,36
8	580 +/-31,4	621,8 +/-30,5	1,07 +/-0,005	3,74 +/- 0,17
6	574 +/-8,40	622 +/-6,9	1,08 +/-0,01	2,36 +/-0,31

On notera que les valeurs mesurées d'allongement à la rupture sont très faibles pour les barres de diamètre 6 et 8mm, et sont inférieures à la norme ( $A_{gt} \geq 4\%$ ).

### 2.2.2.3 Caractéristiques de la liaison acier-béton

Les caractéristiques de la liaison acier-béton ont été évaluées par le biais d'essai pull-out standards, pour les barres de diamètre 6mm.

Les résultats en sont présentés dans le Tableau 1.10. On notera les résultats très faibles par rapport à la norme. En particulier, il a été observé lors des essais que les indentations des barres « HA6 » étaient très peu marquées, et certaines des barres pouvaient tourner dans les échantillons avant essai. Il est donc possible que leur adhérence au béton ne soit pas représentative du niveau d'adhérence obtenu avec des barres HA de plus fort diamètre dans une structure réelle.

Tableau 1.10 – Caractéristiques de la liaison acier-béton

	Maquette flexion statique – voile et poutre de rive	Maquette flexion statique – plancher	Maquette flexion dynamique – voile	Maquette flexion dynamique - plancher
Contrainte au pic [Mpa]	6.10 ± 1.40	4.39 ± 0.93	5.32 ± 1.91	3.87 ± 1.30

### 2.2.3 Instrumentation

L'instrumentation des maquettes de flexion destinées aux essais statiques et dynamiques est assez différente, et fait donc l'objet de deux paragraphes distincts ci-après.

#### 2.2.3.1 Instrumentation de la maquette de flexion statique

La maquette est instrumentée de la façon décrite ci-dessous, pour suivre le plus précisément possible au cours des séquences de chargement l'évolution des efforts et moments exercés, des déplacements, des rotations des sections, des ouvertures de fissures et des déformations dans les aciers.

Le chargement effectué par le vérin, suivant l'axe  $X^+$ , est réalisé en déplacement imposé. Le déplacement est mesuré par le capteur LVDT de la tige du vérin. La force exercée par le vérin est enregistrée à partir du capteur  $\Delta P$  du vérin.

Des capteurs de déplacements, de type capteurs à câble, ont également été répartis sur la maquette pour mesurer :

- Les déplacements suivant X au niveau des poutres de rives, aux 4 angles et aux centres des planchers, ainsi qu'en base du voile et au sommet de la réhausse ;
- Les déplacements suivant Y aux extrémités des planchers à proximité des poutres de rive, ainsi qu'au niveau de la jonction voile-plancher ;
- Les déplacements suivant Z aux 4 angles et aux centres des planchers, ainsi qu'en base du voile ;
- Les déplacements à 45° entre le plancher et le voile, en partie centrale de la maquette, de façon à corroborer les informations des inclinomètres situés à proximité.

Des inclinomètres, mesurant l'angle de rotation autour de l'axe Y (axe de la jonction), ont également été positionnés sur le pignon, aux nus de la jonction, et en partie centrale de la maquette, à proximité des capteurs de déplacement à fil placés à 45° entre le voile et le plancher.

La Figure 1.33 illustre la répartition des différents capteurs sur la maquette.

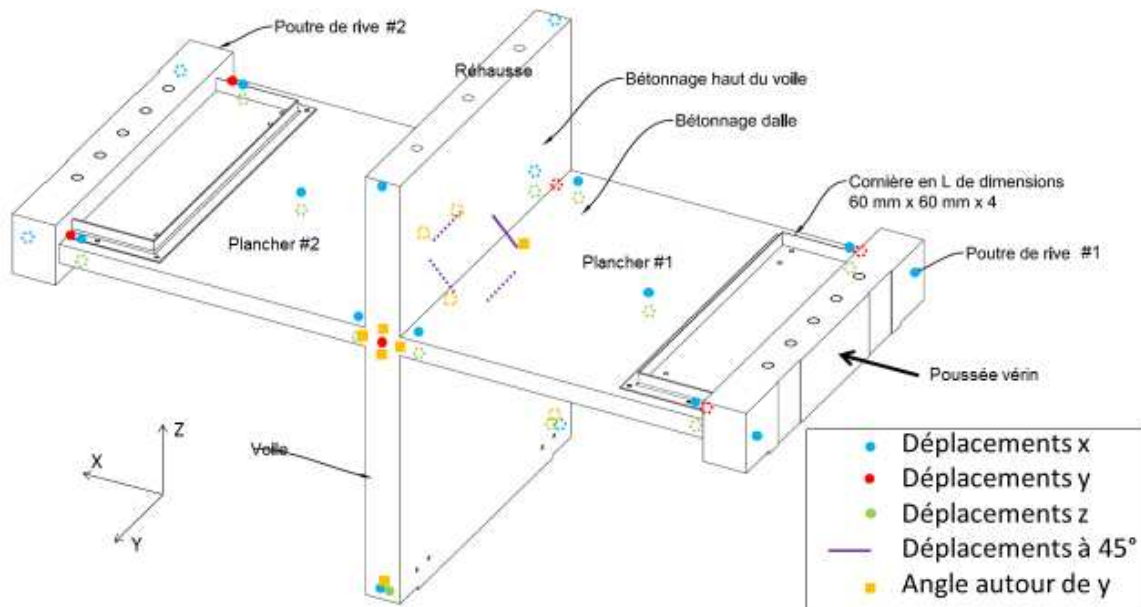


Figure 1.33 – Instrumentation de la maquette

Des capteurs d'ouverture de fissure ont également été posés en cours d'essai sur la fissure apparue le long du voile, en face supérieure du plancher 1 (côté vérin), comme illustré en Figure 1.34.

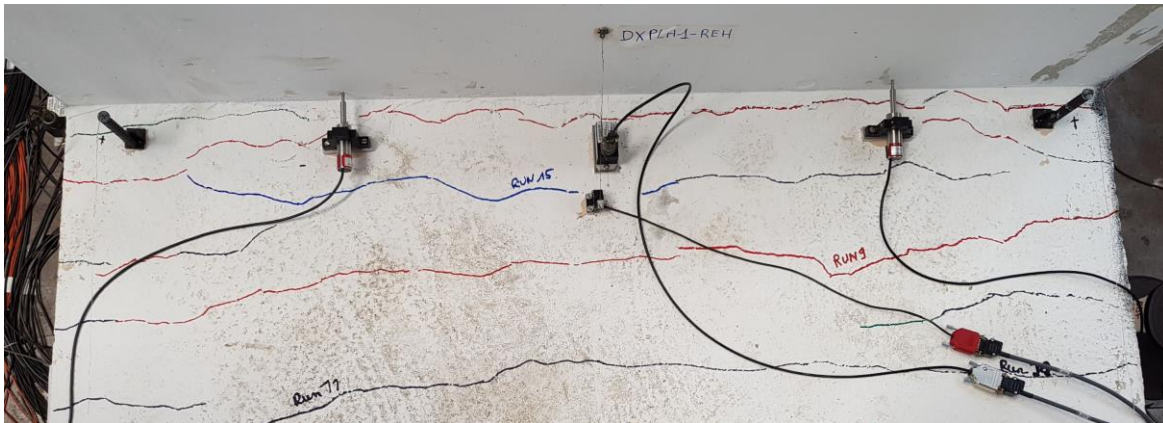


Figure 1.34 – Positionnement des capteurs d'ouverture de fissure

Des jauges de déformation avaient été collées sur les poteaux métalliques, en parties basse et haute, sur la semelle du profilé. Ces jauges devaient permettre de calculer l'effort de traction transitant dans les poteaux, et d'en déduire la valeur du moment s'exerçant sur chaque plancher. Malheureusement, ces jauges ayant été collées trop près des platines d'about, qui étaient peu épaisses, leurs résultats n'ont pas été exploitables en raison d'un gauchissement important du profilé dans cette zone.

Des mesures par fibre optique étaient également prévues pour évaluer la déformation dans les aciers de ferrailage, mais n'ont pas fonctionné, la fibre ayant été endommagée pendant la construction de la maquette. Aucune jauge conventionnelle n'avait été positionnée, il n'y a donc pas d'information directe sur la déformation des aciers d'armatures, même si l'exploitation des mesures d'ouverture

de fissure permet d'identifier l'instant correspondant au début de plastification de l'acier et/ou de sa liaison avec le béton.

Les déformations et ouvertures de fissures dans 3 zones ont également été suivies par stéréocorrélation d'images, les deux pignons (localement au niveau de la jonction et à proximité dans le plancher côté  $Y^-$ , et pour le suivi de la déformée globale du pignon côté  $Y^+$ ), ainsi qu'en sous-face du plancher côté  $X^+$ , sur le plancher 2 (du côté opposé au vérin). La totalité de ces mesures n'a pas encore pu être exploitée au moment de la rédaction de ce manuscrit.

### 2.2.3.2 Instrumentation de la maquette de flexion dynamique

L'instrumentation de la maquette de flexion dynamique vise à suivre, au cours des séquences de chargement successives, l'évolution des accélérations, des déplacements (en particulier résiduels), des vitesses de rotation des sections, des ouvertures de fissures et des déformations dans les aciers.

La maquette est sollicitée au moyen de la table vibrante Azalée, schématisée en Figure 1.35 et pilotée par huit vérins hydrauliques : deux vérins dans la direction X, deux vérins dans la direction Y, et deux vérins dans la direction Z. Le contrôle de l'ensemble de ces vérins doit permettre d'aboutir au signal visé en accélération au centre de la table. Dans les faits, on constate certaines différences entre le signal visé et les accélérations mesurées sur le plateau de la table, le pilotage n'étant pas parfait. On enregistre en particulier les déplacements imposés au niveau des vérins, qui pourraient être utiles pour reproduire les observations expérimentales s'il y avait des interactions significatives entre la table et la maquette et/ou une accélération non uniforme du plateau de la table, ainsi que les accélérations au centre du plateau de la table (i.e. sous le voile de la maquette). Il est à noter qu'aucune interaction particulière n'est attendue dans le cas de la maquette flexion dynamique, relativement souple et de masse relativement faible, contrairement à la maquette cisaillement dynamique, dont la raideur est proche de celle de la table et la masse beaucoup plus importante.

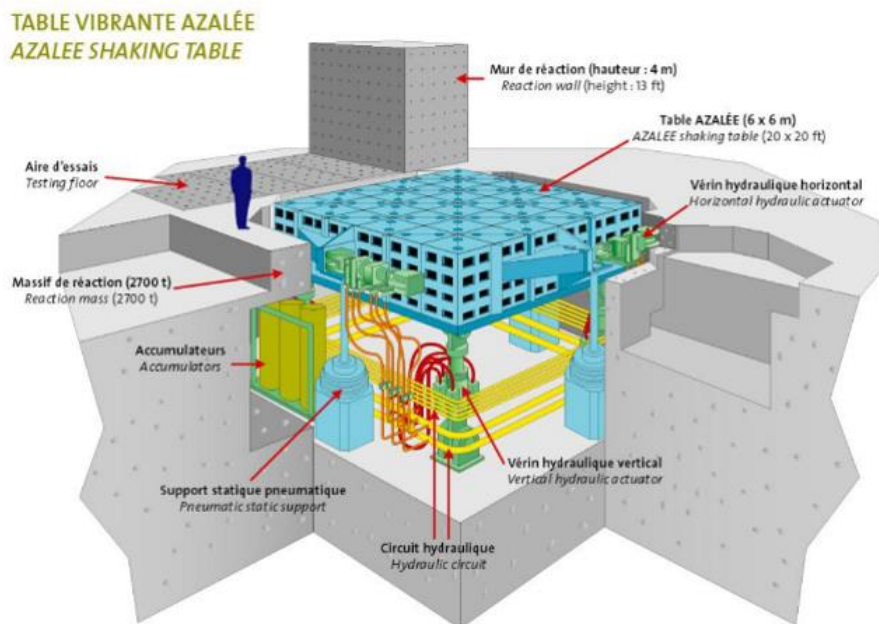


Figure 1.35 – Principe de fonctionnement de la table vibrante Azalée, d'après (Chaudat, 2020)

Des accéléromètres permettent de suivre les accélérations aux points suivants de la maquette :

- Les accélérations suivant X, Y et Z au niveau de la base des rotules supportant la maquette, des extrémités côté  $Y^+$  des poutres de rives, ainsi qu'en base du voile ;
- Les accélérations suivant X et Y au sommet de la réhausse, côté  $Y^+$  ;
- Les accélérations suivant X et Z au niveau de l'axe de la jonction voile-plancher, côté  $Y^+$  ;
- Les accélérations en x à mi-hauteur de la partie basse du voile, côté  $Y^+$ , ainsi qu'au sommet de la réhausse, côté  $Y^-$  et au-dessus des masses additionnelles sur les deux planchers ;
- Les accélérations suivant Y sur les planchers, à proximité des poutres de rive, de part et d'autre de la maquette ;
- Les accélérations suivant Z aux centres des planchers et à mi-portée des planchers côté  $Y^+$ .

La position des accéléromètres, dont la fréquence d'échantillonnage est de 512Hz, est illustrée en Figure 1.36.

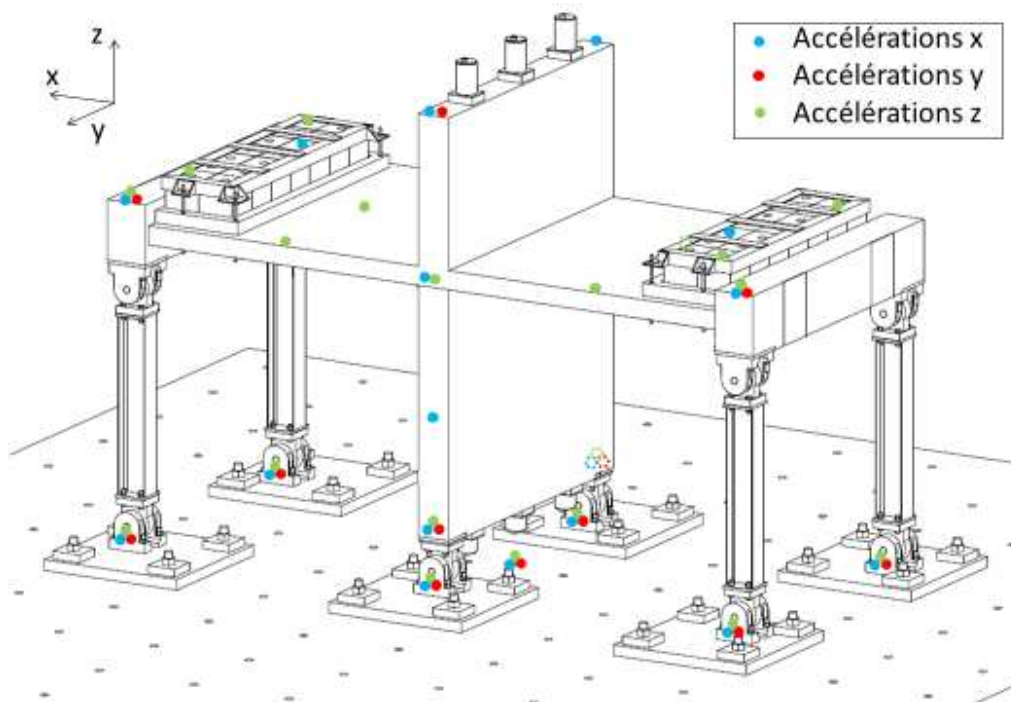


Figure 1.36 – Positionnement des accéléromètres sur la maquette et sur la table Azalée

Des capteurs de déplacements, de type capteurs à câble, ont également été répartis sur la maquette pour mesurer :

- Les déplacements en x au niveau des poutres de rives ;
- Les déplacements en y aux extrémités des planchers à proximité des poutres de rive ;
- Les déplacements en z aux centres des planchers ;
- Les déplacements à  $45^\circ$  entre le plancher et le voile, en partie centrale de la maquette, de façon à corroborer les informations des gyromètres situés à proximité.

Des gyromètres, mesurant la vitesse de rotation autour de l'axe Y (axe de la jonction), ont été positionnés sur le pignon, aux nus de la jonction, et en partie centrale de la maquette, à proximité des capteurs de déplacement à fil placés à  $45^\circ$  entre le voile et le plancher.

La Figure 1.37 illustre la répartition des différents capteurs en déplacement et en vitesse de rotation sur la maquette.

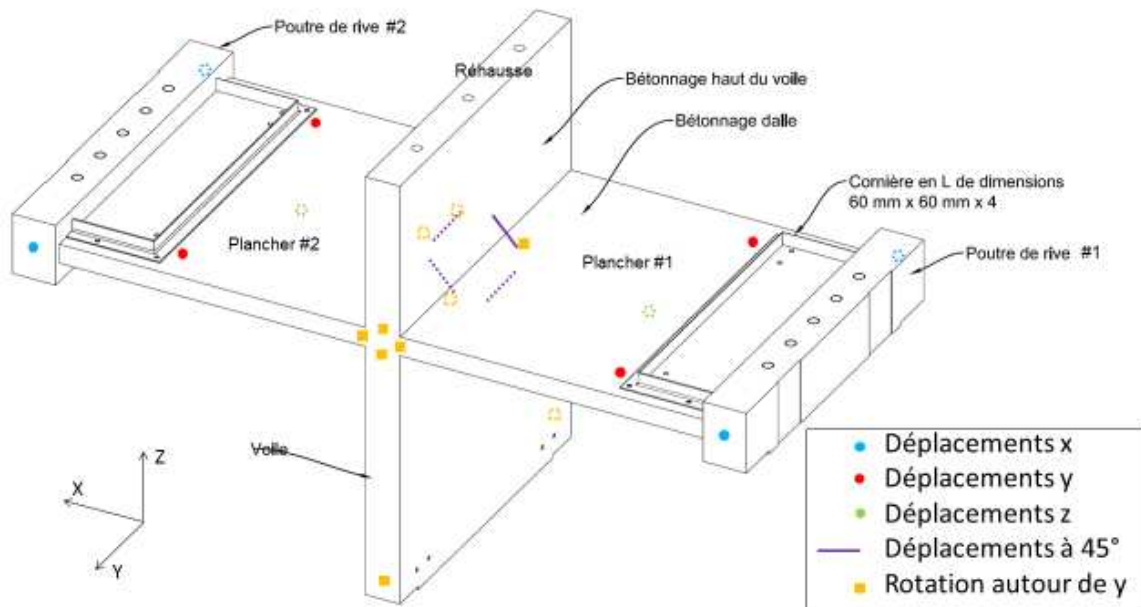


Figure 1.37 – Position des capteurs en déplacement et en vitesse de rotation sur la maquette

Des capteurs d'ouverture de fissure, visibles en Figure 1.38, ont été posés en cours d'essai sur la fissure apparue le long du voile, en face supérieure du plancher 2 (côté  $X^+$ ).

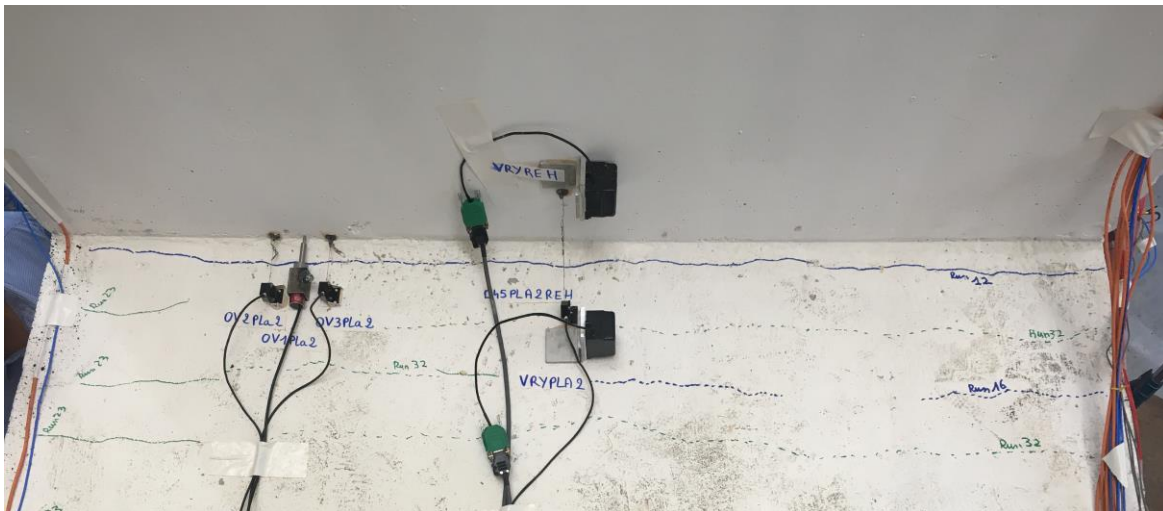


Figure 1.38 – Positionnement des capteurs d'ouverture de fissure

Des jauges de déformation ont été collées sur les poteaux métalliques, en partie médiane des profilés, sur la semelle du profilé, suite aux difficultés rencontrées sur les essais flexion statique. Ces jauges permettent de calculer l'effort de traction transisant dans les poteaux, et d'en déduire la valeur du moment s'exerçant sur chaque plancher.

Des mesures par fibre optique ont également été réalisées pour évaluer la déformation dans les aciers de ferrailage. Les mesures sont réalisées de façon ponctuelle, par réseau de Bragg, en continu pendant les essais dynamiques. Des mesures après chaque séquence de chargement sont réalisées le



long de zones de mesures continues sur les mêmes aciers par le biais de la technologie OFDR. Ces mesures ont permis d'obtenir des déformations dans les aciers, jusqu'à un certain niveau de déformation pendant l'essai. Ces mesures sont décrites de façon détaillées par (Magne, 2019). Par sécurité, des jauges conventionnelles ont été positionnées en complément de façon ponctuelle sur certains aciers.

Les déformations et ouvertures de fissures dans 3 zones ont été suivies par stéréo-corrélation d'images, les deux pignons (localement au niveau de la jonction et à proximité dans le plancher côté  $Y^-$ , et pour le suivi de la déformée globale du pignon côté  $Y^+$ ), ainsi qu'en sous-face du plancher côté  $X^-$ , sur le plancher 1. Ces mesures n'ont pas encore pu être exploitées au moment de la rédaction de ce manuscrit.

#### 2.2.4 Conditions aux limites et chargement

Pour représenter d'une façon aussi réaliste que possible les effets d'une sollicitation de type sismique sur une jonction située à l'intérieur d'un bâtiment, l'objectif est de laisser libre les rotations de la base du voile, et d'assurer des conditions aux limites équivalentes à un appui glissant aux extrémités des planchers.

En pratique, des rotules de type MTS 249.23 ont été installées en pied et en tête des 4 poteaux métalliques supportant les poutres de rive. Ces rotules permettent les rotations dans les 3 directions, avec des amplitudes différentes suivant les axes. Ces 8 rotules sont toutes orientées de la même façon. Les rotules situées en pied de poteau sont elles-mêmes boulonnées sur des platines, qui sont ensuite fixées soit sur le strong floor par soudage (essais quasi-statiques), soit sur le plateau de la table Azalée par boulonnage (essais dynamiques).

La base du voile repose quant-à-elle sur des liaisons pivots en acier, permettant les rotations autour de l'axe Y, elles-mêmes soudés sur des platines qui sont ensuite soit soudées au strong floor soit boulonnées sur le plateau de la table Azalée.

Les premières constatations faites lors des essais statiques ont montré assez rapidement que ces conditions aux limites n'étaient pas équivalentes à des rotules ou pivots parfaits. En effet on a pu constater qu'on avait des blocages des rotules sous faibles sollicitations, provenant certainement de frottements liés au couple de serrage des rotules. Par conséquent, la raideur en rotation des rotules n'est pas négligeable à bas niveau, mais le devient à plus fort niveau de sollicitation, une fois celles-ci mises en mouvement.

Par ailleurs les pivots, qui sont des pièces mécaniques soudées, montrent des jeux de 0.5 à 1 mm autour de l'axe et entre les plaques assurant le blocage des rotations dans les autres directions. Cela peut donc avoir un impact également non négligeable sur les déplacements ou les rotations permis et sur la raideur dans les différentes directions suivant le niveau de sollicitation.

Des essais unitaires ont été réalisés pour mieux caractériser les propriétés des rotules, sous chargement de type quasi-statique, le vérin utilisé ne permettant pas d'obtenir des vitesses de chargement proches de celles observées lors des essais dynamiques.

Ces essais ont permis d'évaluer les paramètres suivants pour les rotules : la raideur en rotation initiale, sous sollicitation statique, est estimée à  $K_{ry_{ini}} = 1.10^5 \pm 6.10^4 \text{ N.m/rad}$  et le moment seuil de glissement à  $M_{y_{seuil}} = 110 \pm 50 \text{ N.m}$ . Ces seuils sont suffisamment faibles pour ne pas modifier significativement les résultats des essais quasi-statiques, n'intervenant qu'au tout début de chaque cycle de chargement et à chaque inversion du sens de chargement. Par contre ils peuvent avoir une influence plus forte sur le comportement dynamique, où les inversions de sens de chargements sont multiples.

Les chargements imposés lors des essais quasi-statiques et dynamiques sont détaillés dans les paragraphes ci-après.

#### 2.2.4.1 Chargement quasi-statique

Le chargement de la maquette est appliqué par l'intermédiaire d'un vérin appuyé sur la poutre de rive du plancher 1, côté  $X^-$ . Ce vérin peut uniquement appliquer un chargement dans le sens  $X^+$ , la poutre n'étant pas liée au vérin. Cependant on a observé que la platine de transfert d'effort en bout de piston étant assez large, elle réduit la possibilité de rotation de la poutre de rive autour de l'axe Y.

Les séquences de chargement comprennent 3 cycles de chargement non alternés d'amplitude identique, pilotés en déplacement horizontal du vérin (direction X). Au-delà d'un certain niveau, leur succèdent des séquences de 3 cycles d'amplitude plus faible au cours desquels aucun endommagement n'est créé, pour évaluer le comportement du béton à des niveaux de chargements plus faibles que le niveau maximal subi.

Ces séquences de chargement d'amplitude croissante sont listées dans le Tableau 1.11.

Tableau 1.11 – Séquences de chargement sur la maquette flexion statique

Séquence	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Amplitude des cycles [mm]	0.5	0.8	2	4	8	4	16	8	32	16	48	32	72	48	108	72
Numéro du run	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17 à 19	20	21 à 23	24 à 26

Une vitesse de chargement constante, de 0,1mm/s, a été appliquée tout au long des essais.

Des analyses modales complètes au moyen de marteau de choc ont été réalisées en début (avant le premier run) et en fin d'essai. Après chaque run d'amplitude supérieure au précédent, des analyses modales réduites, visant à assurer le suivi de l'évolution des fréquences des modes, ont été réalisées. Ces analyses ont été menées au marteau de choc.

#### 2.2.4.2 Chargement dynamique

Lors des essais dynamiques, le chargement visé est un chargement de type sismique large bande (spectre EUR sol mou pour un amortissement de 5%, mis à l'échelle) à la fois dans les directions X et Z, de façon à faire travailler la maquette en flexion. Le chargement de type large bande doit permettre de continuer à solliciter significativement la maquette même lorsque ses fréquences propres vont décroître en raison de l'endommagement.

Des accélérogrammes synthétiques correspondant au spectre mis à l'échelle ont été générés en utilisant l'opérateur GENE\_ACCE\_SEISME de code\_aster (Code\_Aster, 2001). Cet opérateur utilise un modèle de densité spectrale de puissance (DSP) compatible avec un spectre de réponse cible, selon la formule de Vanmarcke, avec une modulation temporelle décrite par (Zentner, 2014). Un filtre passe-haut du type butterworth d'ordre 2 est appliqué pour éviter des dérives à basse fréquence en déplacement, après ajout d'une phase initiale d'accélération nulle en début de signal pour éviter la création de dérives. Le signal retenu dans la direction Z est affecté d'un coefficient 2/3 par rapport au signal d'origine, de façon à respecter le ratio prescrit entre les accélérations horizontales et verticales.

L'absence de corrélation des signaux en X et en Z est vérifiée : le coefficient de corrélation des signaux générés par GENE\_ACCE\_SEISME est de 0.031 entre X et Z.

Les spectres de réponse d'un oscillateur associés aux accélérogrammes générés dans les directions X et Z, ainsi que les accélérogrammes sont présentés en Figure 1.39 et en Figure 1.40.

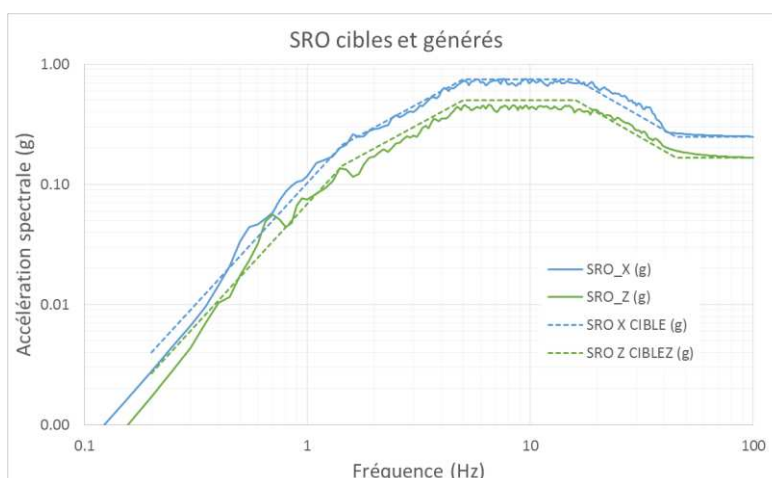


Figure 1.39 – Comparaison des spectres cible et des spectres des accélérogrammes synthétiques générés

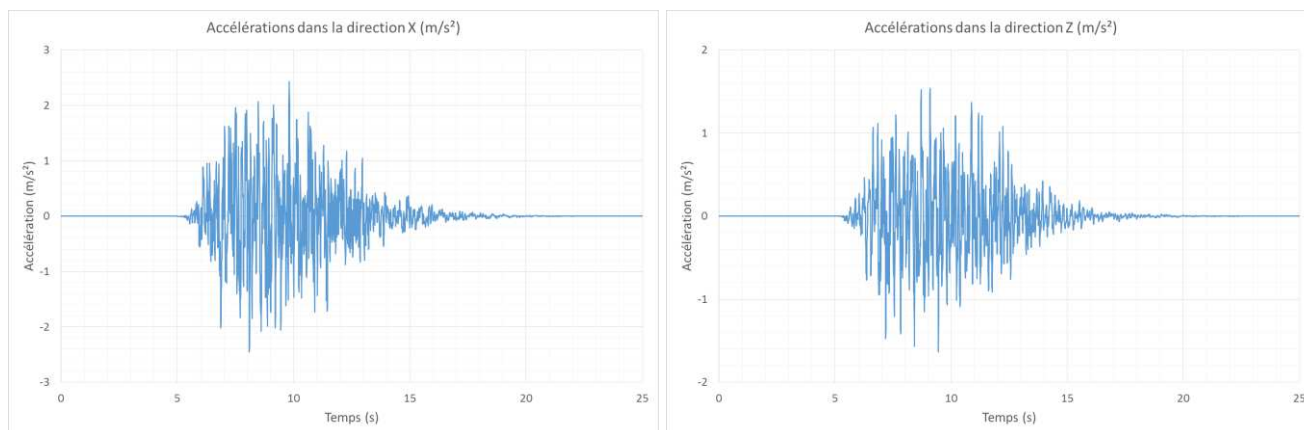


Figure 1.40 – Accélérogrammes synthétiques générés dans les directions X et Z

Les séquences de chargement dynamiques d'amplitude croissante, dont l'accélérogramme cible est obtenu en appliquant des coefficients de pondération croissants aux accélérogrammes présentés ci-dessus, sont appliquées par l'intermédiaire du pilotage de la table Azalée qui vise à assurer des accélérations au centre du plateau de la table aussi proches que possibles de l'accélération visée. L'écart entre les accélérations visées et les accélérations obtenues peut néanmoins être important, et nécessiter des ajustements du pilotage de la table entre les séquences de chargement.

Ces séquences de chargement d'amplitude croissante sont listées dans le Tableau 1.12 et le Tableau 1.13.

Tableau 1.12 – Premières séquences de chargement sur la maquette flexion dynamique

Séquence	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Chargement sismique (S) ou bruit blanc (BB)	BB	S	BB	S	BB	S	BB	S	BB	S
ZPA cible X [g]	0.02	0.12	0.02	0.25	0.02	0.4	0.02 et 0.06	0.6	0.02 et 0.06	0.75
ZPA réelle X [g]		0.184		0.353		0.528		0.71		0.889
ZPA cible Z [g]		0.08		0.17		0.27		0.4		0.5
ZPA réelle Z [g]		0.147		0.326		0.252		0.488		0.577
Numéro du run	5 à 7	8	9 à 11	12	13 à 15	16	17 à 22	23	24 à 29	32

Tableau 1.13 – Séquences de chargement suivantes sur la maquette flexion dynamique

Séquence	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
Chargement sismique (S) ou bruit blanc (BB)	BB	S	BB	S	BB	S	BB	S	BB	S	S
ZPA cible X [g]	0.02 et 0.06	1.0	0.02 et 0.06	1.2	0.02 et 0.06	1.5	0.02 et 0.06	1.8	0.02 et 0.06	0.75	0.75
ZPA réelle X [g]		1.23		1.34		1.6		2.05		0.89	0.9
ZPA cible Z [g]		0.67		0.8		1		1.2		0.5	0.5
ZPA réelle Z [g]		0.75		0.83		1.02		1.21		0.57	0.58
Numéro du run	33 à 38	39	40 à 45	46	47 à 52	53	54 à 59	60	61 à 66	67	68

On notera que les runs 67 et 68 ne font pas partie de la séquence de chargement principale, qui s'arrête au run 66.

Des analyses modales au marteau de choc ont également été pratiquées sur la maquette dans son état initial (i.e. avant le run 5) et dans son état final (i.e. après le run 68).

## 2.2.5 Principaux résultats d'essai et leur interprétation

### 2.2.5.1 Maquette flexion statique

Les résultats d'essai sont détaillés dans le rapport d'essai (Chaudat, 2020). Les principaux éléments vis-à-vis du comportement des jonctions voile-plancher sont repris et développés ci-après.

On notera que les enregistrements de certains capteurs ont dû faire l'objet d'un filtrage par moyennes glissantes pour éliminer des bruits de mesure excessifs. Les données qui sont présentées dans les paragraphes suivants (en particulier les rotations obtenues à partir des inclinomètres et l'effort dans le vérin) correspondent aux données filtrées.

#### 2.2.5.1.1 Comportement de la structure et évolution de la fissuration

La courbe force déplacement globale de la maquette (obtenue en traçant la force mesurée dans le vérin, en fonction du déplacement horizontal de la poutre de rive 1, sur laquelle le vérin exerce une poussée dans la direction X, dans le sens des X positifs) est présentée en Figure 1.41.

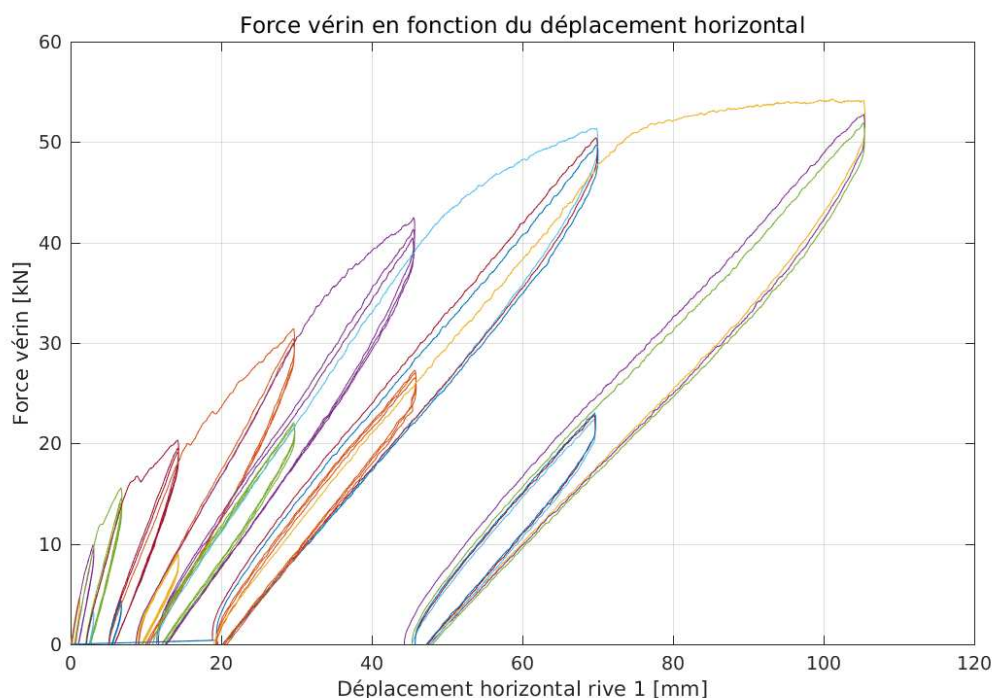


Figure 1.41 – Courbe force-déplacement vérin pour l'ensemble des runs des essais statiques

On note trois phases de comportement au cours de l'essai, à l'échelle macroscopique de la maquette.

Au cours des premiers runs, un comportement principalement élastique est observé, bien que les déplacements ne s'annulent pas en fin de cycle, étant donné les frottements dans les rotules supportant la maquette au niveau des poutres de rive. Ces frottements expliquent également la présence de petites boucles d'hystérésis même pour les premiers runs où la structure reste élastique.

A partir du run 9, en vert clair sur la Figure 1.41, un endommagement progressif de la structure est constaté, matérialisé dans la courbe ci-dessus par une diminution de la rigidité moyenne amenée par

une succession de faibles chutes de résistance. Ces chutes de résistance correspondent à la création et à l'ouverture de fissures sur les faces tendues des planchers (surface du plancher 1, sous-face du plancher 2). L'apparition de ces différentes fissures au cours des différents runs sont visibles en Figure 1.43 et en Figure 1.44.

A partir de la fin du run 17, en bleu clair sur la Figure 1.41, une troisième phase de comportement apparaît, avec une rigidité de la structure dans son ensemble qui devient très faible. Les fissures sont maintenant stabilisées et les armatures qui les traversent sont sollicitées au-delà de leur domaine élastique, en particulier à la connexion des planchers avec la jonction, où nous pouvons considérer que l'équivalent d'une rotule plastique s'est formé. La maquette a atteint alors un plateau de résistance vis-à-vis d'une sollicitation en déplacement latéral. On notera que la structure avec des rotules plastiques parfaites sur les planchers de part et d'autre du voile constitue un mécanisme.

Ces trois phases sont schématisées en Figure 1.42.

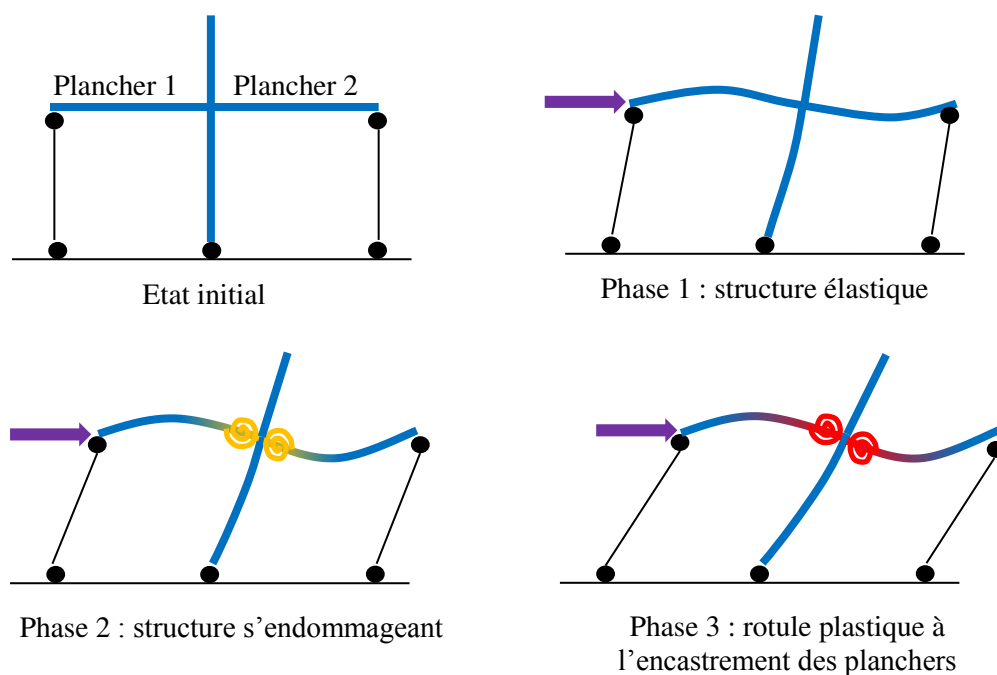


Figure 1.42 – Comportement de la structure au cours des différentes phases : illustration par des schémas

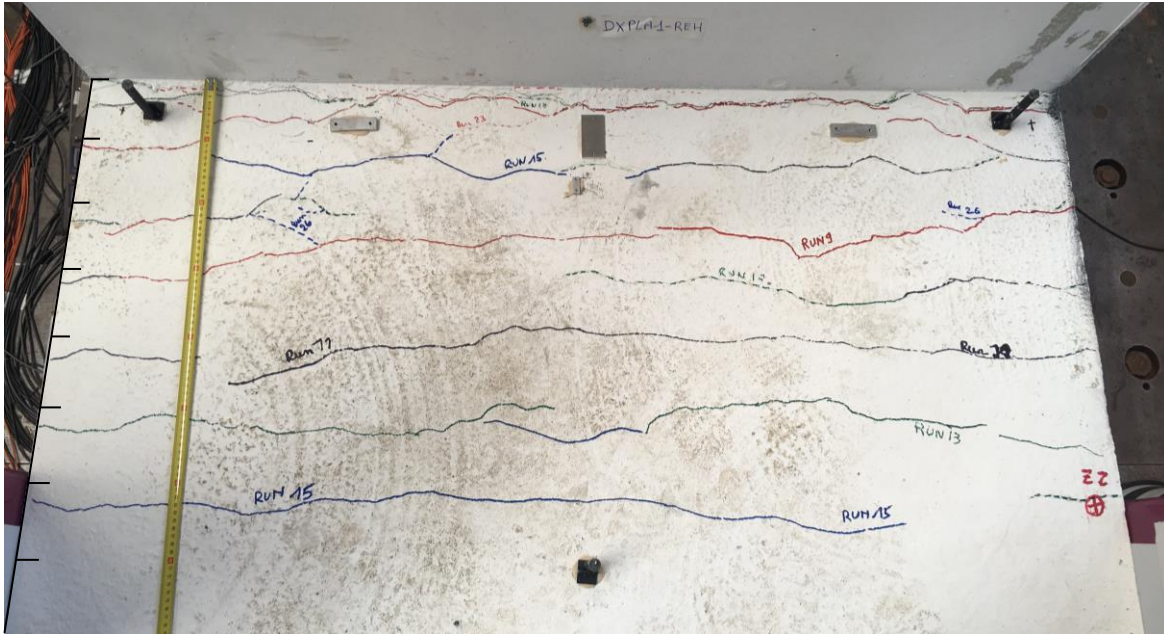


Figure 1.43 – Fissuration en surface du plancher 1 à l'issue des essais. Les numéros des runs indiqués correspondent à ceux des runs au cours desquels les fissures marquées sont apparues. La graduation sur la gauche du plancher est en décimètres.

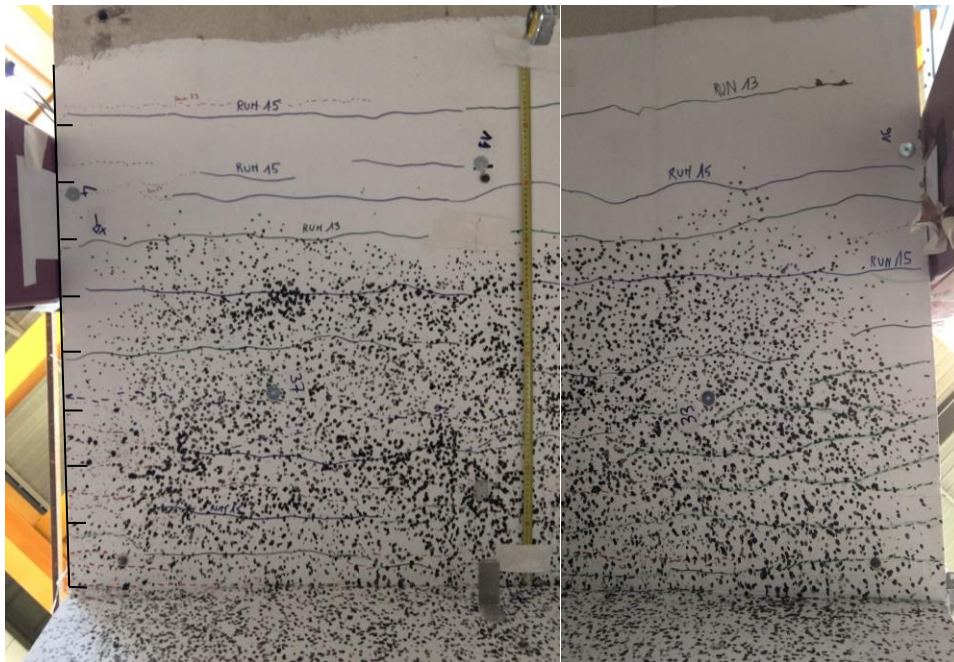


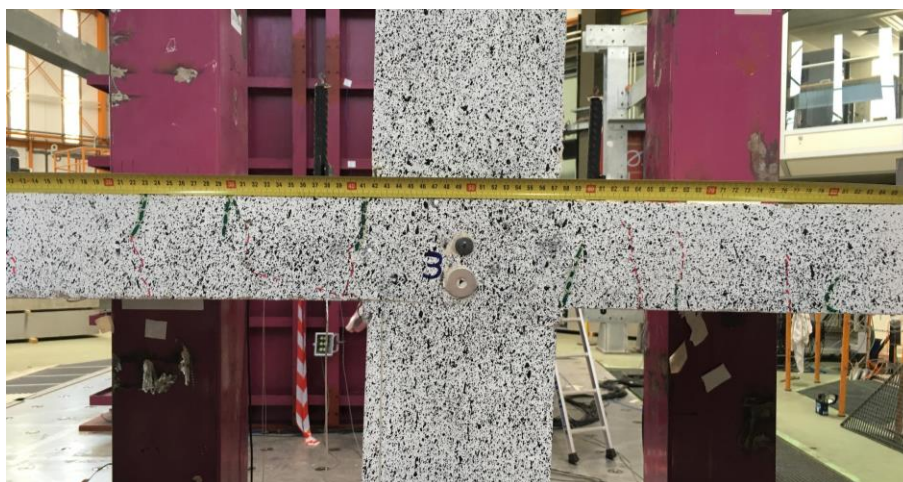
Figure 1.44 – Fissuration en sous-face du plancher 2 à l'issue des essais. Les numéros des runs indiqués correspondent à ceux des runs au cours desquels les fissures marquées sont apparues. La graduation sur la gauche du plancher est en décimètres.

La fissuration de la maquette s'est effectuée dans les planchers, à partir des faces tendues, en commençant par une première fissure à proximité immédiate de la jonction (à 5cm environ du nu du voile, soit au-delà du premier acier transversal).

Les fissures sont espacées en moyenne d'une dizaine de centimètres. Il y a donc en moyenne deux fissures entre deux aciers transversaux, qui sont espacés de 20 cm

Le voile, quant à lui, n'est pas fissuré. On notera que ce résultat est conforme à l'attendu, le voile ayant été conçu comme étant plus résistant que le plancher, pour respecter les principes de dimensionnement usuels (poteau fort / poutre faible).

La Figure 1.45 montre l'importance des fissures à la fin de la campagne d'essais : la profondeur des fissures atteint la demi-épaisseur du plancher.



*Figure 1.45 – Fissuration sur le pignon à l'issue des essais. La profondeur des fissures des planchers est visible.*

De façon à suivre plus précisément l'ouverture des fissures, la fissure présente en surface du plancher 1 la plus proche du voile a été instrumentée à partir du run 13, par deux capteurs en déplacement visibles en Figure 1.34.

L'évolution de l'ouverture de fissure au cours des runs suivants est présentée en Figure 1.46.



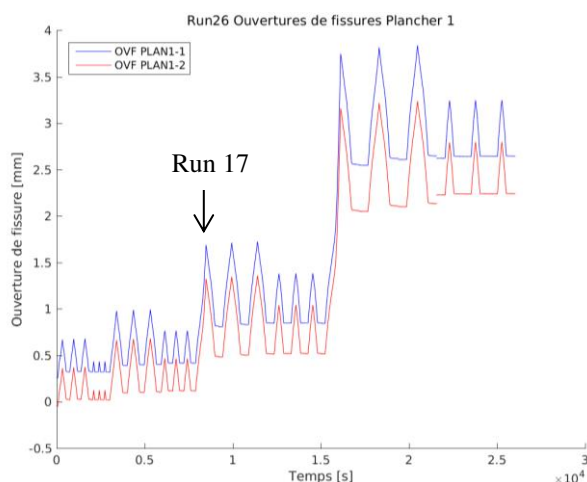


Figure 1.46 – Evolution de l'ouverture de fissure au cours des runs

L'amplitude d'ouverture de fissure moyenne au cours des runs, ainsi que les valeurs résiduelles, sont représentées sur la Figure 1.47 en fonction du déplacement horizontal imposé à la maquette.

A partir du run 17 (premier run d'amplitude de déplacement suivant X de 72mm), une ouverture de fissure résiduelle importante est constatée.

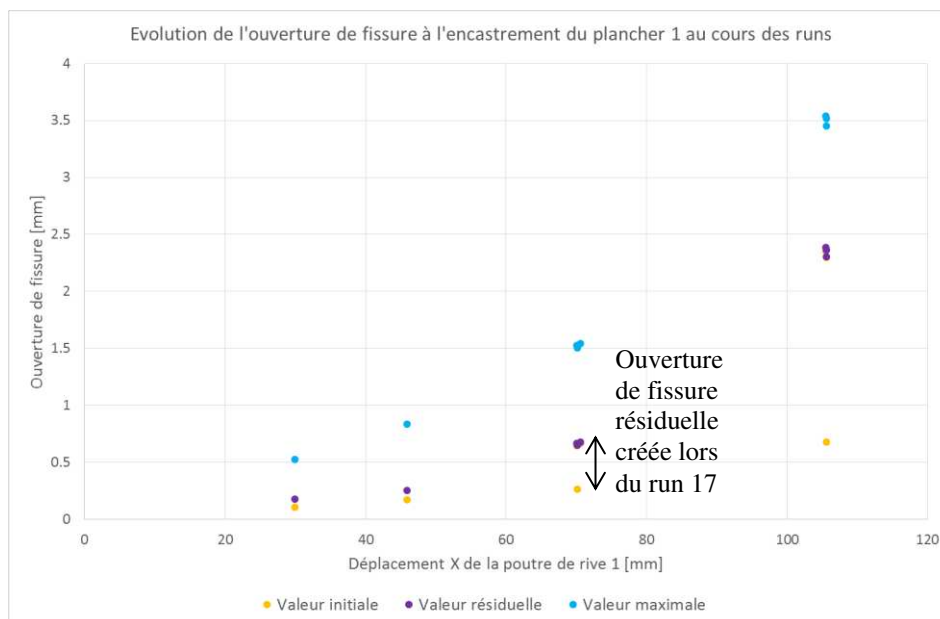


Figure 1.47 – Evolution de l'ouverture de fissure initiale, maximale et résiduelle en fonction du déplacement horizontal imposé à la maquette au cours du run

Il est à noter que l'amplitude mesurée a pu être légèrement faussée par la rotation relative du voile et du plancher, les capteurs étant reliés à la base du voile.

La forme des enregistrements par les capteurs de déplacement des ouvertures de fissure, en Figure 1.48, montre la progression de l'endommagement de la maquette puis la plastification des aciers traversant la fissure à partir du run 17.

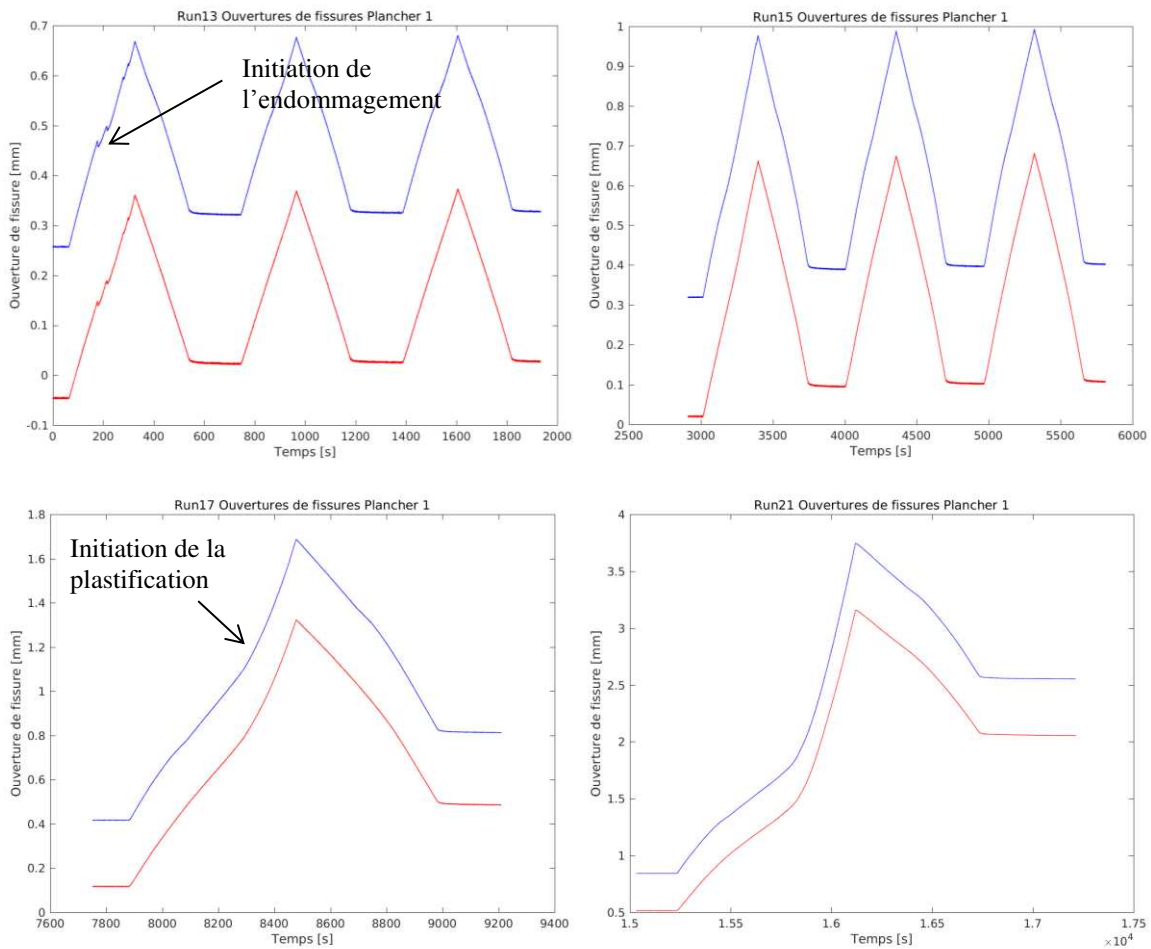


Figure 1.48 – Evolution de l’ouverture de fissure au cours des runs 13,15, 17 et 21

Le suivi effectué par corrélation d’images a également permis de visualiser la position des fissures, et d’évaluer leur ouverture et leur profondeur au cours des différents runs.

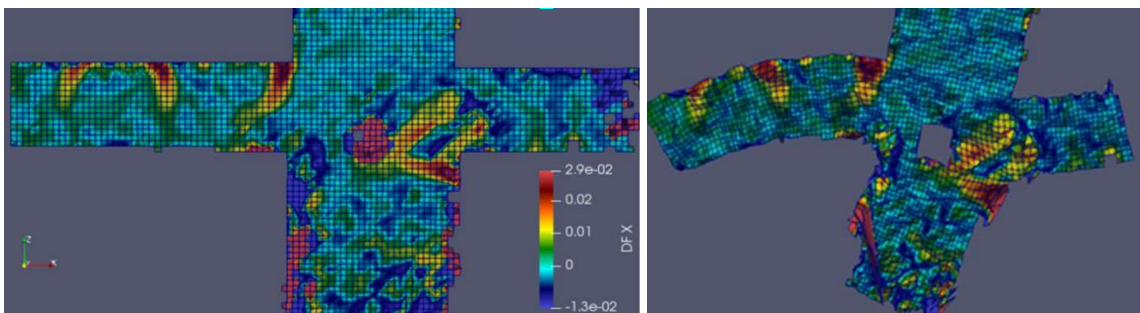


Figure 1.49 – Vues du champ de déformation en cours d’essais reconstruites par corrélation d’images, à gauche sans amplification des déplacements, à droite avec amplification des déplacements.

Ces vues montrent la présence au cours des derniers runs d’une fissure située à la connexion entre le voile et la jonction, correspondant à de la flexion à l’encastrement du voile dans la jonction, qui

n'a pas été identifiée lors des observations faites sur la maquette après les essais (fissure complètement refermée, sans doute grâce à la précontrainte du voile).

La zone orange et rouge située apparaissant dans le nœud de jonction est quant à elle un artefact dû à la présence de la sortie du câble des fibres optiques dans cette zone.

Les mesures des déplacements verticaux au centre des planchers sont faites à l'aide de capteurs à câbles, fixés en sous-face des planchers d'une part, et au strong floor d'autre part, comme schématisé en Figure 1.50.

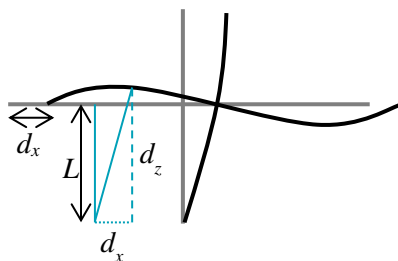


Figure 1.50 – Mesure des déplacements verticaux au centre des planchers : schéma de principe

Vu l'amplitude importante des déplacements horizontaux comparés aux déplacements verticaux, il est nécessaire de corriger les valeurs de déplacement verticaux mesurés de la façon suivante pour éviter de les surestimer :

$$d_z = \sqrt{(L + d_{z_{mesuré}})^2 - d_x^2} - L$$

Où  $L$  est la longueur initiale du câble du capteur. Les capteurs étant situés en sous-face des planchers, et les point fixe de référence sur le strong floor, on considèrera  $L = 1,15m$ .

L'évolution des flèches, corrigées comme indiqué précédemment, est présentée en Figure 1.51, accompagnée de l'évolution des déplacements suivant X, affectés d'un facteur 1/5 pour que l'évolution des flèches soit bien visible. On notera les offsets non physiques des enregistrements à l'issue des runs 10 et 23, qui n'impactent pas l'amplitude des déplacements mesurés.

L'évolution des flèches au cours du temps est initialement proportionnelle au déplacement horizontal imposé (phase élastique) puis relativement faible alors de le déplacement imposé continue à augmenter. Cela correspond à l'endommagement de l'encastrement des planchers à la jonction avec le voile. La forme des signaux lors des derniers runs montre des non-linéarités évocatrices d'une plasticité au niveau de l'encastrement du plancher dans le voile, qui est alors quasiment équivalent à une rotule parfaite.

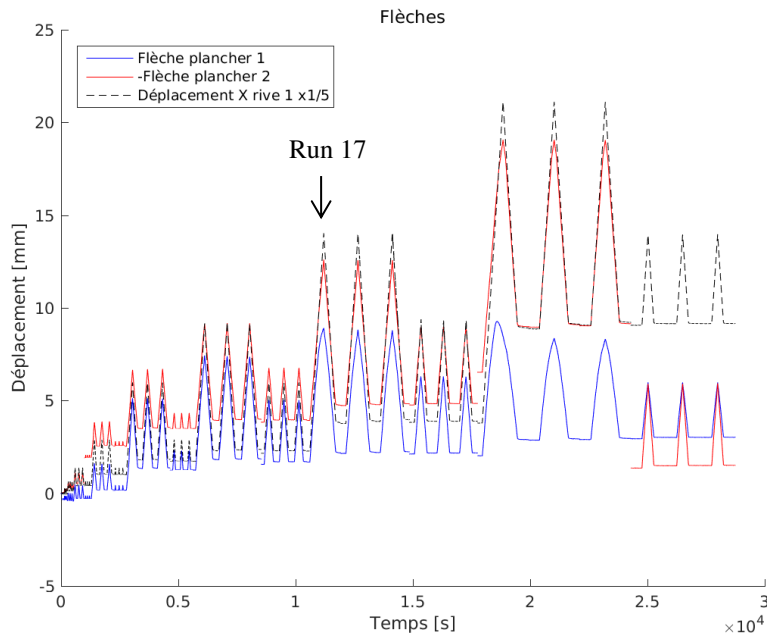


Figure 1.51 – Evolution des déplacements verticaux au centre des planchers

### 2.2.5.1.2 Cinématique de la jonction : évolution des rotations des sections au cours des essais

Les rotations des éléments de structure ont été mesurées par deux moyens :

- D'une part des inclinomètres :
  - 4 sur le pignon en Y+, au nu de la connexion des éléments de structure à la jonction ;
  - 4 à mi-travée (Y=0), fixés sur une des faces des éléments de structure, à environ 8,5cm de la jonction ;
  - 2 en base du voile, sur les pignons Y+ et Y-.
- D'autre part des capteurs à déplacement à câble, placés à mi-travée, à 45° autour de la jonction, à environ 200mm de part et d'autre des angles.

Pour comparer ces mesures, on convertit les mesures issues des capteurs à câbles en variation de l'angle entre deux éléments de structure en considérant que la mesure est effectuée conformément à la Figure 1.52.

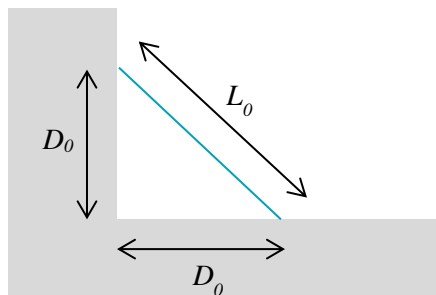


Figure 1.52 – Disposition des capteurs à câble à 45° : schéma de principe

A partir des mesures de déplacements à 45° autour de la jonction, on recalcule les rotations relatives des éléments de structure initialement perpendiculaires (valeur négative : diminution de l'angle entre les deux éléments – valeur positive : augmentation) :

$$r_y = 2 \sin^{-1} \left( \frac{L_0 + dL_{mesuré}}{2D_0} \right) - \frac{\pi}{2}$$

Où  $L_0$  est la longueur initiale du câble du capteur, et  $D_0$  est la distance entre l'angle et les points de fixation du capteur et du câble. On considèrera  $D_0 = 0,20m$  d'où  $L_0 \cong 0,282m$ .

On notera que l'emploi de cette formule suppose que la distance entre la jonction et les points de mesure reste constante, ce qui n'est en réalité plus le cas lorsqu'une fissure est créée et s'ouvre significativement entre les deux.

L'évolution des rotations relatives des éléments de structure (variation de l'angle entre les éléments de structure, par exemple variation de l'angle entre le plancher 1 et la réhausse) est tracée en Figure 1.53.

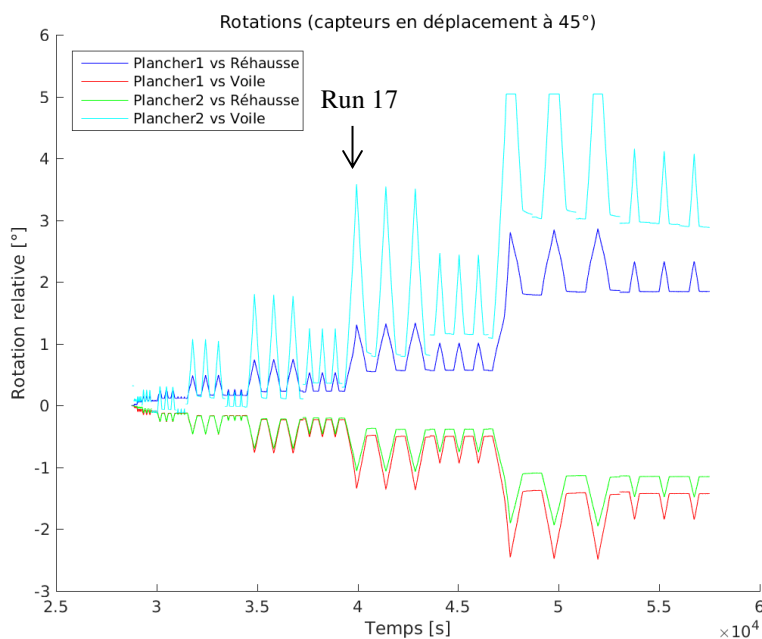


Figure 1.53 – Evolution des rotations relatives des différents éléments de structure (exploitation des mesures des capteurs à câbles)

On notera que le capteur placé entre le plancher 2 et le voile a atteint sa limite de capacité lors des runs 21 à 23 et que la valeur enregistrée est plafonnée à une valeur correspondant à un angle de 5° environ lors de ces runs.

L'évolution des valeurs maximales et résiduelles en fonction du déplacement imposé est retracée en Figure 1.54.

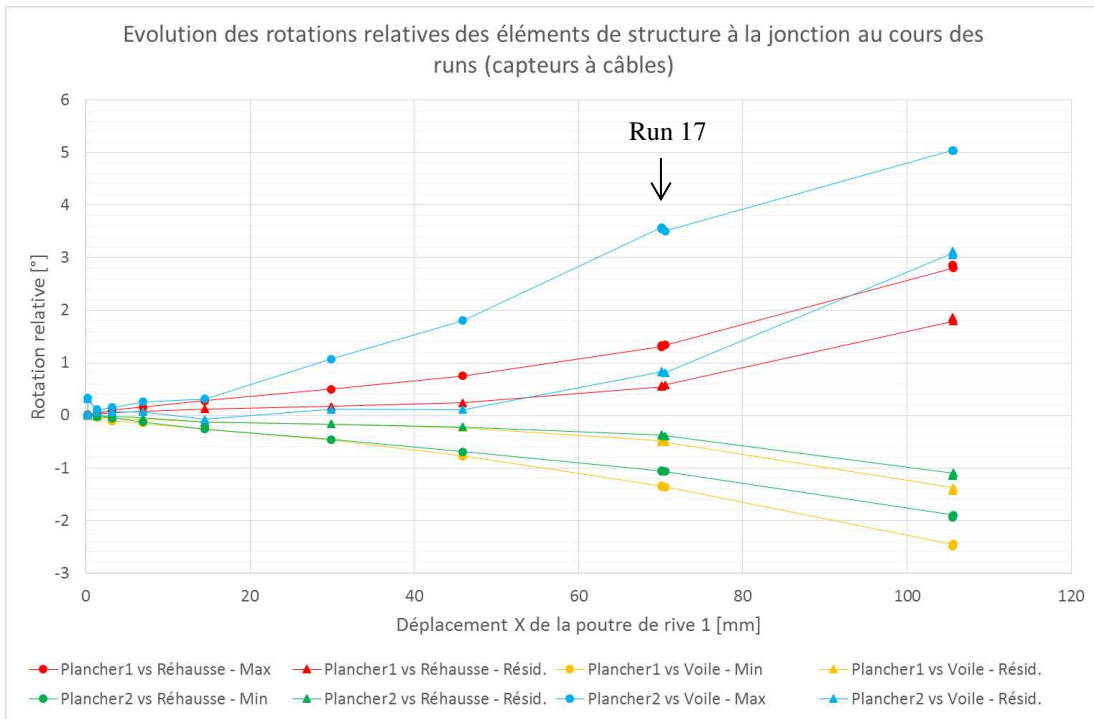


Figure 1.54 – Evolution des valeurs de rotations relatives maximales et résiduelles des éléments de structure en fonction du déplacement imposé.

L'évolution retracée sur le graphique montre que les rotations relatives des éléments de structure se font conformément au schéma en Figure 1.55.

On constate que les rotations résiduelles sont très faibles jusqu'au run 17 (DX=72mm), à partir duquel des rotations résiduelles apparaissent de façon quasi proportionnelle à l'accroissement de l'amplitude maximale des rotations relatives, ce qui peut être considéré comme équivalent à l'apparition de « rotules plastiques » entre les planchers et le voile.

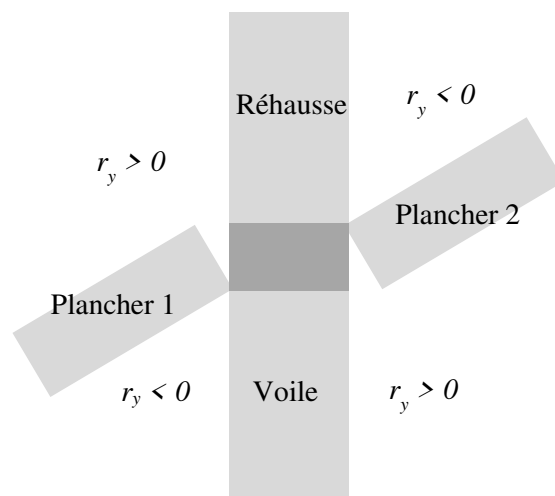


Figure 1.55 – Schématisation de la déformée de la structure correspondant à l'évolution des rotations maximales et résiduelles entre éléments de structure

Les enregistrements des inclinomètres nous permettent d'accéder à l'évolution des rotations absolues des différents éléments de structure au cours du temps.

Si l'on compare les rotations mesurées à la base du voile de celles mesurées sur le voile au niveau de la jonction, on constate un écart très faible en Figure 1.56. C'est cohérent avec les observations réalisées par ailleurs en termes d'absence de fissuration : le voile reste élastique dans son ensemble, de sa base, jusqu'à la jonction.

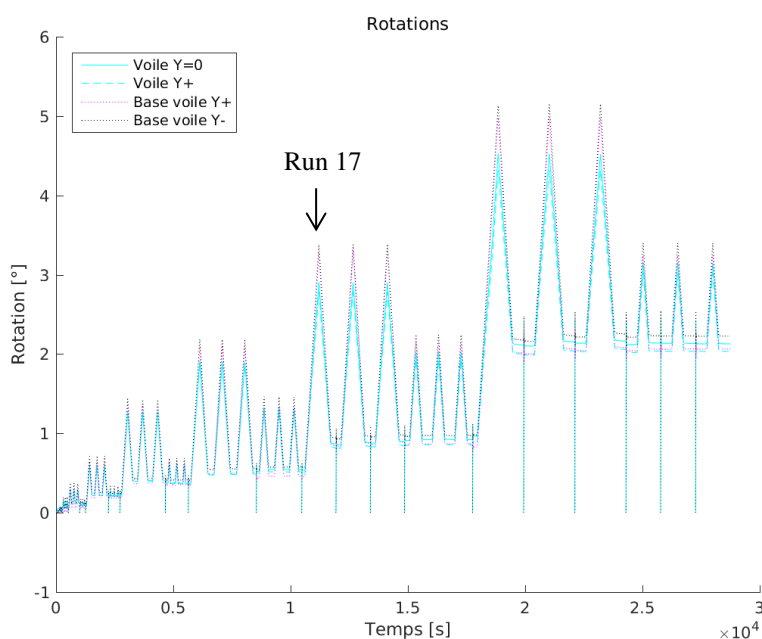


Figure 1.56 – Evolution de l'angle de rotation absolu en base du voile et à proximité de la connexion du voile avec la jonction.

L'évolution des angles de rotation absolus des éléments de structure, mesurés par les inclinomètres placés à la surface des éléments de structure, à mi-travée, à environ 8,5 cm du nu de la jonction, est présentée en Figure 1.57.

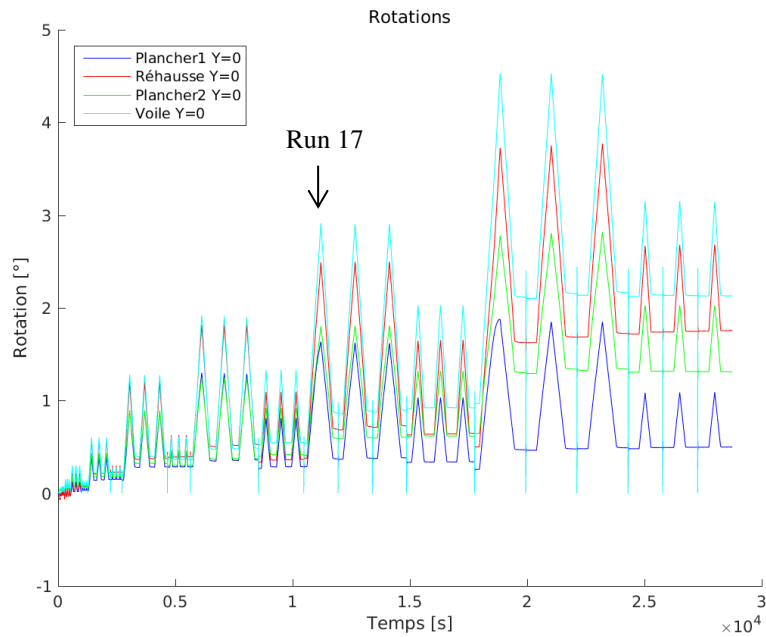


Figure 1.57 – Evolution de l'angle de rotation absolu des éléments de structure, à 8,5cm de la jonction

Ce tracé permet d'affiner le schéma proposé en Figure 1.55 et de proposer le schéma en Figure 1.58 pour l'essai de flexion statique :

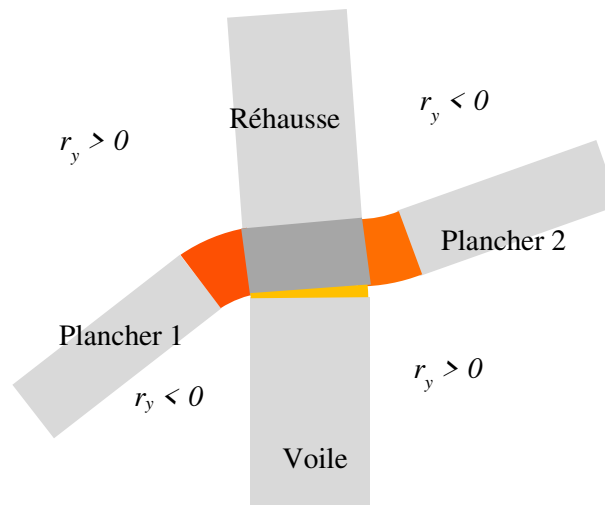


Figure 1.58 – Schématisation de la déformée de la structure correspondant à l'évolution des rotations absolues des éléments de structure au cours des derniers runs – en couleur les zones où des rotations irréversibles sont observées, d'intensité croissante vers le rouge



On notera la légère dissymétrie entre plancher 1 et plancher 2, peut-être dû au blocage partiel des rotations de la poutre de rive par le vérin, qui conduit à un endommagement plus important côté plancher 1.

Au nu de la jonction, on constate un écart relativement faible entre les rotations mesurées, dont l'évolution est présentée en Figure 1.59. Cela confirme que les déformations à l'origine des rotations différentielles des éléments de structure se produisent principalement dans la zone de l'élément de structure située à proximité immédiate de la jonction et non dans la jonction elle-même, dans la configuration testée.

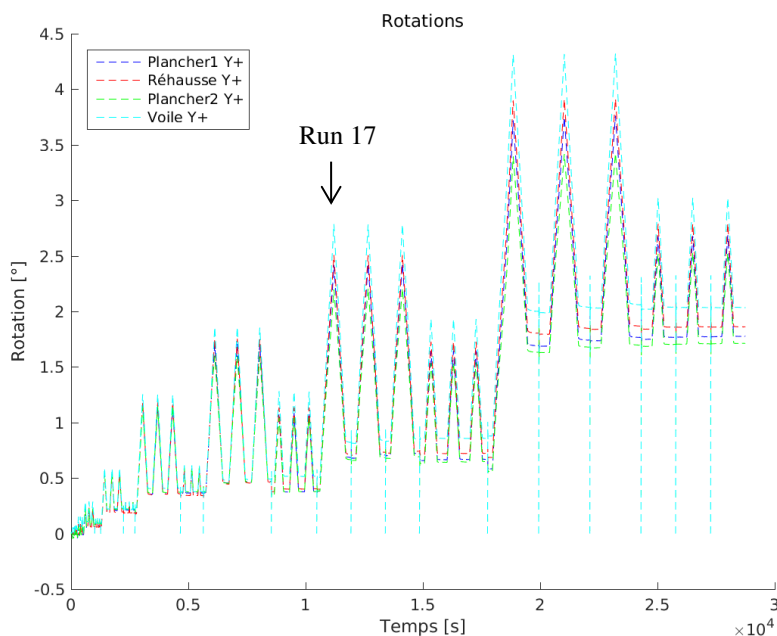


Figure 1.59 – Evolution de l'angle de rotation absolu des éléments de structure au nu de la jonction

Le tracé de l'évolution des valeurs maximales et résiduelles en fonction du déplacement imposé, en Figure 1.60, permet d'apprécier l'évolution des rotations des différents éléments au cours des runs. La position des capteurs correspondants est présentée en Figure 1.37.

Les rotations résiduelles différentielles entre éléments de structure sont très faibles jusqu'au run 17, à partir duquel elles augmentent considérablement, comme nous l'avons constaté en analysant les données issues des capteurs à câble. Avant le run 17, les rotations des deux planchers évoluent de façon quasiment identique (Figure 1.61). Les rotations du voile et de la réhausse sont également quasiment égales à ce stade. Les rotations différentielles, dont la majeure partie est réversible à ce moment-là, se produisent donc à la connexion de chaque plancher au voile, qui reste intègre et globalement élastique.

A partir du run 17, les rotations résiduelles s'accroissent entre les planchers d'une part et le voile d'autre part. Les rotations irréversibles représentent la majorité de l'accroissement des rotations des planchers par rapport au voile à partir de ce run.



Figure 1.60 – Valeurs maximales et résiduelles de l'angle de rotation absolu des éléments de structure à 8,5cm de la jonction (inclinomètres à mi-travée)

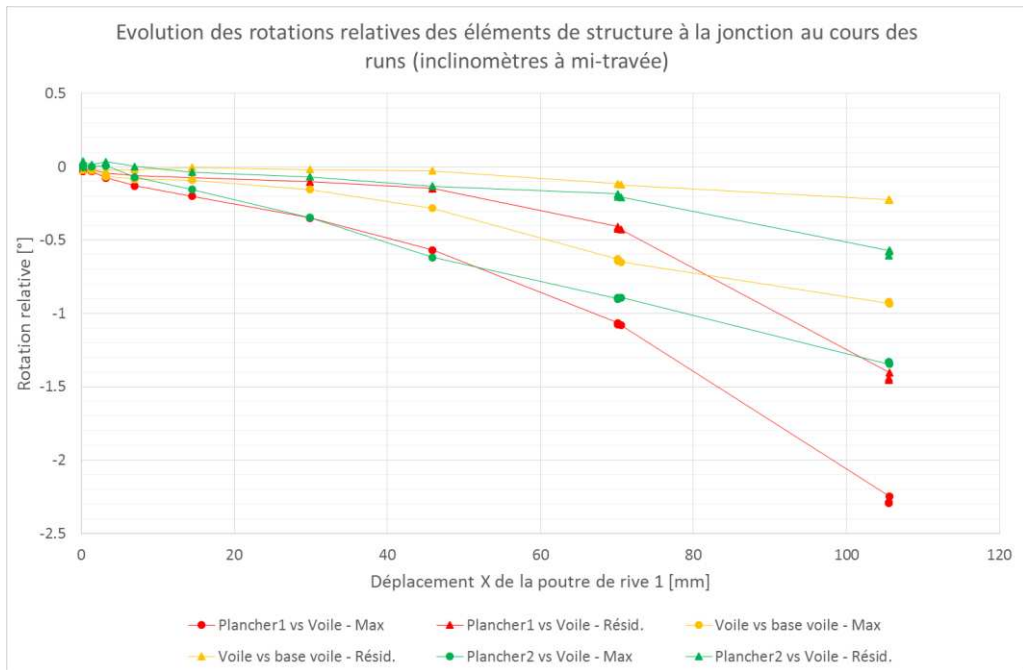


Figure 1.61 – Valeurs maximales et résiduelles de l'angle de rotation relatif des éléments de structure à 8,5cm de la jonction : rotation des planchers par rapport à la moyenne des rotations du voile et de la réhausse, et rotation moyenne du voile et de la réhausse par rapport à la rotation en base du voile (inclinomètres à mi-travée)

D'un point de vue quantitatif, on compare sur le graphe en Figure 1.62 l'évolution de la rotation moyenne des planchers par rapport au voile à différentes distances de la jonction. Cela confirme que la majeure partie de ces rotations se produit dans la partie des planchers immédiatement connexe à la jonction et non au cœur de la jonction.

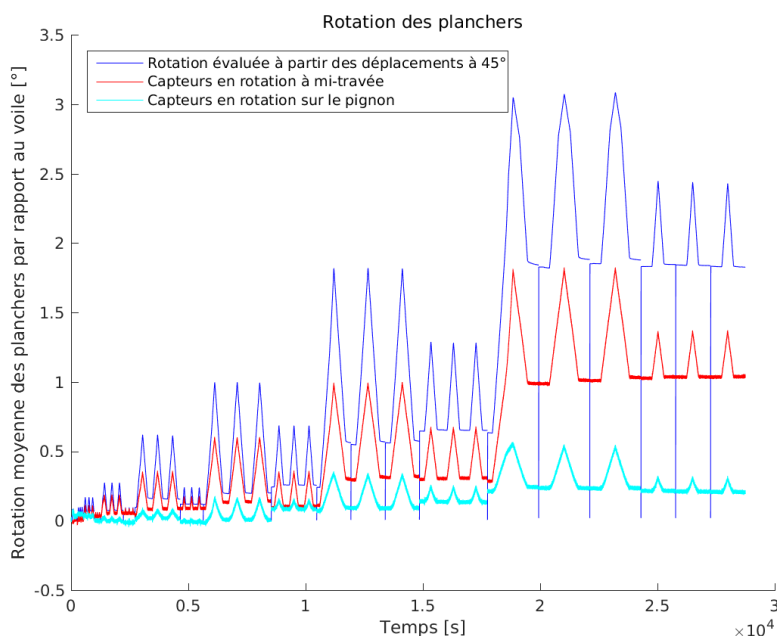


Figure 1.62 – Comparaison des rotations moyennes des planchers par rapport au voile à partir des différentes mesures : inclinomètres au nu de la jonction, inclinomètres à 8,5cm de la jonction, et capteurs à câble à 20cm de la jonction.

Ces données nous permettent également de tracer l'évolution de la force de poussée du vérin en fonction de l'angle de rotation des planchers par rapport au voile, à différentes distances du nu de la jonction.

Le tracé résultant à partir des données des capteurs à câble, en figure Figure 1.63, et correspondant à l'angle de rotation à 20cm du nu de la jonction, présente une forme particulière pour les derniers cycles, due à la saturation du capteur reliant le plancher 2 au voile (Figure 1.53). Sans cela la forme des cycles aurait été similaire aux cycles précédents.

Le tracé réalisé en Figure 1.64 à partir des enregistrements des inclinomètres, situés quant à eux à 8,5cm environ du nu de la jonction, illustre bien les trois phases schématisées en Figure 1.42 : une première phase élastique, une phase d'endommagement où la raideur en rotation décroît mais peu de rotations irréversibles apparaissent, et une phase plastique où la raideur de rotation est très faible et où les rotations créées sont irréversibles.

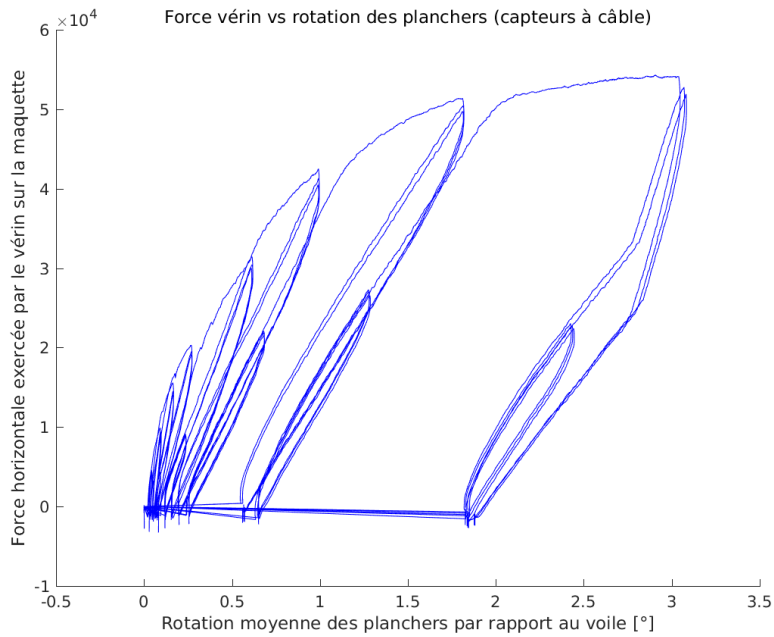


Figure 1.63 – Courbe effort vérin – rotation moyenne des planchers par rapport aux voiles, sur la base des données des capteurs à câble à 20cm du nu de la jonction.

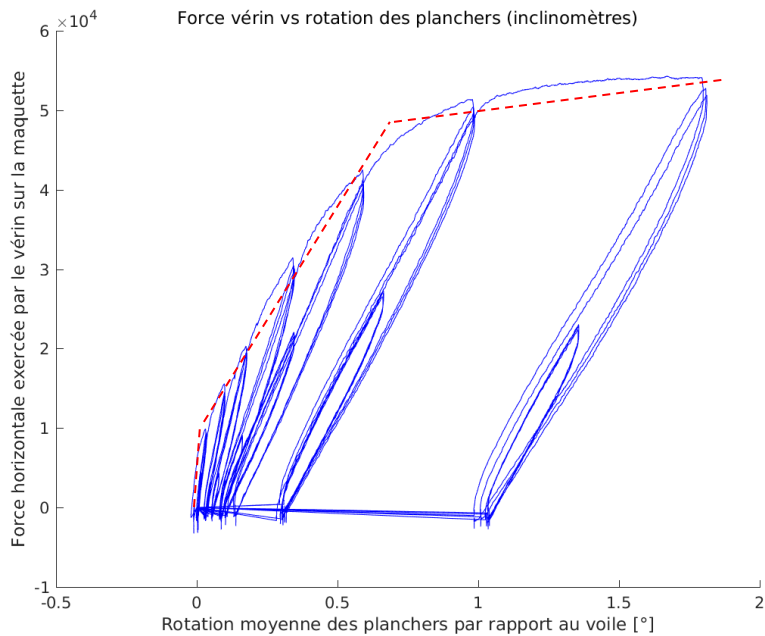


Figure 1.64 – Courbe effort vérin – rotation moyenne des planchers par rapport aux voiles, sur la base des données des inclinomètres à 8,5cm du nu de la jonction.

### 2.2.5.1.3 Rigidité de la maquette : valeurs initiales des fréquences propres et évolution au cours des essais

Des analyses modales au marteau de choc ont été pratiquées sur la maquette flexion statique, avant le début des essais, puis pour le suivi de l'évolution des fréquences propres entre chaque run d'amplitude croissante, et enfin dans l'état final de la maquette.

L'analyse modale initiale, corroborée par les résultats des analyses modales effectuées après les premiers runs, au cours desquels le comportement de la maquette est resté élastique, a permis de mettre en lumière des différences très importantes entre les valeurs attendues d'après les calculs élastiques effectués et les valeurs calculées d'après les données expérimentales.

En effet, suivant les modèles utilisés, la fréquence propre du premier mode de translation dans la direction X était évaluée par le calcul à environ 5,15Hz, avec des valeurs trouvées entre 5 et 5,30Hz suivant les modélisations. Les calculs correspondants sont détaillés au Chapitre 3.2.1.

Or l'interprétation des analyses modales pratiquées au marteau de choc aboutit à une première fréquence propre autour de 9 Hz, soit quasiment le double de la valeur estimée par le calcul, ce qui suppose une erreur sur le rapport rigidité sur masse d'un facteur 4. Malgré les nécessaires imprécisions de la modélisation et la variabilité spatiale et la méconnaissance de certaines données matériau, et également la variabilité et la part d'interprétation associée à l'analyse modale au marteau de choc, il paraît peu plausible qu'un écart d'une telle ampleur puisse être justifié par ces éléments.

Les résultats de ces premières analyses modales sont présentés sur le graphe ci-dessous en Figure 1.65.

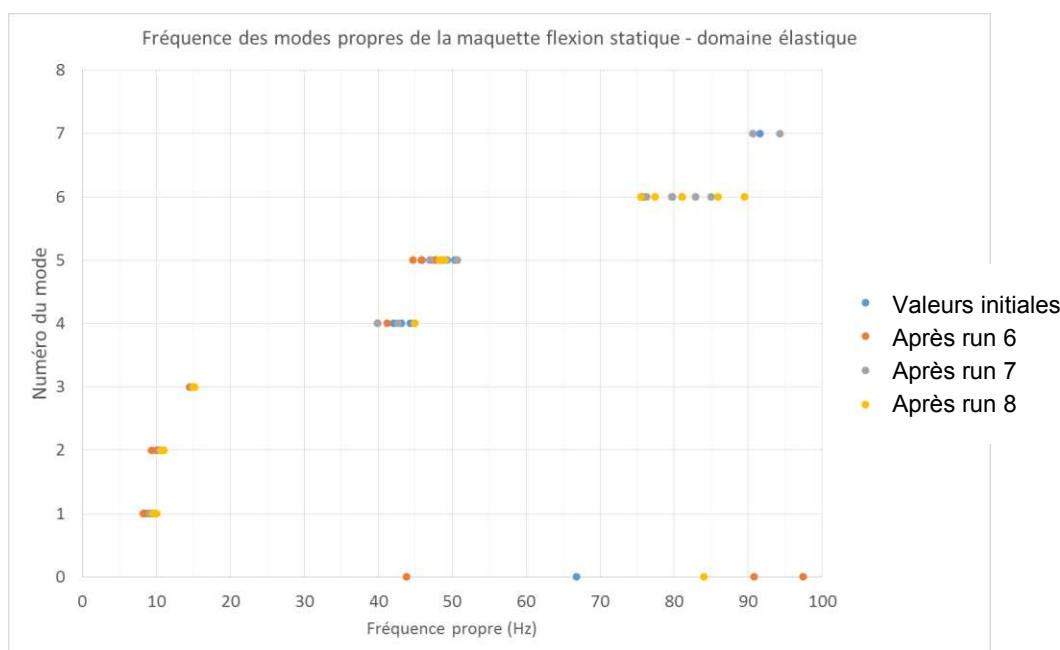


Figure 1.65 – Fréquences propres initiales identifiées à partir des analyses modales au marteau de choc pour la maquette dans son domaine de comportement élastique

Etant donné les phénomènes de frottement constatés au niveau des rotules situées à l'extrémité de chacun des 4 poteaux soutenant les poutres de rive, à l'origine de déplacements horizontaux résiduels dès les premiers runs de très faible amplitude, les conditions aux limites de la maquette ont assez vite été supposées responsables de l'écart constaté. En effet, les essais au marteau de choc sont

effectués avec des efforts très faibles, certainement en-dessous du seuil ou partiellement en-dessous du seuil permettant de vaincre le coefficient de frottement des rotules et de libérer le déplacement horizontal des poutres de rive. Un calcul Eléments finis avec les rotules bloquées amène effectivement la première fréquence propre entre 8 et 9Hz.

Les déformées modales identifiées lors des essais au marteau de choc ne sont pas suffisamment précises (absence de capteurs sur les poteaux) pour permettre de corroborer cette hypothèse. Néanmoins en considérant des valeurs finies de raideur dans les différentes directions, on peut retrouver des fréquences proches des fréquences expérimentales pour l'ensemble des modes suivis.

Des essais de caractérisation ont donc été menés sur les rotules et pivots supportant la maquette flexion. Ces essais, présentés au paragraphe 2.2.5.1.4, ont effectivement mis en lumière lors du chargement en rotation des rotules une raideur très importante jusqu'à l'atteinte d'un seuil au-delà duquel leur comportement se rapproche de rotules parfaites.

Bien que les conditions aux limites lors de l'analyse modale soient différentes des conditions aux limites modélisées, et des conditions aux limites en cours d'essai, l'analyse de l'évolution des fréquences propres de la maquette pourrait néanmoins se révéler d'un certain intérêt vis-à-vis du suivi de l'endommagement de la maquette.

Le graphe ci-après en Figure 1.66 retrace l'évolution des fréquences des premiers modes au cours des différents runs.

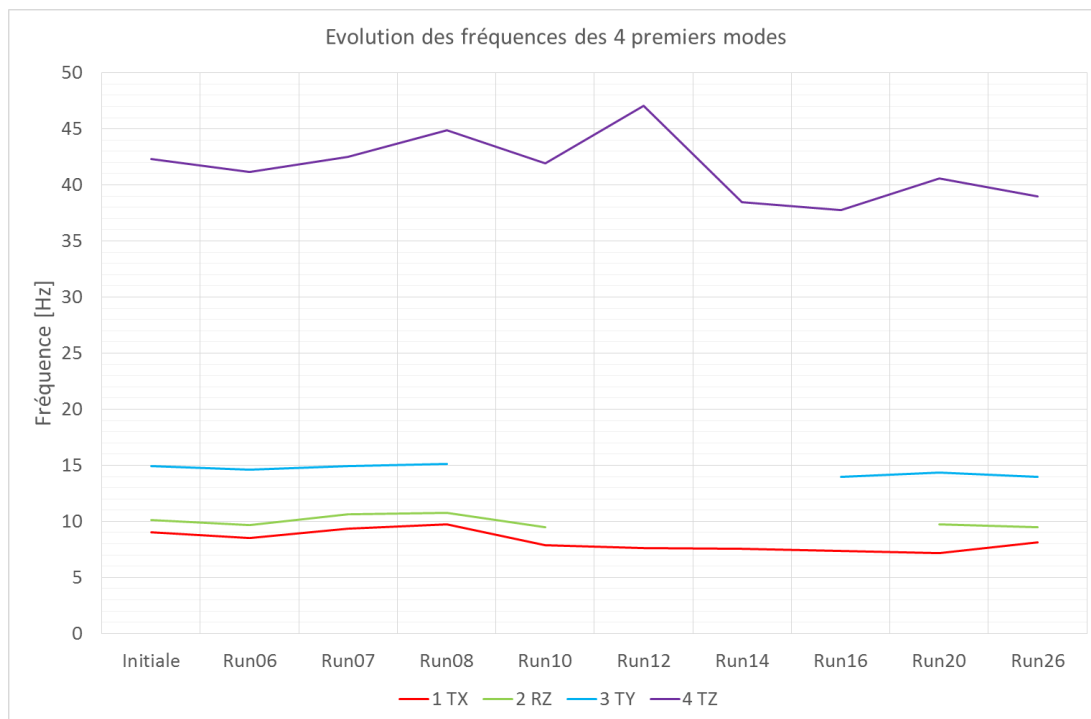


Figure 1.66 – Evolution des fréquences propres identifiées à partir des analyses modales au marteau de choc pour les modes 1 (translation dans la direction X), 2 (rotation autour de l'axe Z), 3 (translation dans la direction Y) et 4 (translation dans la direction Z)

L'analyse des résultats montre que malheureusement, la sensibilité des résultats au niveau de chargement, qui est très variable lors des essais au marteau de choc, puisqu'elle dépend de la force

avec l'opérateur frappe sur une cible, est telle qu'elle ne permet pas de dégager une tendance claire d'évolution des fréquences, ni de corrélérer l'évolution constatée à un endommagement.

#### 2.2.5.1.4 Conditions aux limites

De façon à caractériser le comportement réel des rotules et pivots tenant lieu de conditions aux limites à la maquette, des essais unitaires ont été réalisés au LMT.

A l'aide de vérins, les rotules et pivots ont été soumis à des sollicitations croissantes en rotation autour des axes qui sont positionnés parallèlement aux axes X et Y lorsqu'ils sont situés sous la maquette.

Ces essais nous ont permis d'accéder à certaines caractéristiques des rotules sous des sollicitations de type quasi-statiques (en particulier la raideur initiale et le seuil correspondant à la mise en place du glissement, au-delà duquel on peut considérer que la raideur en rotation devient nulle.

La raideur initiale évaluée est  $K_{r_{ini}} \cong 1.10^5 \text{ N.m/rad} \pm 6.10^4 \text{ N.m/rad}$  et un moment seuil de glissement  $M_{gl} = 110 \text{ N.m} \pm -50 \text{ N.m}$ .

Néanmoins il faut noter que la variabilité des résultats obtenus était très importante d'une rotule à l'autre.

Par ailleurs, les résultats sont, selon toute probabilité, dépendants de la vitesse de chargement. Or les vérins utilisés pour ces essais unitaires ne permettaient pas d'exercer un chargement autre que quasi-statique. Les caractéristiques identifiées ci-dessus ne sont donc pas pertinentes vis-à-vis des essais dynamiques (essais au marteau de choc ou essais de flexion dynamique sur la table vibrante Azalée).

Lors des essais de caractérisation, aucune résistance à la rotation mesurable n'a été constatée pour les pivots. Par contre, nous avons constaté que ceux-ci comprenaient des jeux : de l'ordre de 0,5mm autour de l'axe du pivot, de l'ordre de 0,5 à 1mm suivant les autres axes, et montraient également un certain jeu vis-à-vis des rotations qui auraient dû être bloquées.

Ces jeux n'ont pas pu être caractérisés précisément, les pivots étant formés de pièces mécaniques soudées avec des défauts de planéité.

Pour la modélisation des essais de flexion statique, les rotules et pivots pourront être assimilés à des rotules et pivots parfaits, car la raideur initiale des rotules ainsi que les jeux des pivots impactent uniquement les premiers instants de chargement. Une fois la maquette mise en mouvement, cette hypothèse est valide. Aux inversions de sens de chargement, la raideur initiale des rotules est probablement responsable des formes des légères boucles d'hystérésis observées même dans le domaine élastique.

Par contre ces hypothèses ne seront pas réalistes pour les calculs de flexion dynamique, qui devraient prendre en compte une modélisation réaliste des phénomènes de frottement des rotules et des jeux des pivots pour être représentatifs. Néanmoins les caractéristiques associées n'ont pas pu être déterminées par les essais menés.

Un autre point notable vis-à-vis des conditions aux limites de la maquette flexion statique concerne le blocage des rotations de la poutre de rive 1, sur laquelle le vérin exerce l'effort de poussée horizontale. En effet la platine d'appui du vérin restreint sensiblement les rotations possibles de la poutre, ce qui est visible sur les photographies en Figure 1.67, prises lors de l'un des derniers runs.



Figure 1.67 – Absence de rotation autour de l'axe Y de la poutre de rive 1, bloquée par le vérin, contrairement à la poutre de rive 2 libre de tourner sur ses appuis

### 2.2.5.1.5 Comparaison au dimensionnement : analyses des marges et de la ductilité.

Pour comparer les résultats obtenus au dimensionnement, nous nous baserons sur deux analyses :

- D'une part l'analyse menée dans les notes de dimensionnement et présentée dans le Tableau 1.5, dont la conclusion était que les sections mises en place dans le plancher, à proximité de la jonction, correspondaient aux sections calculées pour reprendre une poussée statique horizontale d'environ 32kN conformément aux règles de dimensionnement des Eurocodes, appliquées à l'ELU accidentel ;
- D'autre part une analyse simplifiée sur la base des calculs de sections de béton armé, présentée ci-dessous.

Si l'on considère les systèmes de poteaux associés à des rotules en tête et en pied supportant les poutres de rives comme équivalents à des appuis glissants, les moments s'exerçant à la connexion des éléments de structure avec la jonction sont représentés sur le schéma en Figure 1.68. Bien que la structure soit hyperstatique de degré 1, tant que la répartition de rigidité reste symétrique par rapport à l'axe du voile, la répartition des moments reste celle d'une structure isostatique où la réaction verticale en base du voile est nulle.

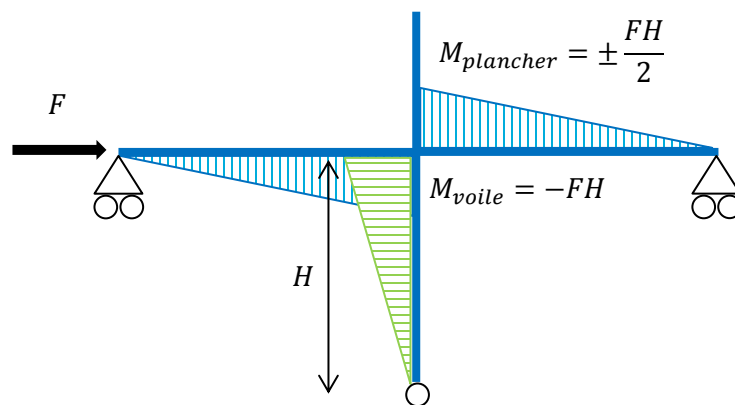


Figure 1.68 – Schéma de la répartition des moments dans la structure soumise à un effort horizontal.

On peut alors, par une analyse de béton armé classique détaillée au Chapitre 2.3.5.1.1, évaluer le moment de première fissuration  $M_{cr}$  dans le plancher, dont le ferrailage est symétrique :



$$M_{cr} = E_{cm} \cdot \frac{h^3}{12} \cdot \frac{f_t}{E_{cm}} + 2 \cdot y_s^2 \cdot \frac{f_t}{h} \cdot E_s \cdot A_s$$

Les caractéristiques des matériaux de la maquette et les données sur la section du plancher à sa connexion avec la jonction sont :

Module d'Young du béton :  $E_{cm} = 28,3 \text{ GPa}$

Résistance du béton en traction :  $f_t = 1,85 \text{ MPa}$

Module d'Young de l'acier :  $E_s = 195 \text{ GPa}$

Epaisseur du plancher :  $h = 0,09 \text{ m}$

Position des aciers par rapport à la fibre moyenne :  $y_s = \frac{0,09}{2} - 0,014 = 0,031 \text{ m}$

Section des aciers par face :  $A_s = 5,65 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml}$

D'où :

$$M_{cr} = 2\,810 \text{ N.m/ml}$$

Et l'effort horizontal correspondant  $F_{cr}$  à appliquer à la maquette pour initier la fissuration du béton du plancher à sa connexion avec la jonction est donc :

$$F_{cr} = \frac{M_{cr} \cdot b}{\frac{H}{2}} = \frac{2\,810 \cdot 1,5}{\frac{1,376}{2}} = 6\,120 \text{ N}$$

Cette valeur étant faible par rapport à l'effort exercé par le vérin pour obtenir la première fissuration, et la valeur de la résistance en traction du béton, dont dépend proportionnellement l'effort permettant d'obtenir l'initiation de la fissuration, étant peut-être plutôt de l'ordre de  $f_t = 2,85 \text{ MPa}$  comme discuté au paragraphe 2.2.2.1, on effectue également l'application numérique en retenant cette valeur.

On obtient alors :

$$F_{cr} = 9\,420 \text{ N}$$

L'analyse des données expérimentales nous conduit à évaluer, d'après la Figure 1.69, une valeur expérimentale correspondante de :

$$F_{cr,exp} = 11\,900 \text{ N}$$

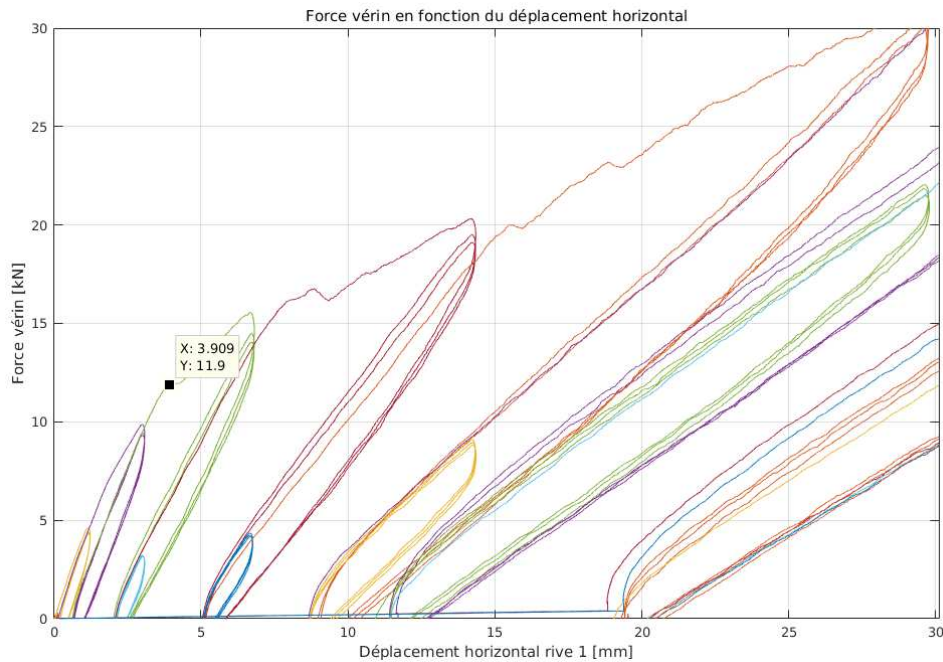


Figure 1.69 – Effort horizontal exercé lors de la première dégradation de raideur

L'écart entre la valeur expérimentale et la valeur théorique (20%) semble acceptable, vu la variabilité spatiale des paramètres matériau et la méconnaissance de certains paramètres géométriques, liée aux tolérances d'exécution.

On considérera donc par la suite que la résistance en traction du béton du plancher est égale à :

$$f_t = 2,85 \text{ MPa}$$

De la même façon, on évalue le moment  $M_{pl}$  à appliquer pour obtenir la plastification des aciers conformément aux équations détaillées au Chapitre 2.3.5.1.2.

Avec les paramètres suivants pour l'acier :

$$\text{Limite élastique de l'acier : } f_y = 574 \text{ MPa}$$

On obtient :

$$M_{pl} = 21\,700 \text{ N.m/ml}$$

Soit une poussée  $F_{pl}$  correspondante du vérin égale à :

$$F_{pl} = \frac{M_{pl} \cdot b}{\frac{H}{2}} = \frac{21\,700 \cdot 1.5}{\frac{1.376}{2}} = 47\,300 \text{ N}$$

L'identification précise de la valeur expérimentale correspondante sur la courbe force – déplacement n'est pas très simple, le changement de pente s'effectuant de façon progressive. On pourrait proposer au vu de la courbe en Figure 1.70 la valeur :

$$F_{pl,exp} = 51\,400 \text{ N}$$

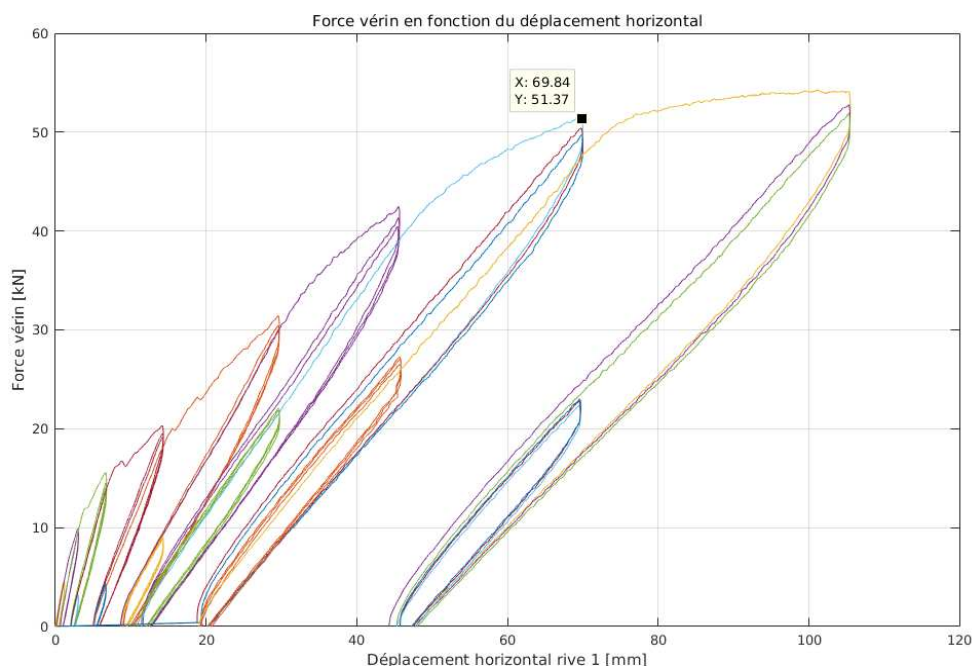


Figure 1.70 – Effort horizontal exercé lors de la plastification de la structure

Néanmoins une estimation plus précise peut être obtenue en analysant les tracés d'ouverture de fissure, sur lesquels le changement de pente indique le début de plastification, en Figure 1.71.

On obtient alors la valeur expérimentale suivante pour l'effort de poussée horizontale correspondant à l'initiation de la plastification

$$F_{pl,exp} = 49\,400\text{ N}$$

Dans les deux cas, l'écart entre la valeur théorique et la valeur expérimentale est de moins de 10%.

La comparaison avec les valeurs obtenues lors du dimensionnement dénote un écart plus important. En effet, l'effort de poussée pour obtenir un comportement plastique de la maquette représente 1,5 fois l'effort de poussée (32kN) pour laquelle la maquette a été dimensionnée à l'ELU, ce qui s'explique par les marges de dimensionnement importantes associées à la démarche réglementaire (et ce malgré la résistance de béton non conforme aux exigences de l'Eurocode pour la classe de béton prévue, qui était un C30/37).

En termes de déplacements horizontaux, la ductilité appelée correspondante, que l'on choisira de définir par rapport au déplacement maximum de la phase purement élastique, avant endommagement, est égale à :

$$\mu = \frac{D_{x\ max}}{D_{x\ cr}} = \frac{106}{11,9} = 8,9$$

On notera cependant que l'essai de flexion statique n'a pas été poussé jusqu'à la rupture, le domaine de sollicitations d'intérêt vis-à-vis des objectifs industriels n'allant pas jusque-là, et la structure devant être réparée pour faire l'objet d'autres essais.

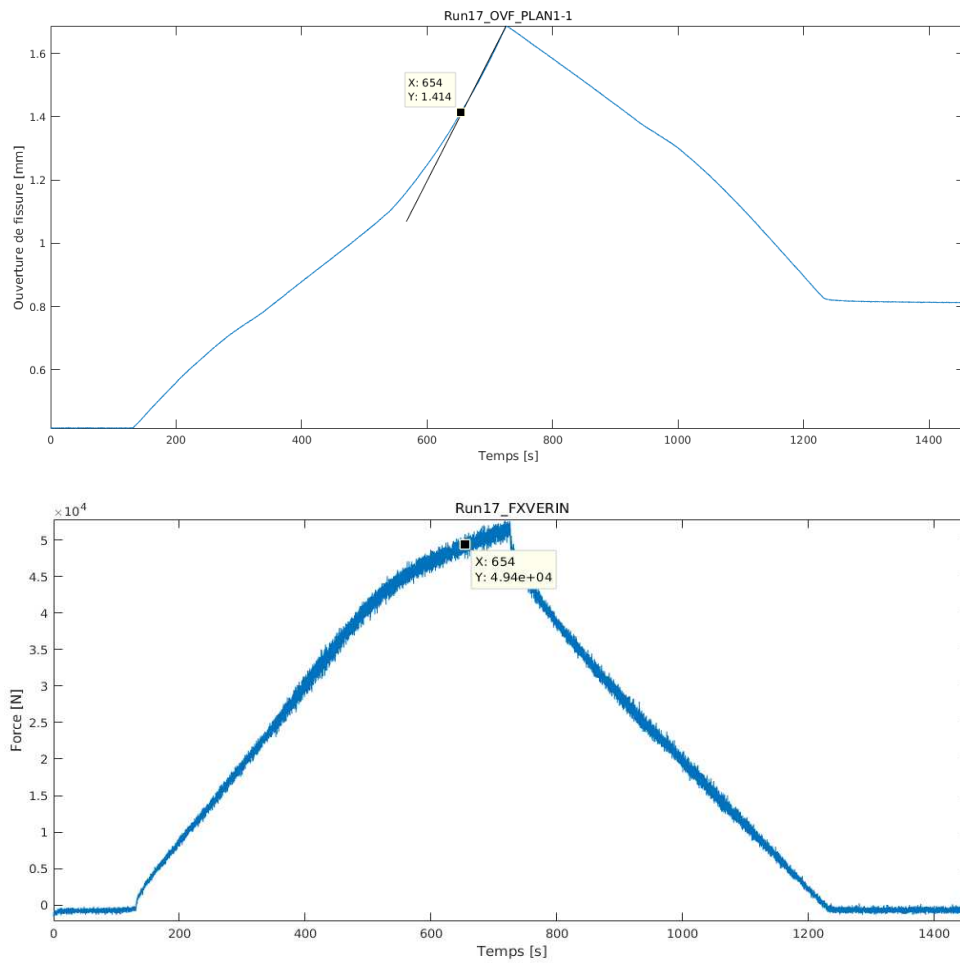


Figure 1.71 – Identification du début de plastification des aciers dans la fissure instrumentée sur le plancher 1

### 2.2.5.2 Maquette flexion dynamique

Les résultats d'essai sont détaillés dans le rapport d'essai (Chaudat, 2020). Les principaux éléments vis-à-vis du comportement des jonctions voile-plancher sont repris et développés ci-après.

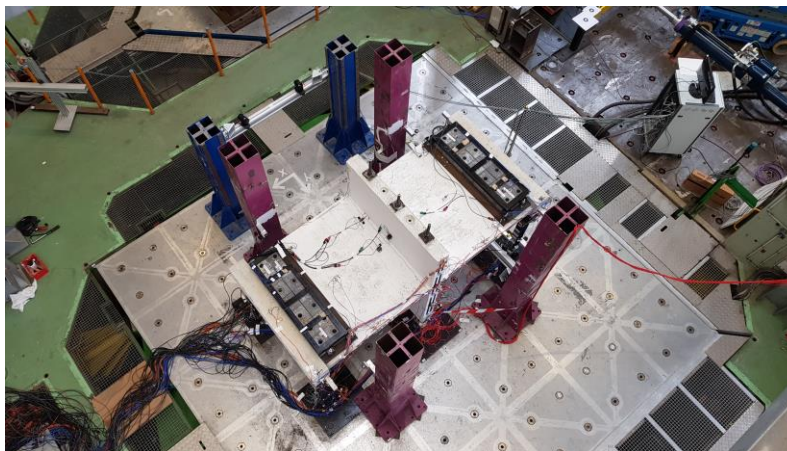


Figure 1.72 – Maquette flexion dynamique fixée sur la table vibrante Azalée

#### 2.2.5.2.1 Rigidité de la maquette : valeurs initiales des fréquences propres et évolution au cours des essais

Avant le début des essais, et après chaque séquence de chargement de la maquette flexion dynamique (« runs sismiques »), des runs « bruits blancs » ont été réalisés à faible niveau de sollicitation de façon à évaluer la rigidité de la maquette et sa dégradation au fil de l'essai.

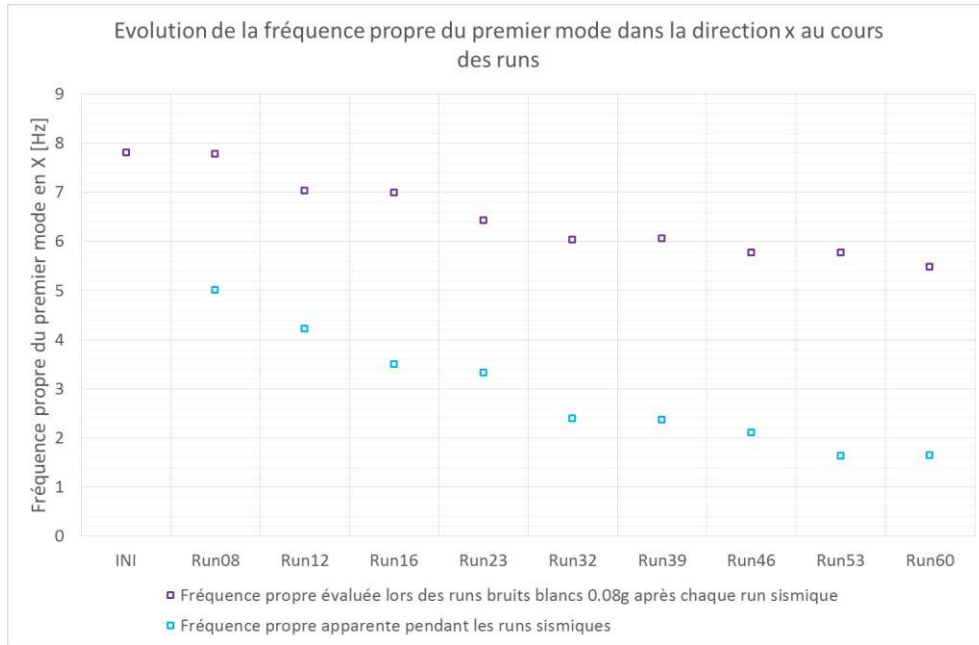
Les constatations faites lors des essais flexion statique sur la dépendance de la rigidité de la maquette dans la direction X au niveau de sollicitation ont pu être confirmées lors des essais dynamiques.

Les fréquences apparentes évaluées à partir des sollicitations de type sismique, de niveau important, sont inférieures à celles calculées d'après les enregistrements effectués avec des sollicitations de type bruit blanc à bas niveau d'un facteur variant de 1,6 à 3,4. Ces valeurs sont retracées en Figure 1.73.

Des sollicitations de type bruit blanc à niveau légèrement plus élevé ont par ailleurs donné des résultats intermédiaires.

L'ensemble de ces résultats a malheureusement permis de confirmer une dépendance non linéaire entre la rigidité apparente de la maquette dans la direction X et le niveau de sollicitation.

On notera que sur des essais sur table vibrante menés sur des structures en béton armé à une échelle similaire, comme par exemple les essais SMART, les fréquences propres évaluées lors des runs bruits blancs étaient très proches des fréquences apparentes observées lors du run sismique précédent. Seul l'amortissement présentait une variation significative en fonction du niveau de sollicitation. Ce phénomène ne peut donc être attribué au béton armé de la maquette.



*Figure 1.73 – Evolution des fréquences propres apparentes de la maquette au cours des runs sismiques et des runs bruits blancs*

Les essais de caractérisation menés dans le cadre de la campagne flexion statique avaient permis d'identifier des phénomènes de frottement au niveau des rotules situées sous les poutres de rive, ainsi que des jeux au niveau des pivots situés sous le voile. Ces phénomènes expliquent les non-linéarités observées, de même que les phénomènes de chocs (dus aux jeux des pivots) dont l'impact sur les spectres à la base du voile est très visible, comme il apparaît en Figure 1.74 avec le contenu haute fréquence très important qui apparaît immédiatement au-dessus des rotules.

Ici on observe le résultat d'une combinaison de chocs et de signaux plus régulier.

On rappelle que la fréquence d'échantillonnage des mesures effectuées est de 512Hz, donc une fréquence de Nyquist de 256 Hz.

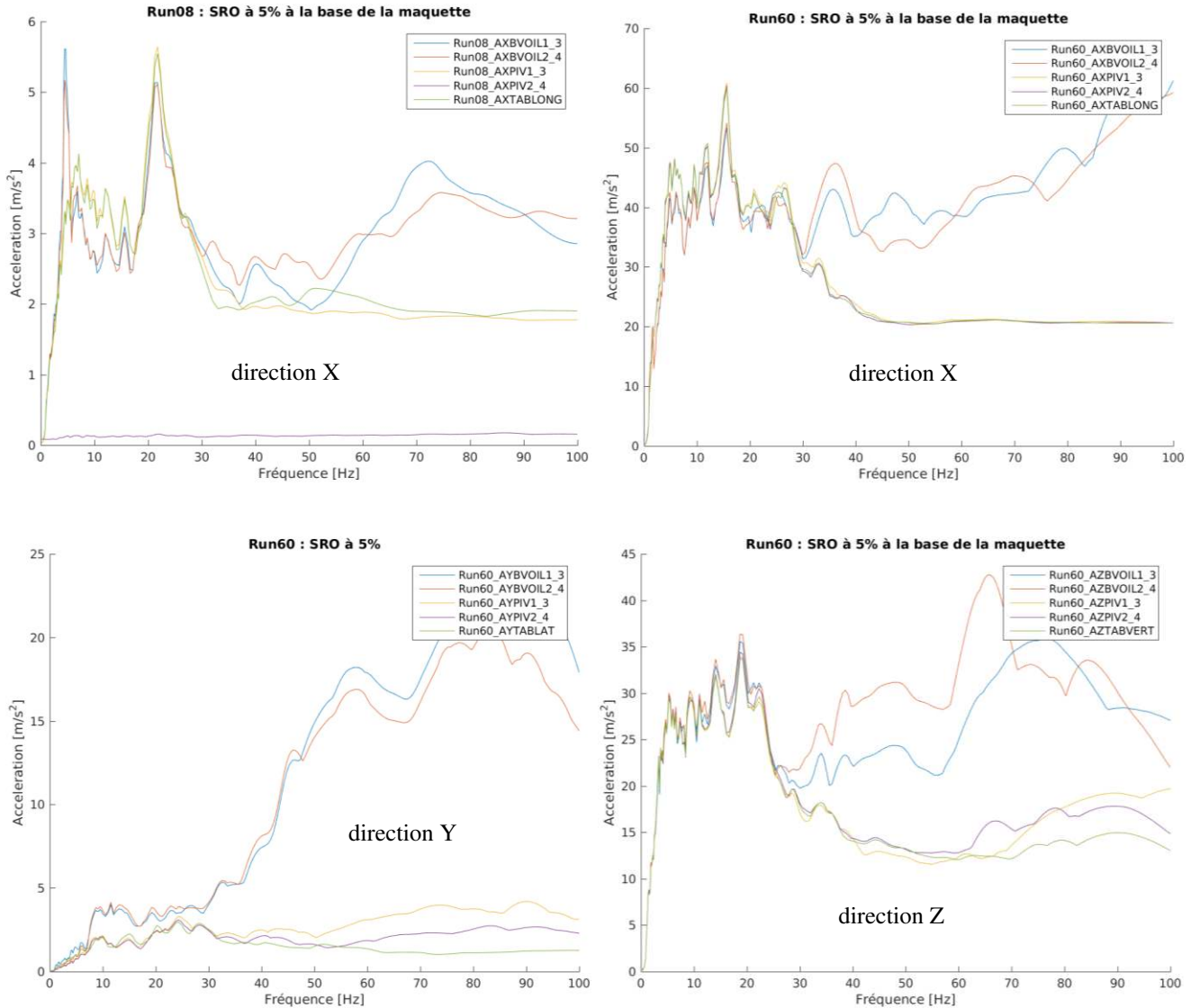


Figure 1.74 – Run 08 : spectres de réponse d’oscillateur pour les accélérations en X ; Run 60 : spectres en X, Y et Z sur le plateau de la table, à la base des rotules, et à la base du voile immédiatement au-dessus des rotules, calculés pour un amortissement de 5%

L’évolution de la fréquence propre, normée par rapport à la fréquence propre apparente initiale sous bruit blanc bas niveau (0,08g), est présentée en Figure 1.75 par rapport à l’accélération maximale vue par la structure à sa base (ZPA au niveau du plateau de la table vibrante).

A niveau de sollicitation constant, ce qui peut être considéré comme étant le cas des runs bruits blancs bas niveau, même s’il y a une certaine variabilité, on constate que la fréquence propre initiale de la structure est conservée jusqu’à un peu au-delà du niveau de dimensionnement (run 12 avec une ZPA en X à 0,35g, pour un dimensionnement effectué à 0,25g). La maquette a encore à ce moment-là un comportement élastique non dégradé.

Après les chargements suivants, la fréquence apparente de la maquette diminue jusqu'à se stabiliser autour de 0,7 fois la valeur initiale, après le run 46 dont la ZPA est à 1,12g (soit environ 4,5 fois le niveau de dimensionnement).

Il faut néanmoins noter que, compte tenu de la baisse de fréquence apparente très importante de la maquette, la ZPA n'est probablement pas un très bon indicateur du niveau de sollicitation de la structure. On peut proposer de considérer plutôt comme indicateur le niveau d'accélération spectrale à la fréquence propre apparente du mode propre principal de la maquette dans la direction X,  $S_a(f_0)$ .

En prenant en compte cet indicateur, on atteint une fréquence propre réduite stabilisée à environ 0,7 fois la fréquence propre initiale pour une sollicitation de 1,8 fois la valeur de dimensionnement.

On notera qu'à plus faible niveau le changement d'indicateur n'a pas autant d'impact, les fréquences apparentes étant plus proches de celles considérées pour le dimensionnement à ce moment-là. Le run 16, pour laquelle la maquette demeure encore entièrement élastique sans diminution de la rigidité apparente est à un niveau égal à 0,65 fois le niveau de dimensionnement. On peut alors considérer qu'un niveau proche du niveau de dimensionnement est atteint pendant le run 16, pour lequel la fréquence apparente est d'environ 0,9 fois la fréquence initiale.

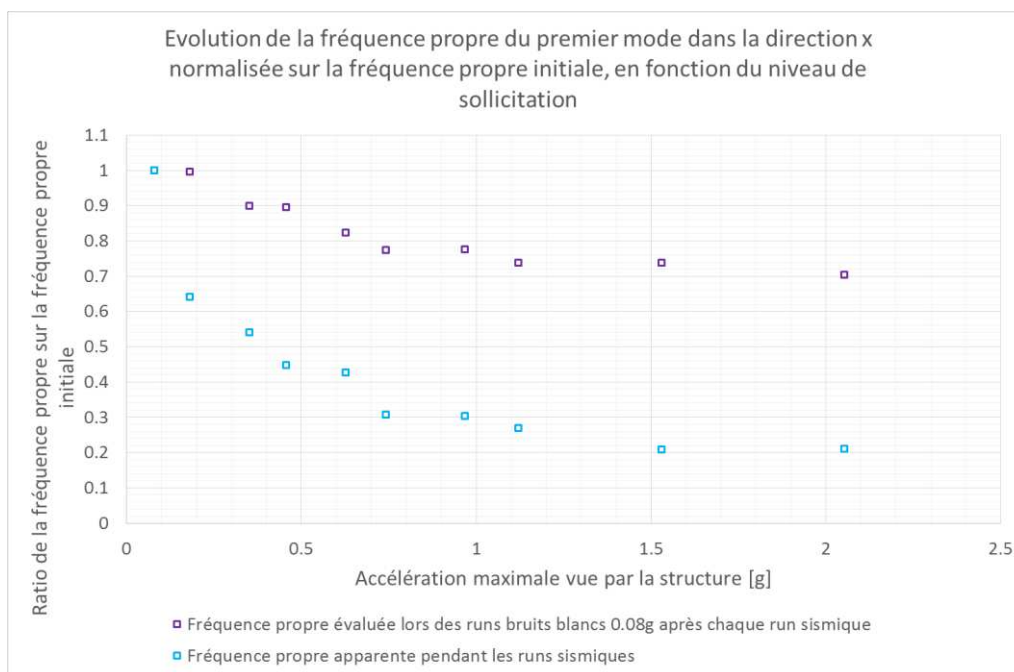


Figure 1.75 – Evolution des fréquences propres apparentes de la maquette normées sur la valeur initiale évaluée lors du premier run « bruit blanc », en fonction de l'accélération horizontale maximale imposée à la maquette (ZPA en X au niveau du plateau de la table vibrante)

L'évolution de la raideur macroscopique de la maquette sollicitée dans la direction X est déduite de l'évolution des fréquences apparentes en Figure 1.76, la fréquence étant proportionnelle à la racine de la raideur, toutes choses restant égales par ailleurs. On obtient alors en fin d'essai une raideur macroscopique équivalente égale à 0,5 fois la raideur initiale.

Ces ordres de grandeurs sont cohérents avec les ordres de grandeurs proposés par les règlements pour des éléments de béton armé fissurés sollicités en flexion.



Néanmoins, un point important est à noter : il s'agit d'une raideur macroscopique, correspondant à l'ensemble de la structure sollicitée en flexion (voile, jonction et plancher). Si une modélisation plus fine est faite des phénomènes de dégradation se produisant dans la jonction et à sa connexion avec les éléments de structure, celle-ci ne sera *a priori* pas compatible avec une modélisation linéaire équivalente simplifiée considérant une raideur divisée par 2 pour les éléments de structure, et nécessitera une représentation adéquate des phénomènes de dégradation se produisant dans les éléments de structure eux-mêmes.

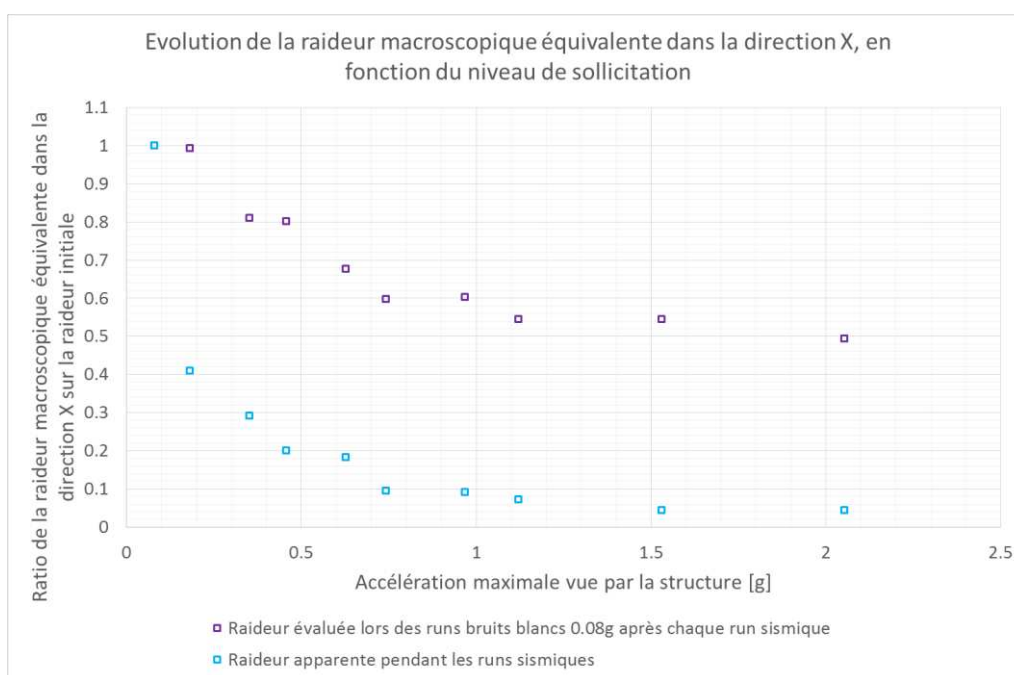


Figure 1.76 – Evolution de la raideur macroscopique apparente de la maquette normées sur la valeur initiale évaluée lors du premier run « bruit blanc », en fonction de l'accélération horizontale maximale imposée à la maquette (ZPA en X au niveau du plateau de la table vibrante)

#### 2.2.5.2.2 Comportement de la structure et évolution de la fissuration

De façon à appréhender le comportement global de la maquette, on s'intéressera pour commencer à l'évolution des déplacements horizontaux de la maquette.

En Figure 1.77, l'évolution des déplacements maximaux et résiduels des poutres de rives au cours des runs montre l'absence de déplacements horizontaux résiduels significatifs avant le début du run 53 (accélération horizontale maximale imposée de 1,53g). A partir de ce run, des déplacements résiduels, dont l'amplitude est significative par rapport à l'accroissement du déplacement maximal observée pendant le run, sont enregistrés.

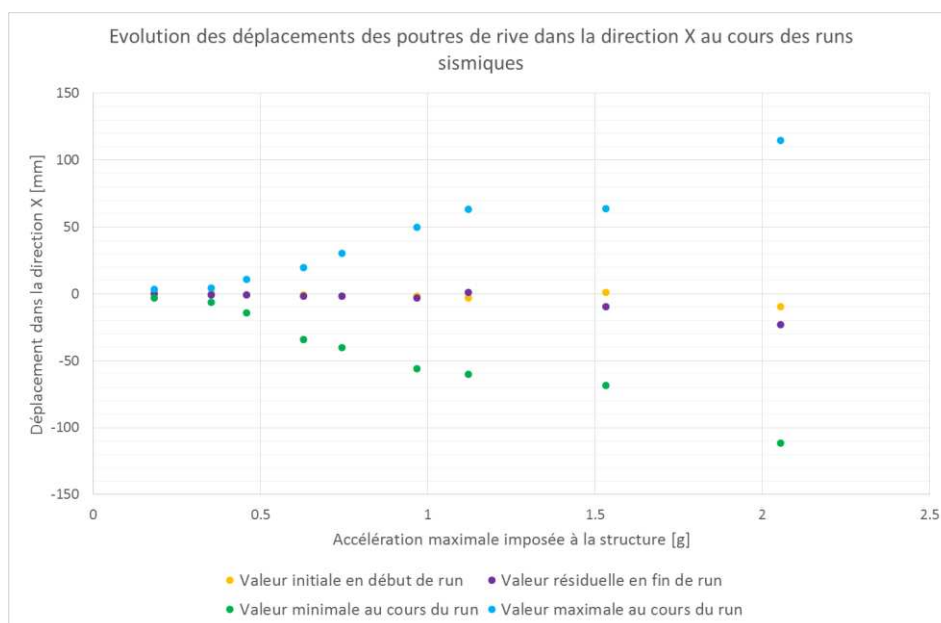


Figure 1.77 – Evolution des extrema de déplacement dans la direction X des poutres de rives au cours des runs

De façon à apprécier la variation de raideur macroscopique de la structure vis-à-vis des déplacements dans la direction X, on trace sur le graphe en Figure 1.78 les extrema et valeurs résiduelles des déplacements dans la direction X en lien avec l'accélération spectrale correspondant à la fréquence propre de la structure observée au cours du run correspondant. La courbe obtenue montre les limites de cet indicateur, sans doute trop local, ne prenant pas en compte les autres fréquences propres de la structure.

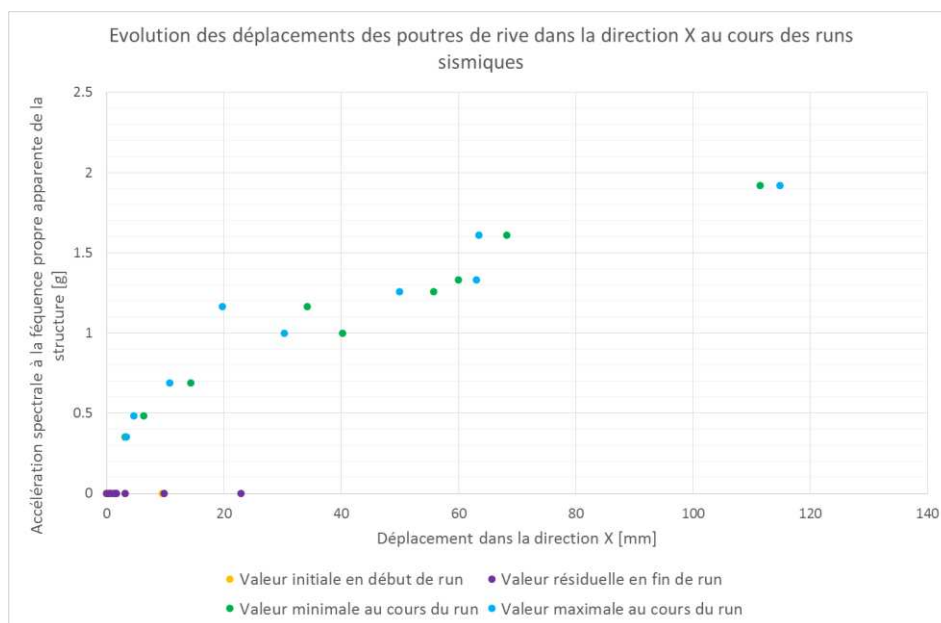


Figure 1.78 – Relation entre extrema de déplacement dans la direction X des poutres de rives et accélérations spectrales à la fréquence propre de la maquette

On obtient de meilleurs résultats en termes de corrélation en prenant comme référence l'accélération horizontale maximale vue par les poutres de rive (ZPA), comme présenté en Figure 1.79. On distingue mieux alors les trois plages constatées lors de l'analyse de l'évolution des fréquences propre : une phase initiale élastique, où la rigidité est importante ; une seconde phase où la raideur décroît sans toutefois être associée à des déplacements résiduels significatifs ; et enfin une phase de faible raideur, où les déplacements résiduels croissent considérablement.

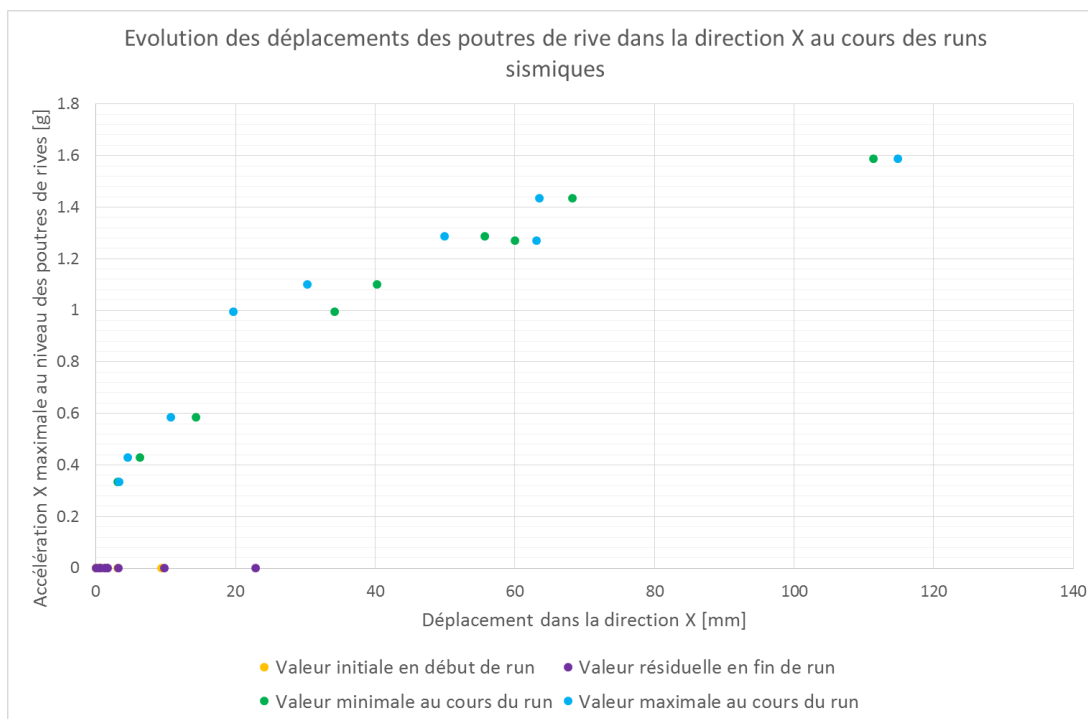


Figure 1.79 – Relation entre extrema de déplacement dans la direction X des poutres de rives et accélérations maximales au niveau des poutres de rives (ZPA des poutres de rives)

Après chaque run sismique, les fissures apparues sur la maquette ont été identifiées. L'analyse de ces données permet d'identifier les runs sismiques au cours desquels des fissures sont apparues en sous-faces des planchers : ce sont les runs 16 (accélération horizontale maximale de 0,6g au niveau des poutres de rive) à 39 (accélération horizontale maximale de 1,3g au niveau des poutres de rive), comme le montre la Figure 1.80. Ce sont les mêmes runs au cours desquels une dégradation progressive de la raideur de la maquette a pu être constatée. En surface des planchers, l'initiation d'une première fissure à proximité de la jonction avait pu être identifiée dès le run 12, sans impact notable sur la rigidité.

Contrairement à la maquette flexion statique qui n'était pas sollicitée de façon alternée, la maquette flexion dynamique est sollicitée aussi bien dans une direction que dans l'autre par rapport à l'axe X. Les fissures s'initient donc à la fois à partir de la surface et de la sous-face des planchers de façon indépendante

Il est important de noter que lors du dernier run, le run 60, les fissures les plus proches de la jonction sont devenues traversantes, en raison de la jonction à mi-épaisseur de la section des fissures initiées de part et d'autre de l'épaisseur du plancher. On notera également en Figure 1.81 sur les pignons un début de fissuration à la base de la jonction, au niveau de sa connexion avec le voile, apparu lors des derniers runs.

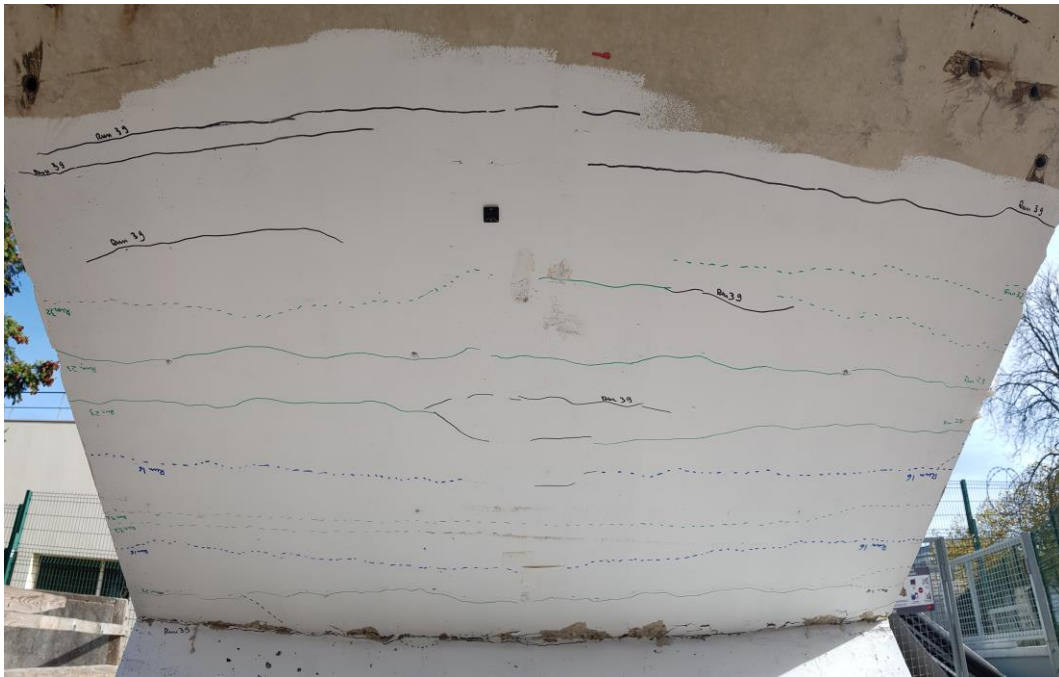


Figure 1.80 – Fissuration en sous-face du plancher 2 à l'issue de l'ensemble des runs



Figure 1.81 – Fissuration du pignon côté Y- (à gauche) et Y+ (à droite) à l'issue de l'ensemble des runs

Des capteurs d'ouverture de fissure ont été posés à partir du run 16, en surface du plancher 2, sur la fissure la plus proche de la jonction, comme indiqué en Figure 1.38.

L'évolution des valeurs maximales et résiduelles de l'ouverture de fissure au cours des runs est retracée en Figure 1.82, à partir de la moyenne des 3 capteurs posés. On constate l'apparition d'une ouverture de fissure résiduelle à partir du run 39 (accélération horizontale maximale imposée de 0,97g). A partir du run 53 (accélération horizontale maximale imposée de 1,53g), cette ouverture de fissure résiduelle s'accroît considérablement, représentant la majeure partie de l'incrément d'ouverture de fissure maximale.

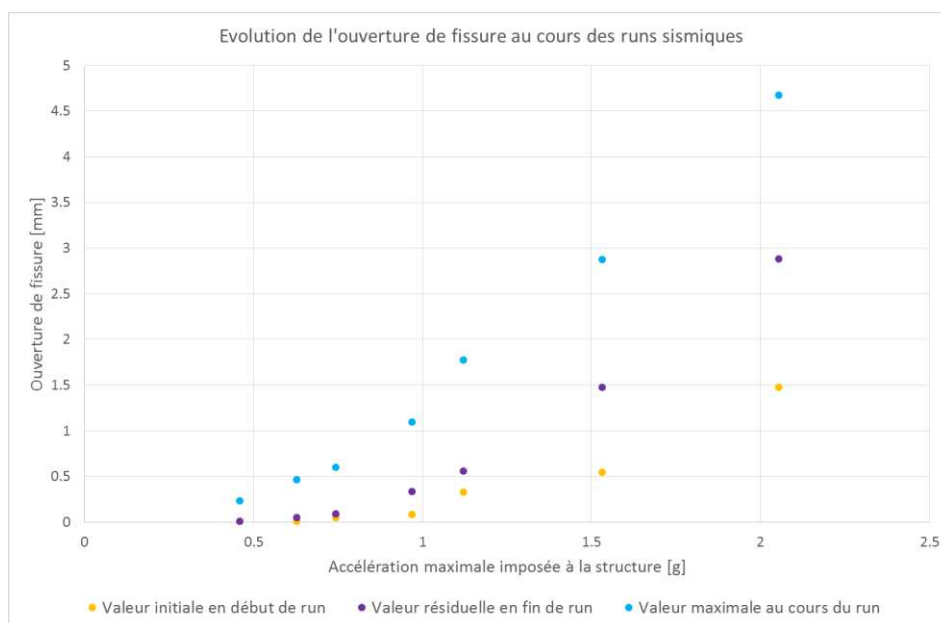


Figure 1.82 – Evolution de l'ouverture de fissure maximale et résiduelle en surface du plancher 2, à la connexion du plancher 2 avec la jonction au cours des runs : moyenne des 3 capteurs

L'évolution temporelle des ouvertures de fissures au cours de différents runs est retracée en Figure 1.83. Ces vues permettent d'apprécier la concomitance entre l'atteinte de l'ouverture de fissure maximale pendant la phase forte, entre 8 et 10s, et la création de l'ouverture de fissure résiduelle.

On remarquera que des valeurs négatives non négligeables sont parfois atteintes au cours des runs. Il s'agit probablement d'un effet du positionnement des capteurs, qui sont appuyés sur la réhausse côté voile. Les variations d'angle entre le plancher et le voile affectent donc la mesure et introduisent donc une erreur supplémentaire. Néanmoins cela ne remet pas en cause les constatations qualitatives effectuées précédemment.

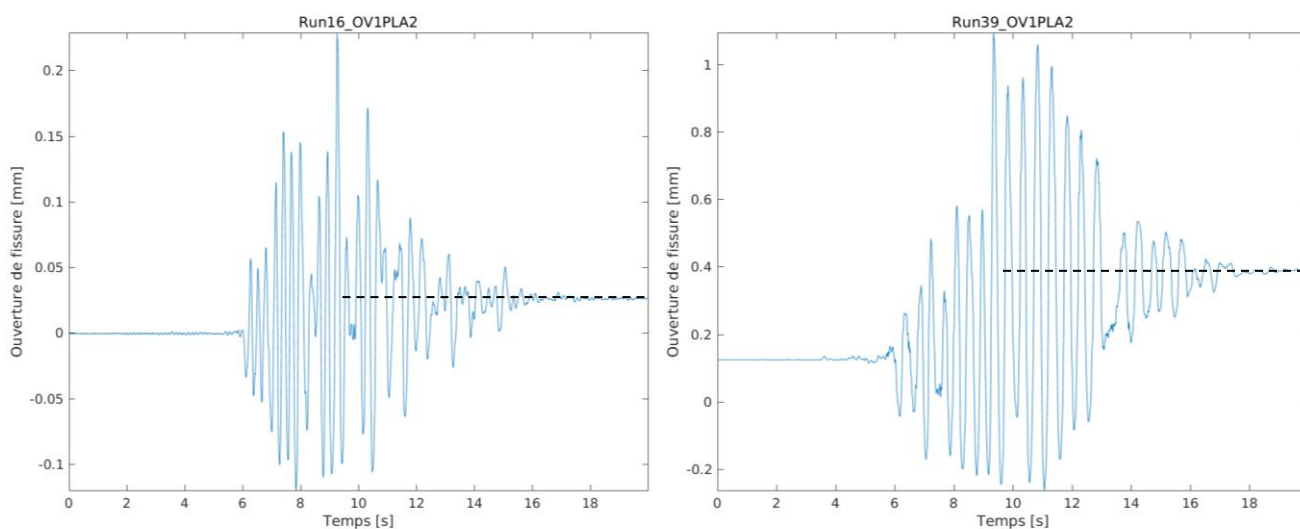


Figure 1.83 – Evolution des ouvertures de fissure au cours des runs 16 et 39

Les déformations dans les aciers ont été suivies au moyen de jauges de déformations, placées sur un des aciers principaux, dans la direction x, de part et d'autre de l'axe du voile, ainsi qu'au moyen de fibres optiques.

L'évolution des déformations maximales et résiduelles enregistrées dans les aciers au niveau des jauges installées est retracée en Figure 1.84. On note que la limite élastique des aciers est localement atteinte dès le run 23 pour les jauges les plus proches de l'axe du voile (J4PLA2 et J5PLA1, situées à 60 mm de part et d'autre de l'axe du voile, à l'intérieur de la jonction). C'est à partir du run 32 que les jauges situées dans le plancher, à proximité immédiate du nu du voile (J3PLA2 et J6PLA1) atteignent cette limite.

Néanmoins ces résultats sont à considérer avec une certaine précaution, les valeurs mesurées dépendant beaucoup de la position de la jauge par rapport à celle des fissures : par exemple la jauge J2PLA2, située plus loin de l'axe du voile, a cependant enregistré des valeurs largement supérieures aux jauges J3PLA2 et J6PLA1. Ces signaux sont également très bruités, ce qui a pu amplifier les extrema présentés.

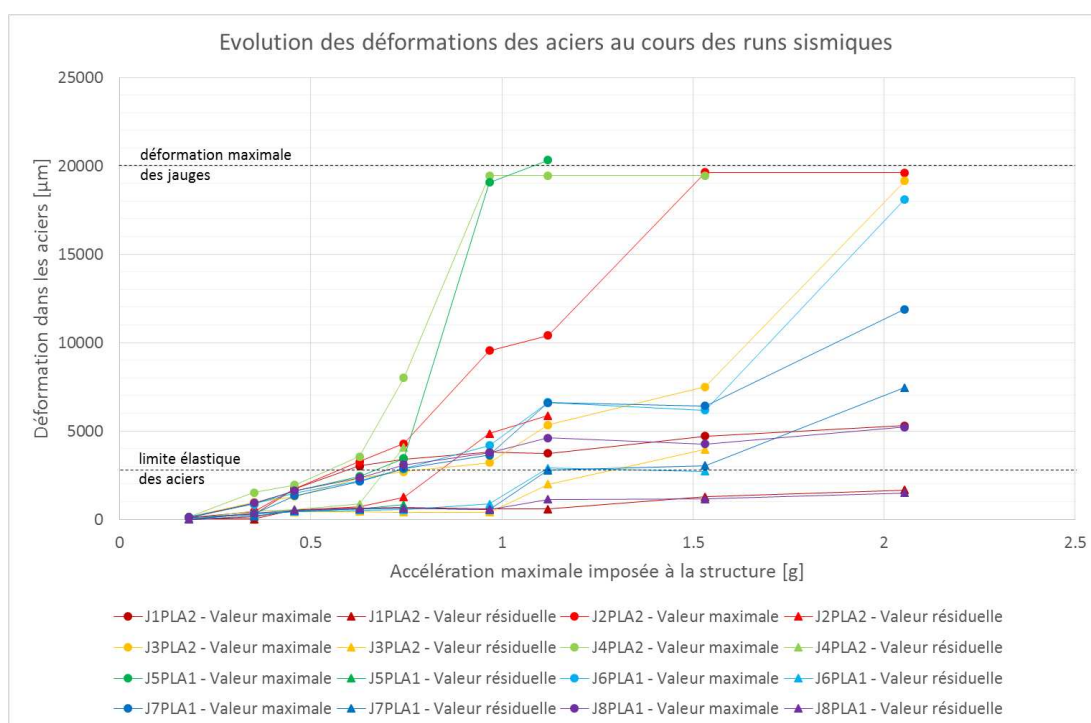
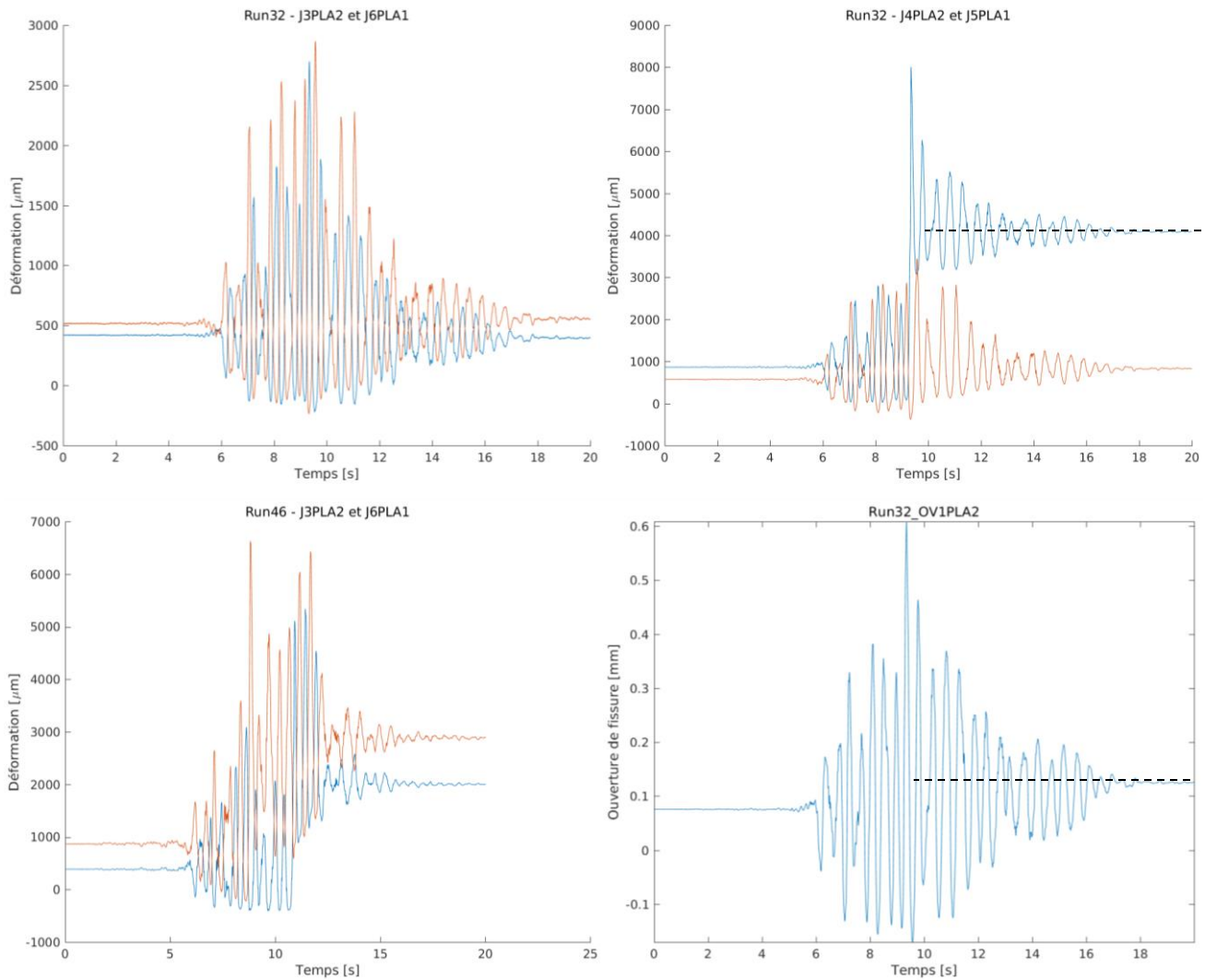


Figure 1.84 – Evolution des déformations maximales et résiduelles dans les aciers au cours des runs (jauges aciers)

L'évolution temporelle des déformations dans les jauges permet de vérifier le fait que celles-ci évoluent en opposition de phase entre le plancher 1 et le plancher 2, ce qui est cohérent avec les observations précédentes. Par ailleurs, le moment auquel le pic d'ouverture de fissure est atteint au cours du run 32 correspond au moment auquel la déformation résiduelle présente en fin du run 32 est créée dans l'acier au niveau de la jauge J4PLA2 située à proximité de la fissure.



*Figure 1.85 – Evolution des déformations dans les aciers au cours des runs 32 et 46 (en bleu les jauges du plancher 2, en orange celles du plancher 1) et relation avec l’instant correspondant à l’ouverture de fissure de fissure maximale au run 32*

Ces données sont cohérentes avec les résultats de l’exploitation des enregistrements obtenus par fibre optiques, comme on peut le constater en Figure 1.86 pour des données en des points situés à une distance similaire de l’axe du voile.

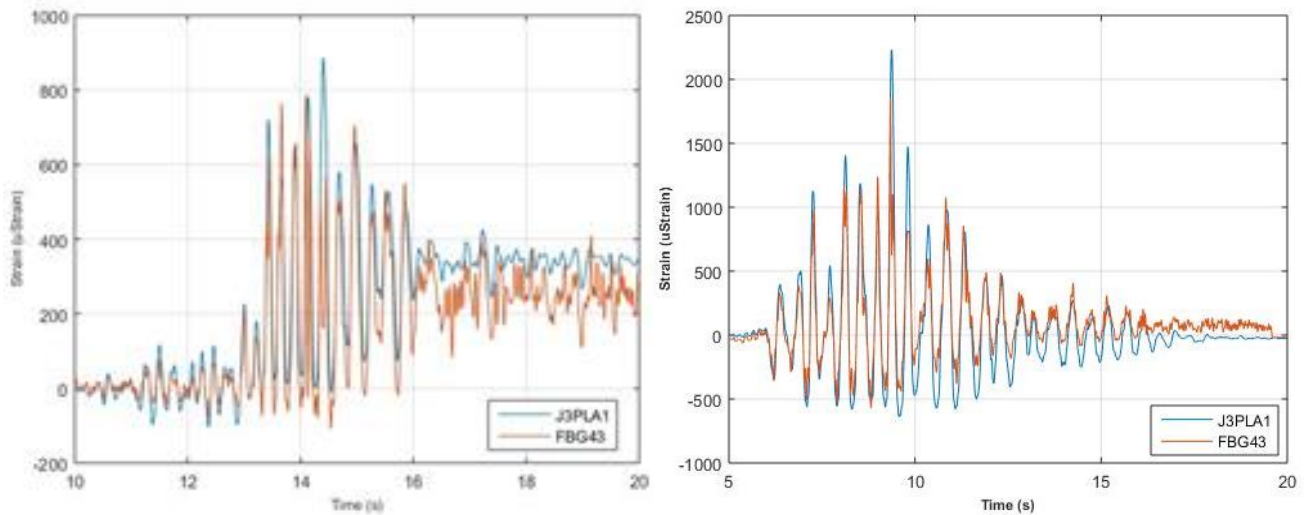


Figure 1.86 – Evolution des déformations dans les aciers au cours des runs 12 et 32 (mesures jauges et mesures par fibres optiques BRAGG) d’après (Chaudat, 2020)

Les mesures effectuées par OFDR (mesures continues de la déformation résiduelle le long de l’acier) sont également comparées en Figure 1.87 aux mesures issues de l’exploitation des réseaux de BRAGG, qui permettent d’obtenir l’évolution temporelle des déformations dans l’acier en un certain nombre de points prédéterminés. Cela confirme la cohérence des mesures effectuées par ces deux méthodes.

L’intérêt des mesures OFDR, bien qu’elles ne permettent pas de suivre l’évolution des déformations pendant les runs mais uniquement les valeurs résiduelles, est de permettre d’obtenir un profil complet des déformations le long de l’acier, mettant bien en lumière les variations locales importantes de celles-ci.

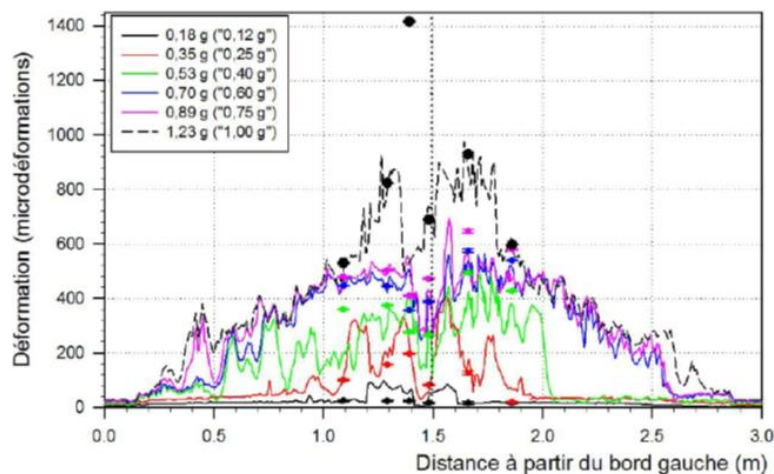


Figure 1.87 – Evolution des déformations résiduelles dans les aciers au cours des runs (mesures par fibres optiques – BRAGG et OFDR) d’après (Magne, 2019)

Le suivi de l’évolution des valeurs maximales et résiduelles des déformations moyennes dans les poteaux, proportionnelles à l’effort axial moyen transmis car les poteaux restent élastiques, est bien



corrélé aux accélérations spectrales à la fréquence propre apparente de la maquette, comme le montre la Figure 1.88. On notera que l'effort axial moyen maximal est de l'ordre de 20kN lors des runs les plus élevés. L'angle d'inclinaison maximal atteint par les poteaux lors de ces runs ( $6^\circ$  environ), modifie légèrement le diagramme des moments dans la structure présenté en Figure 1.68, en créant une dissymétrie entre les moments du plancher 1 et du plancher 2, le moment tendant à être plus important en valeur absolue côté plancher 1. Néanmoins la perte de raideur du plancher 1 suite à son endommagement tend à rééquilibrer la distribution des moments dans la structure.

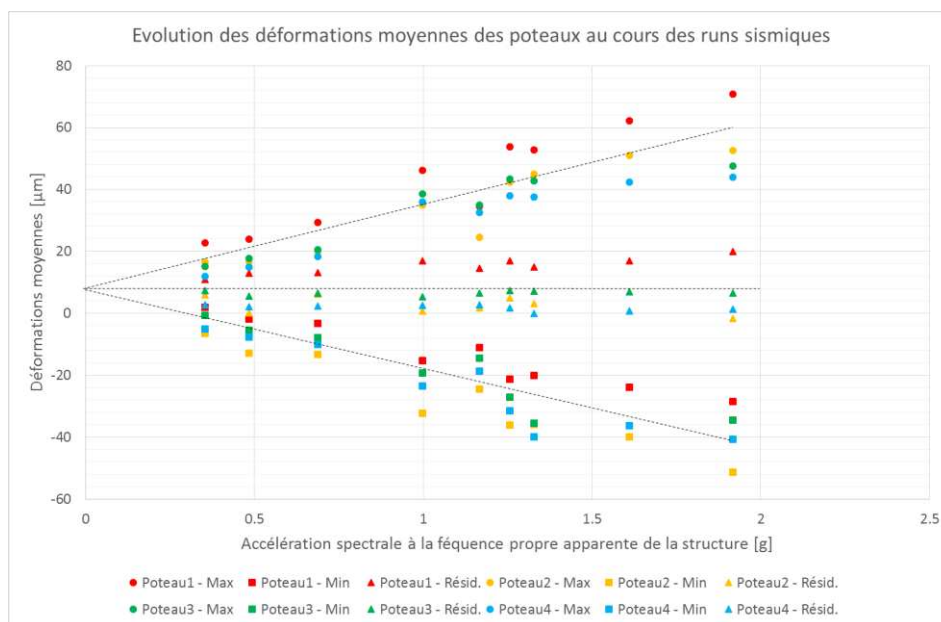


Figure 1.88 – Evolution des déformations maximales et résiduelles dans les poteaux en fonction de l'accélération spectrale à la fréquence propre de la maquette

L'évolution temporelle des déformations, qui nécessite un filtrage pour être lisible, en raison du bruit de mesure important, permet d'identifier que les efforts dans les poteaux situés d'un même côté du voile (poteaux 1 et 2 d'une part, poteaux 3 et 4 d'autre part) sont en phase l'un par rapport à l'autre, en opposition de phase par rapport à ceux situés de l'autre côté du voile, et ce tout au long de l'essai, comme montré en Figure 1.89. Ces observations sont cohérentes avec les observations sur la déformée de la maquette, correspondant bien à la déformation associée au premier mode propre dans la direction X.

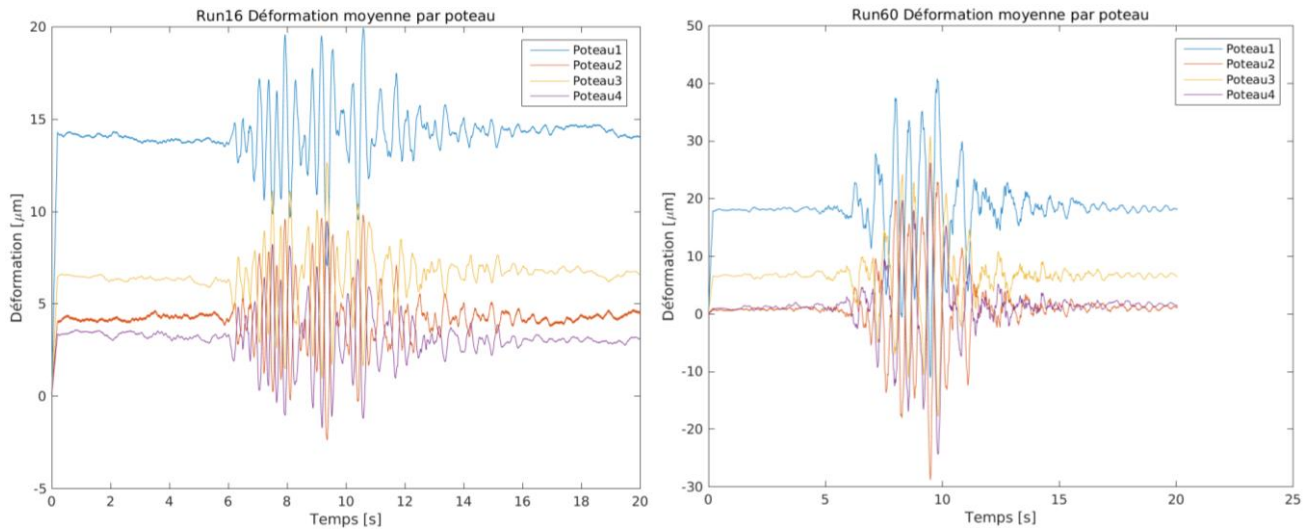


Figure 1.89 – Evolution des déformations moyennes dans les poteaux au cours des runs 16 et 60

### 2.2.5.2.3 Cinématique de la jonction : évolution des rotations des sections au cours des essais

Des mesures de rotations des sections ont été effectuées par plusieurs moyens :

- d'une part, des capteurs à câble à 45° reliant les éléments de structure à proximité de la jonction, à mi-travée ;
- d'autre part, des gyromètres équipant l'un des pignons et les éléments de structure à mi-travée, à proximité immédiate des capteurs à câble.

Les comparaisons effectuées dans le rapport d'essai (Chaudat, 2020) ayant montré une bonne concordance entre les valeurs obtenues par l'exploitation des capteurs à câbles et l'intégration des enregistrements des gyromètres, on se restreindra ici à l'analyse des données issues des capteurs à câble situés à mi-travée.

A partir des mesures de déplacements à 45° autour de la jonction, on recalcule les rotations relatives des éléments de structure (valeur négative : diminution de l'angle entre les deux éléments – valeur positive : augmentation), comme illustré en Figure 1.52 :

$$r_y = 2 \sin^{-1} \left( \frac{L_0 + dL_{mesuré}}{2D_0} \right) - \frac{\pi}{2}$$

Où  $L_0$  est la longueur initiale du câble du capteur, et  $D_0$  est la distance entre l'angle et les points de fixation du capteur et du câble. On considèrera pour les essais flexion dynamique  $D_0 = 0,10m$  d'où  $L_0 \cong 0,141m$ .

Sur l'ensemble des runs, comme illustré par le tracé en Figure 1.90 ci-dessous, les rotations relatives de chacun des planchers par rapport au voile et par rapport à la réhausse sont en opposition de phase, et les rotations des planchers sont en opposition de phase l'une par rapport à l'autre. Cela correspond à une déformation en accord avec le premier mode de la structure en X.

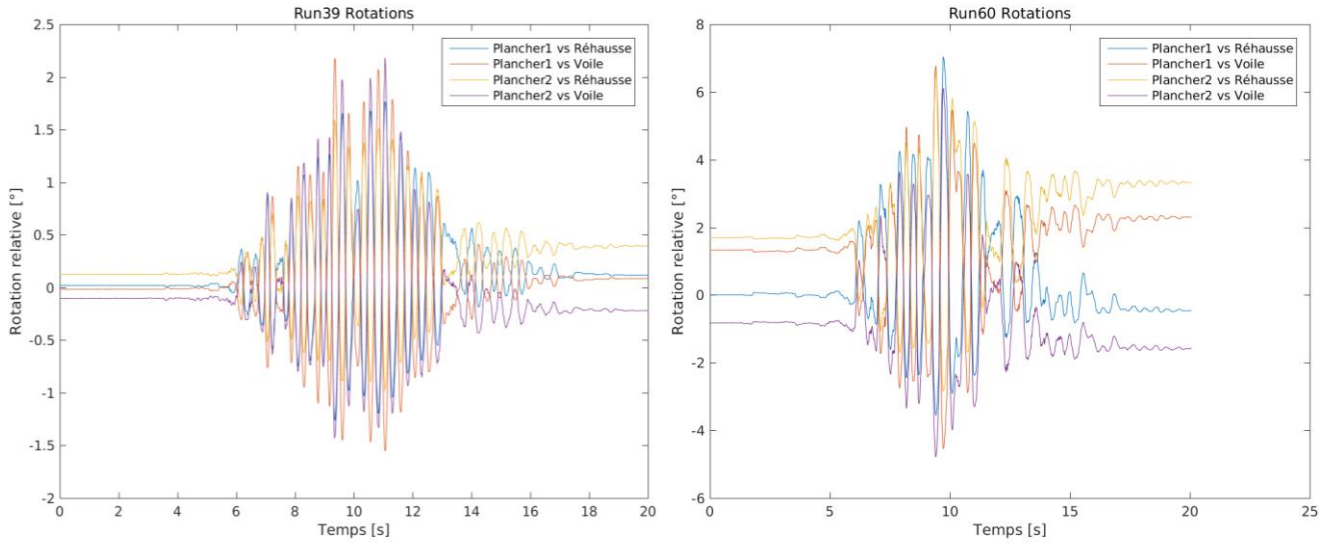


Figure 1.90 – Evolution des rotations relatives des éléments de structures au cours des run 39 et 60 (capteurs à câble)

Le tracé des valeurs maximales et résiduelles des rotations relatives, en Figure 1.91, montre que l'évolution des déformées maximales pendant l'ensemble des runs, et résiduelles à partir du run 53 (accélération horizontale maximale imposée de 1,53g), se fait en accord avec le schéma en Figure 1.92.

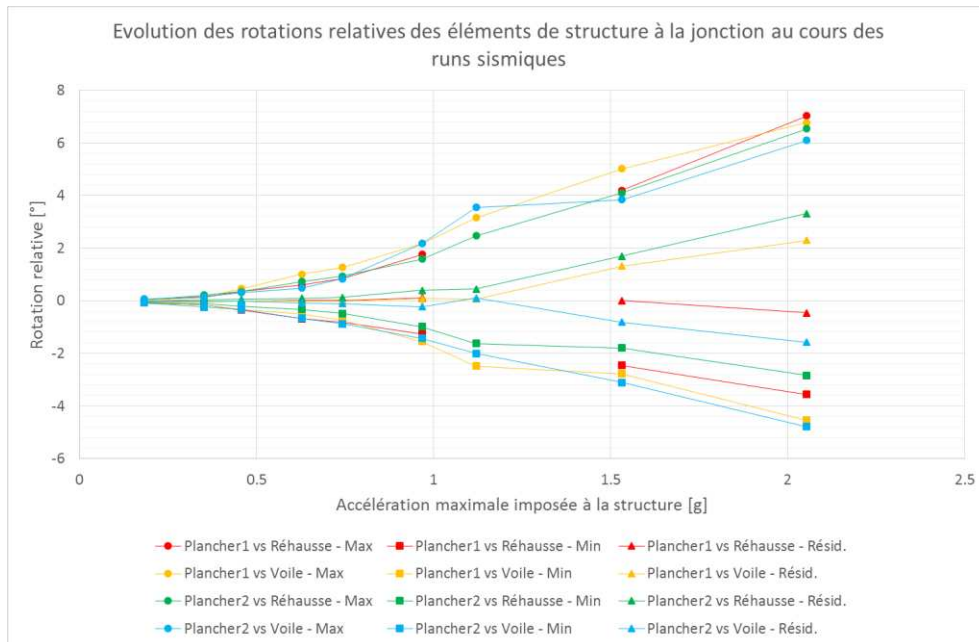


Figure 1.91 – Evolution des valeurs maximales et résiduelles des rotations relatives des éléments de structures au cours des runs (capteurs à câble)

Au run 46 (accélération horizontale maximale imposée de 1,12g), le capteur à câble mesurant l'angle entre le plancher 1 et la réhausse s'est décollé. Il n'y a donc pas de mesures pour ce run et les mesures des runs suivants de ce capteur n'intègrent pas les rotations résiduelles des runs précédents.

Les valeurs résiduelles à l'issue du run 53 montrent une plastification qui a dû principalement être produite pendant une sollicitation dans la direction des X négatifs, alors que la face supérieure du plancher 2 était tendue, de même que la face inférieure du plancher 1, comme illustré sur le schéma. Le run 60 a encore accentué cette tendance.

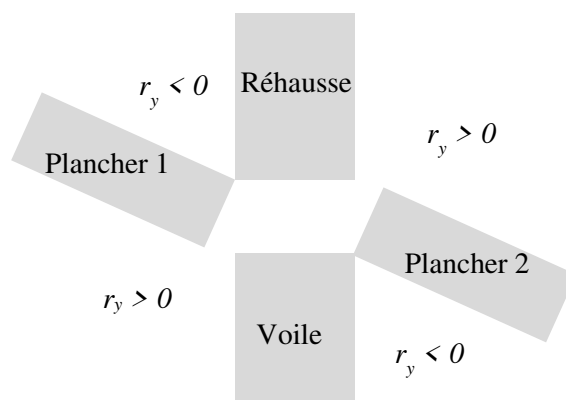


Figure 1.92 – Schéma de principe de la déformée (valeurs extrémales et résiduelles) de la structure, d'après les rotations relatives des différents éléments de structure

Le tracé de la rotation moyenne des planchers par rapport au voile, en relation avec l'accélération moyenne en X au niveau de la poutre de rive, est présenté en Figure 1.93. Bien que le tracé reste assez bruité malgré un filtrage des données, il permet d'identifier une tendance générale cohérente avec les observations faites sur la maquette flexion statique : la courbe enveloppe (tracée en pointillés noirs) comprend 3 phases, avec une phase linéaire, une phase de d'endommagement, et une phase plastique.

Le tracé permet également de constater une tendance au pincement des boucles d'hystérésis à fort niveau de sollicitation, cohérent avec un glissement entre acier et béton dans la zone fissurée.

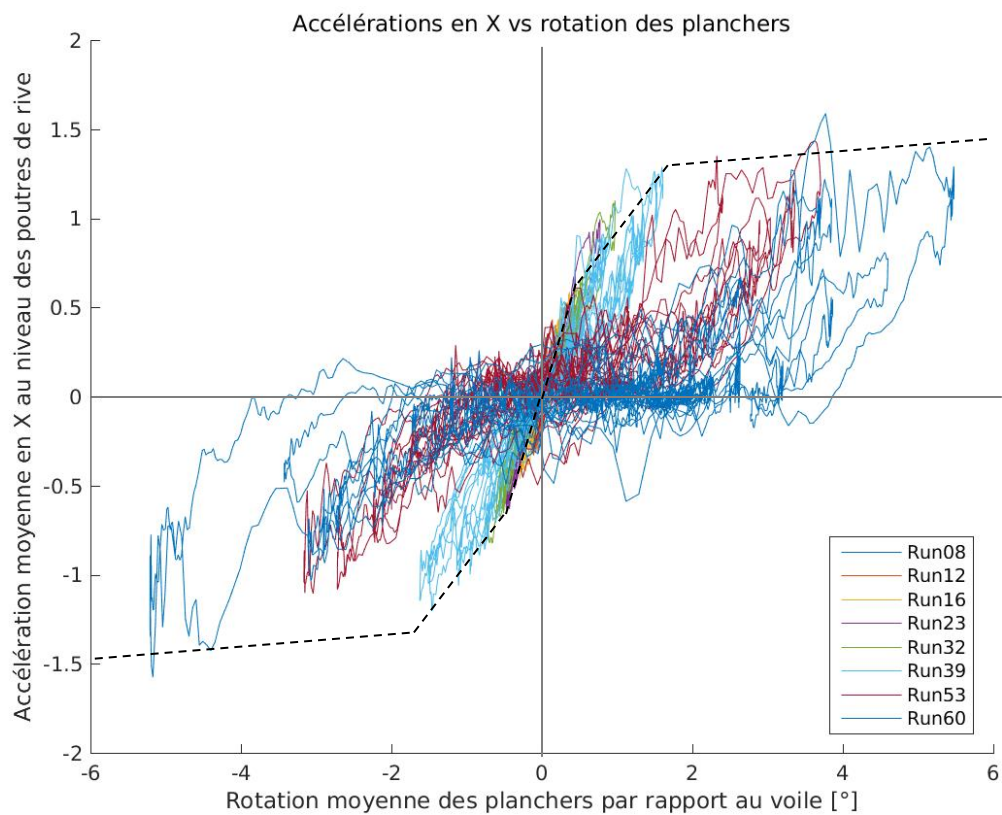


Figure 1.93 – Accélération au niveau des poutres de rive en fonction de la rotation relative moyenne des planchers par rapport au voile sur l'ensemble des runs.

On peut faciliter la visualisation des différentes phases sur la courbe ci-dessus en filtrant les données de façon à éliminer le contenu à plus haute fréquence. Le tracé correspondant est présenté en Figure 1.94.

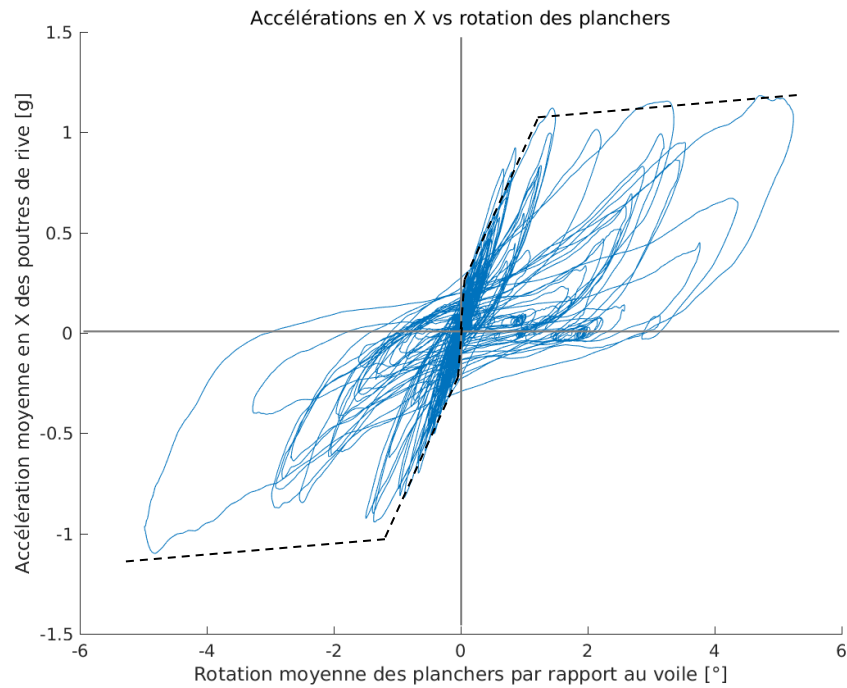


Figure 1.94 – Accélération au niveau des poutres de rive en fonction de la rotation relative moyenne des planchers par rapport au voile sur l'ensemble des runs – données filtrées.

L'évolution des flèches au cours des différents runs, dont deux exemples sont présentés en Figure 1.95, montre bien la relation entre les flèches des deux planchers, en opposition de phase, et le déplacement X moyen de la maquette, avec lesquelles les flèches du plancher 1 (considérées positives dans la direction de l'axe Z positif, c'est-à-dire vers le haut) sont en phase.

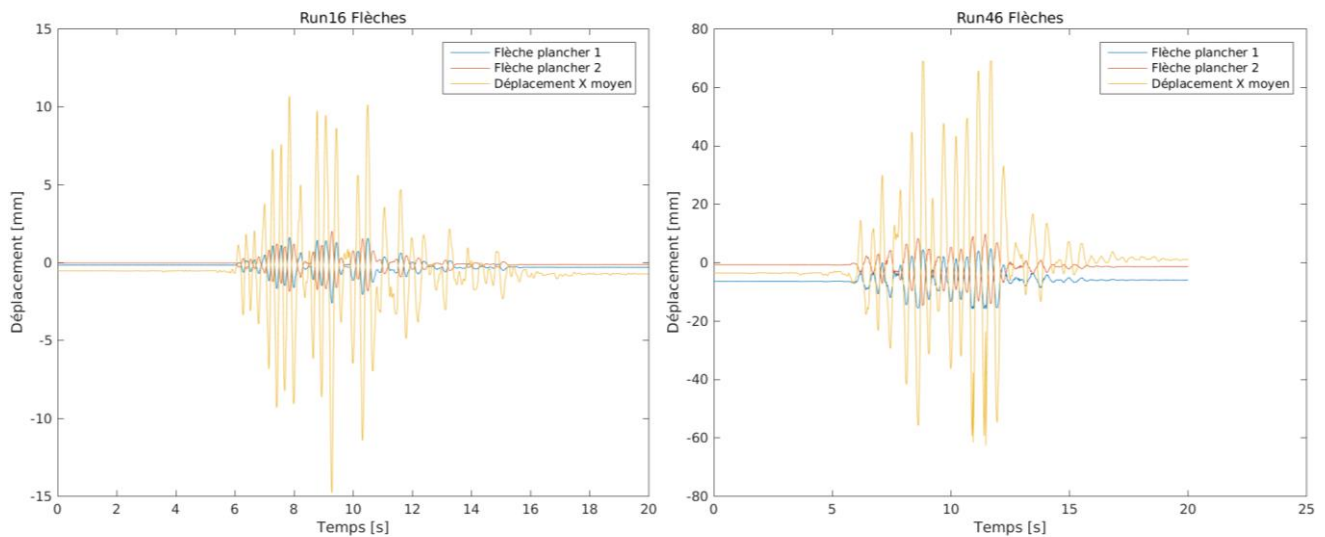


Figure 1.95 – Evolution de la flèche des planchers au cours des runs 16 et 46

L'analyse de l'évolution des valeurs maximales et résiduelles des flèches des planchers, en Figure 1.96, dont les valeurs ont été corrigées pour tenir compte de l'impact des déplacements horizontaux dans la direction X, montre un accroissement significatif des flèches résiduelles à partir du run 53 (accélération horizontale maximale imposée de 1,53g). Les valeurs relatives de ces flèches résiduelles montrent une déformée résiduelle de la maquette correspondant à un déplacement dans la direction des X négatifs.

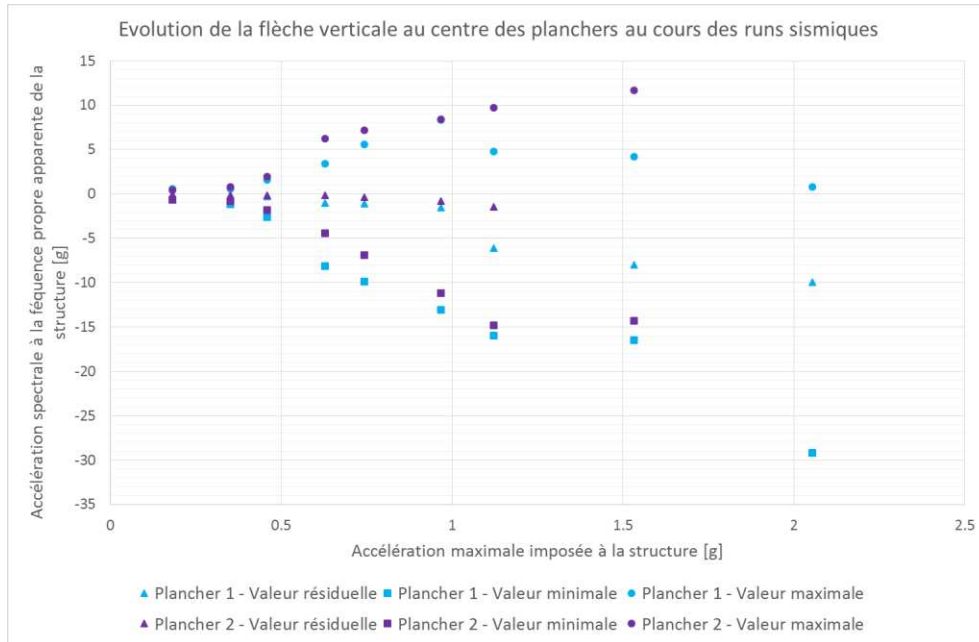


Figure 1.96 – Evolution des extrema et valeurs résiduelles de flèche des planchers au cours des runs

En mettant en relation les flèches maximales (dans la direction des Z négatifs) et l'accélération spectrale à la fréquence propre de la maquette, on obtient le tracé en Figure 1.97, sur lequel les trois phases de comportement de la maquette : élastique, endommageant, puis plastique, sont bien lisibles.

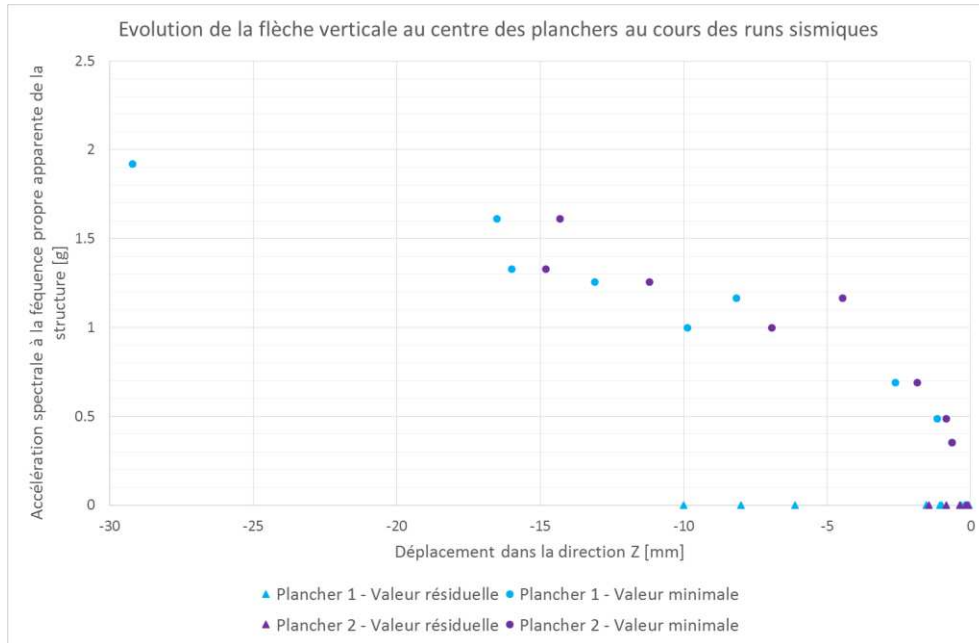


Figure 1.97 – Evolution des extrema et valeurs résiduelles de flèche des planchers au cours des runs

#### 2.2.5.2.4 Comparaison au dimensionnement : analyses des marges et de la ductilité.

Pour comparer les résultats obtenus au dimensionnement, nous nous baserons sur deux analyses :

- D'une part l'analyse menée dans les notes de dimensionnement et présentée dans le Tableau 1.5, dont la conclusion était que les sections mises en place dans le plancher, à proximité de la jonction, correspondaient aux sections calculées pour reprendre un séisme horizontal calé à 0,25g, conformément aux règles de dimensionnement des Eurocodes, appliquées à l'ELU accidentel ;
- D'autre part une analyse simplifiée sur la base des calculs de sections de béton armé, présentée ci-dessous.

Si l'on considère les systèmes de poteaux associés à des rotules en tête et en pied supportant les poutres de rives comme équivalents à des appuis glissants, les moments s'exerçant à la connexion des éléments de structure avec la jonction sont représentés sur le schéma en Figure 1.68.

On peut alors, par une analyse de béton armé classique détaillée au Chapitre 2.3.5.1.1, évaluer le moment de première fissuration  $M_{cr}$  dans le plancher, dont le ferrailage est symétrique :

$$M_{cr} = E_{cm} \cdot \frac{h^3}{12} \cdot \frac{f_t}{E_{cm}} + 2 \cdot y_s^2 \cdot \frac{f_t}{h} \cdot E_s \cdot A_s$$

Les caractéristiques des matériaux de la maquette et les données sur la section du plancher à sa connexion avec la jonction sont :

Module d'Young du béton :  $E_{cm} = 28,5 \text{ GPa}$

Résistance du béton en traction :  $f_t = 3,46 \text{ MPa}$



Module d'Young de l'acier :  $E_s = 195 \text{ GPa}$

Epaisseur du plancher :  $h = 0,09 \text{ m}$

Position des aciers par rapport à la fibre moyenne :  $y_s = \frac{0,09}{2} - 0,014 = 0,031 \text{ m}$

Section des aciers par face :  $A_s = 5,65 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml}$

D'où :

$$M_{cr} = 5\,240 \text{ N.m/ml}$$

Et l'effort horizontal correspondant  $F_{cr}$  à appliquer à la maquette pour initier la fissuration du béton du plancher à sa connexion avec la jonction est donc :

$$F_{cr} = \frac{M_{cr} \cdot b}{\frac{H}{2}} = \frac{5\,240 \cdot 1,5}{\frac{1,376}{2}} = 11\,400 \text{ N}$$

L'analyse des données expérimentales nous conduit à évaluer, d'après la Figure 1.98, en prenant en compte un effort statique équivalent, une valeur expérimentale correspondante de :

$$F_{cr,exp} = 0,2183 \times 6\,170 \times 9,81 = 13\,200 \text{ N}$$

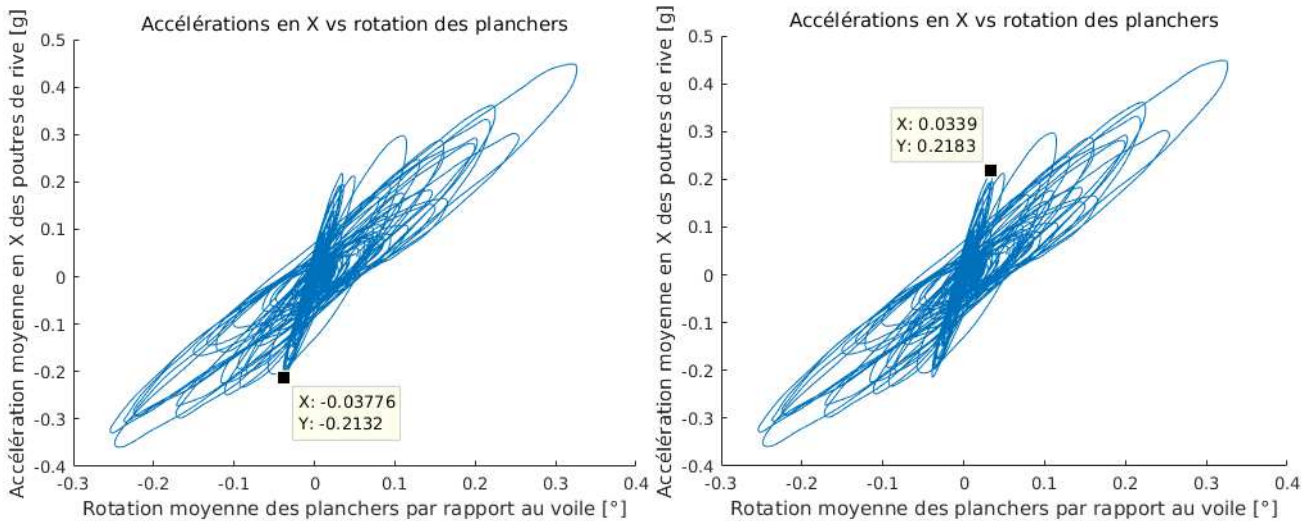


Figure 1.98 – Accélération horizontale moyenne de la structure lors de la première dégradation de raideur

L'écart entre la valeur expérimentale et la valeur théorique (20% environ) semble acceptable, vu la variabilité et la méconnaissance des paramètres déjà discutée, ainsi que la difficulté à identifier la valeur expérimentale correspondante.

De la même façon, on évalue le moment  $M_{pl}$  à appliquer pour obtenir la plastification des aciers conformément aux équations détaillées au Chapitre 2.3.5.1.2.

Avec les paramètres suivants pour l'acier :

$$f_y = 574 \text{ MPa}$$

On obtient :

$$M_{pl} = 22\,000 \text{ N.m/ml}$$

Soit un effort statique horizontal équivalent  $F_{pl}$  égal à :

$$F_{pl} = \frac{M_{pl} \cdot b}{\frac{H}{2}} = \frac{22\,000 \cdot 1.5}{\frac{1.376}{2}} = 48\,000 \text{ N}$$

L'identification précise de la valeur expérimentale correspondante sur la courbe force – déplacement n'est pas très simple, le changement de pente s'effectuant de façon progressive. On pourrait proposer au vu de la courbe en Figure 1.98 la valeur :

$$F_{pl,exp} = 0.9221 \times 6\,170 \times 9.81 = 55\,800 \text{ N}$$

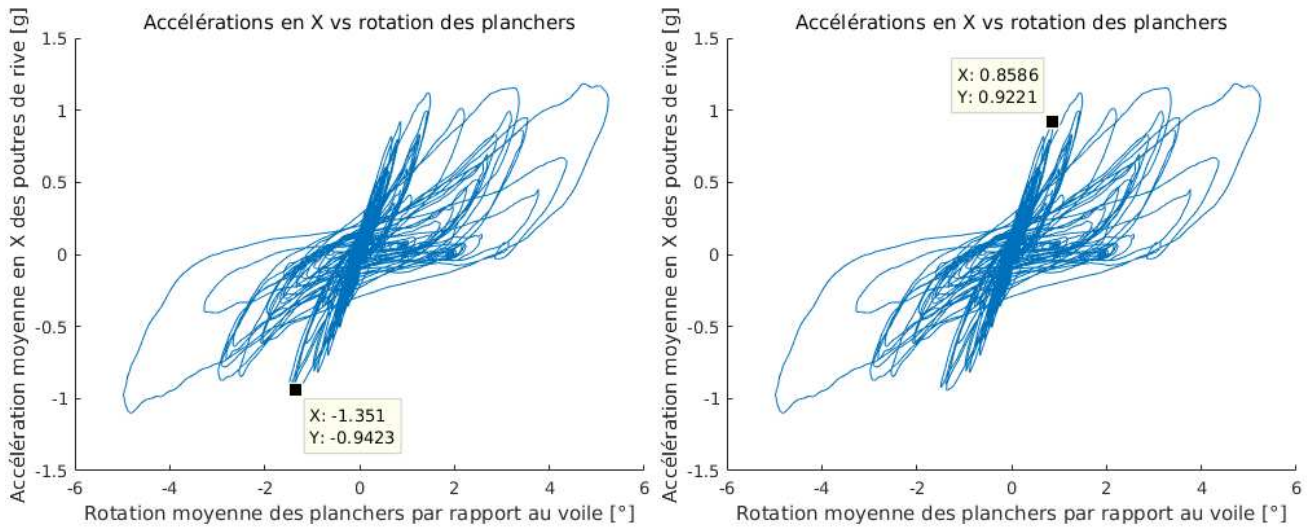


Figure 1.99 – Accélération horizontale moyenne de la structure lors de la plastification

L'écart entre la valeur théorique et la valeur expérimentale est de moins de 15%.

Pour effectuer la comparaison avec les notes de dimensionnement, on prend en compte les données suivantes : dans l'étude de dimensionnement (NUVIA Structure, 2017), le mode propre principal en X, mobilisant 93% de la masse, avait été évalué à une fréquence de 5,05Hz, soit sur le plateau du spectre de dimensionnement. L'accélération spectrale correspondante était de 0,75g.

D'après la Figure 1.100, on constate que l'accélération associée au mode principal en x avait bien été évaluée à 0,75g environ pour le plancher et les poutres de rive.

Lors des essais, on a constaté un comportement élastique non dégradé lors des deux premiers runs sismiques (8 et 12), puis l'apparition pendant le run 16 d'une dégradation de la raideur qui s'est poursuivie jusqu'au run 46. Lors des runs 53 et 60 la rigidité de la structure s'était stabilisée et les déplacements et déformations anélastiques ont progressé.

Le tracé en Figure 1.99 montre que l'accélération moyenne de la structure au niveau de ses planchers et poutres de rives était d'environ 0,93g lors de l'initiation de la plastification. On comparera ces valeurs à l'accélération appliquée au plancher dans les calculs de dimensionnement et ayant conduit à une utilisation à 100% des sections mises en place dans le plancher, à la connexion avec la jonction d'après le calcul réglementaire à l'ELU accidentel.

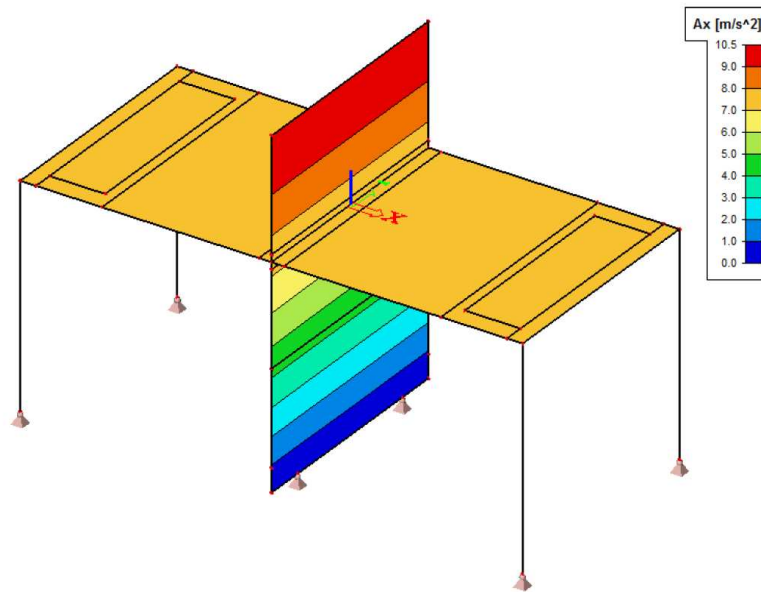


Figure 1.100 – Accélérations horizontales associées au mode principal dans la direction X d’après les notes de dimensionnement (NUVIA Structure, 2017)

La plastification a été constatée pour une valeur d’effort statique équivalent (proportionnel à l’accélération vue pas la structure) de 26% supérieure à la valeur de dimensionnement à l’ELU accidentel.

En termes de déplacements horizontaux, la ductilité appelée correspondante, que l’on choisira de définir (comme pour l’essai de flexion statique) par rapport au déplacement maximum de la phase purement élastique, avant endommagement, est égale à :

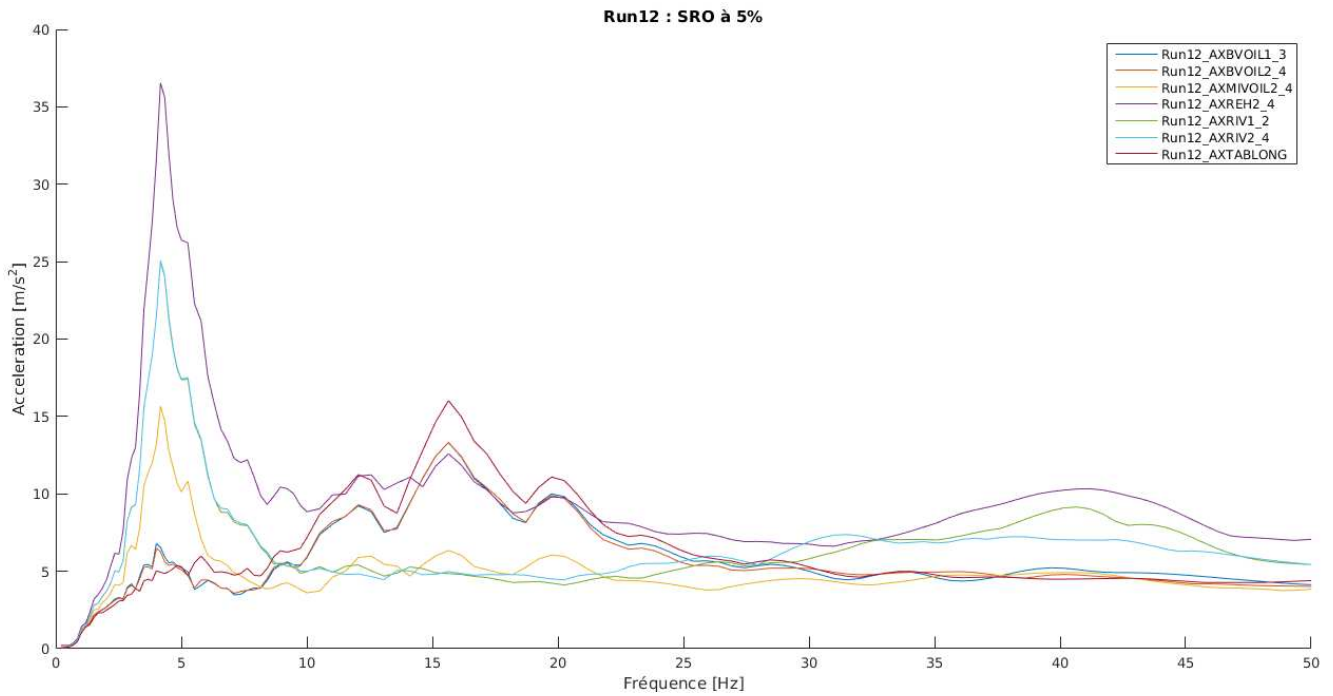
$$\mu = \frac{D_{x \max}}{D_{x \text{cr}}} = \frac{115}{4,6} = 25$$

On notera cependant que l’essai de flexion dynamique n’a pas été poussé jusqu’à la rupture, le domaine de sollicitations d’intérêt vis-à-vis des objectifs industriels n’allant pas jusque-là.

#### 2.2.5.2.5 Accélérations transférées au plancher : impact de la dégradation de la jonction sur les spectres transférés au plancher

L’identification de l’impact de la dégradation de la structure, et en particulier de la connexion des planchers au voile au niveau de la jonction, est effectuée en comparant les spectres en pied de voile à ceux obtenus sur les poutres de rive dans la direction horizontale (aucun accéléromètre dans cette direction n’ayant été posé à mi-plancher), et à ceux obtenus au centre des planchers dans la direction verticale.

Dans la direction horizontale, on comparera ci-dessous les spectres obtenus pour les runs 12 (comportement élastique), 32 (comportement endommagé) et 60 (comportement plastique).



*Figure 1.101 – Spectres de réponse dans la direction X pour le run 12*

Pour le run 12, en Figure 1.101, entre le spectre à mi-hauteur du voile (AXMIVOIL2\_4) et les spectres au niveau des poutres de rive (AXRIV1\_2 et AXRIV2\_4), on constate une amplification de 70% du pic autour de 4,2Hz (fréquence du mode principal en X), et une amplification similaire dans la zone du spectre autour de 41Hz (fréquence du mode principal en Z, avec une composante en X).

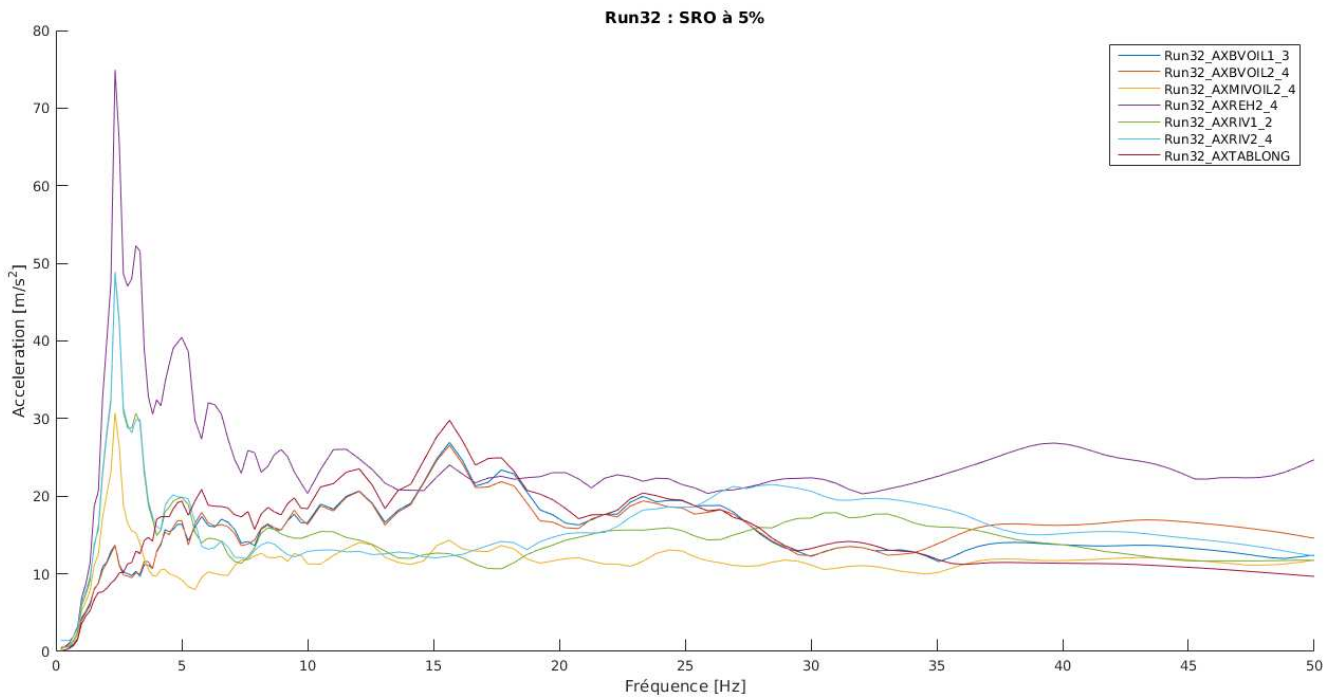


Figure 1.102 – Spectres de réponse dans la direction X pour le run 32

Au run 32, en Figure 1.102, entre le spectre à mi-hauteur du voile (AXMIVOIL2\_4) et les spectres au niveau des poutres de rive (AXRIV1\_2 et AXRIV2\_4), on constate une amplification de 60% du pic autour de 2,4Hz (fréquence du mode principal en X), et une amplification du même ordre de grandeur dans la zone du spectre entre 20 et 35Hz (fréquence apparente du mode principal en Z à 27Hz).

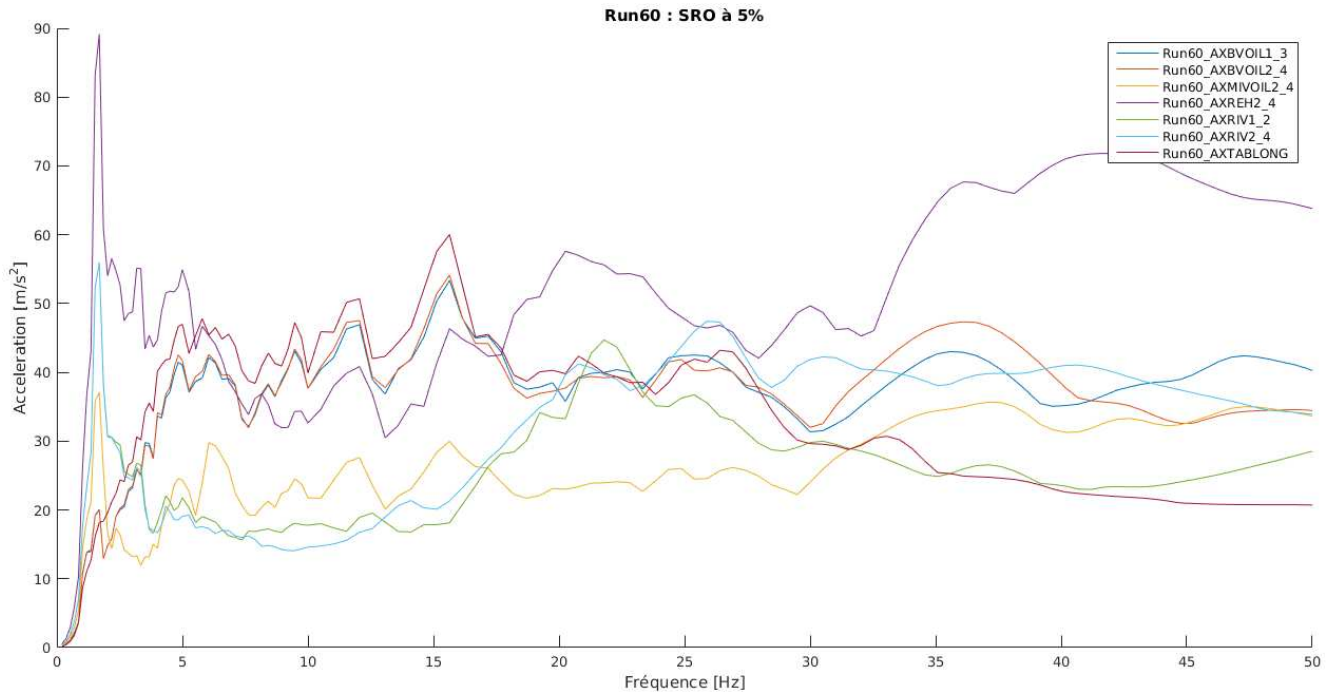


Figure 1.103 – Spectres de réponse dans la direction X pour le run 60

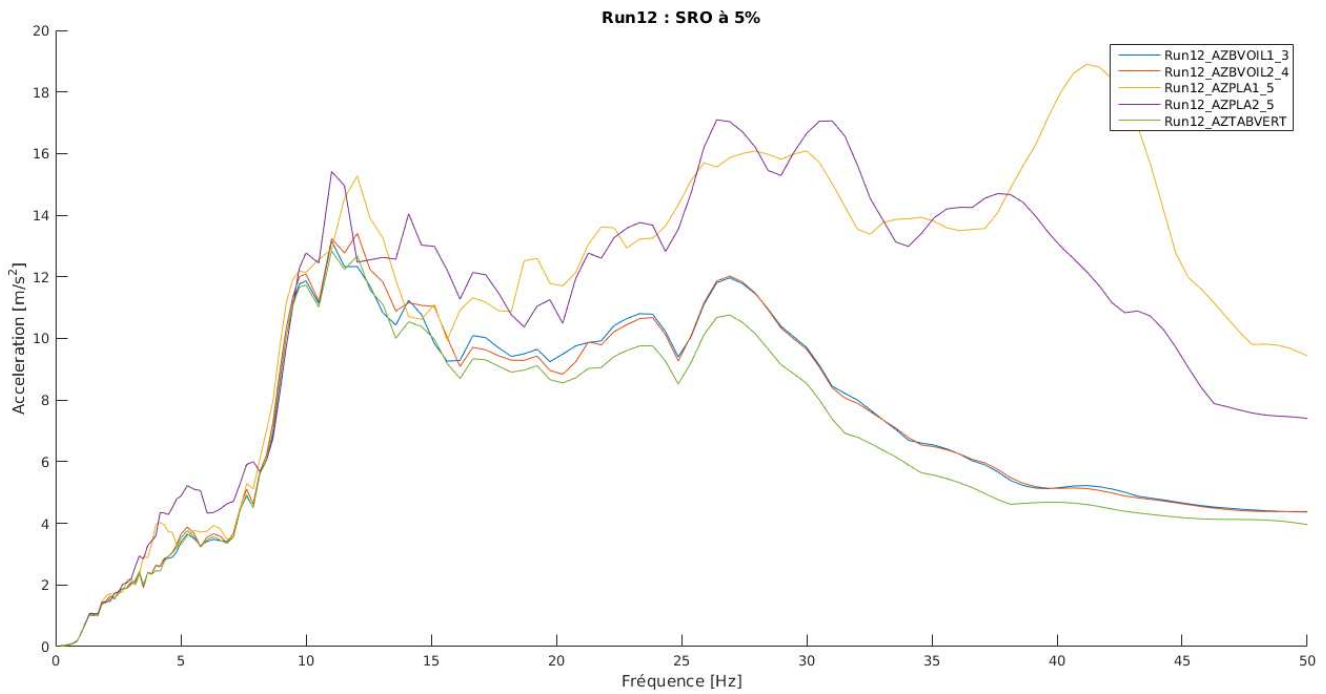
Au run 60, en Figure 1.103, entre le spectre à mi-hauteur du voile (AXMIVOIL2\_4) et les spectres au niveau des poutres de rive (AXRIV1\_2 et AXRIV2\_4), on constate une amplification de 50% du pic autour de 1,7Hz (fréquence du mode principal en X), et une amplification du même ordre de grandeur dans la zone du spectre entre 20 et 40Hz (fréquence apparente du mode principal en Z à 22Hz).

L'assouplissement de la maquette tend à éloigner la fréquence du mode propre principal dans la direction verticale du plateau du spectre et les amplifications du spectre au niveau des poutres de rive par rapport au spectre à mi-voile tendent à diminuer plus l'intensité du chargement croit et la maquette se dégrade.

Dans la direction verticale, on comparera ci-dessous les spectres obtenus pour les runs 12 (comportement élastique), 32 (comportement endommagé) et 60 (comportement plastique) :

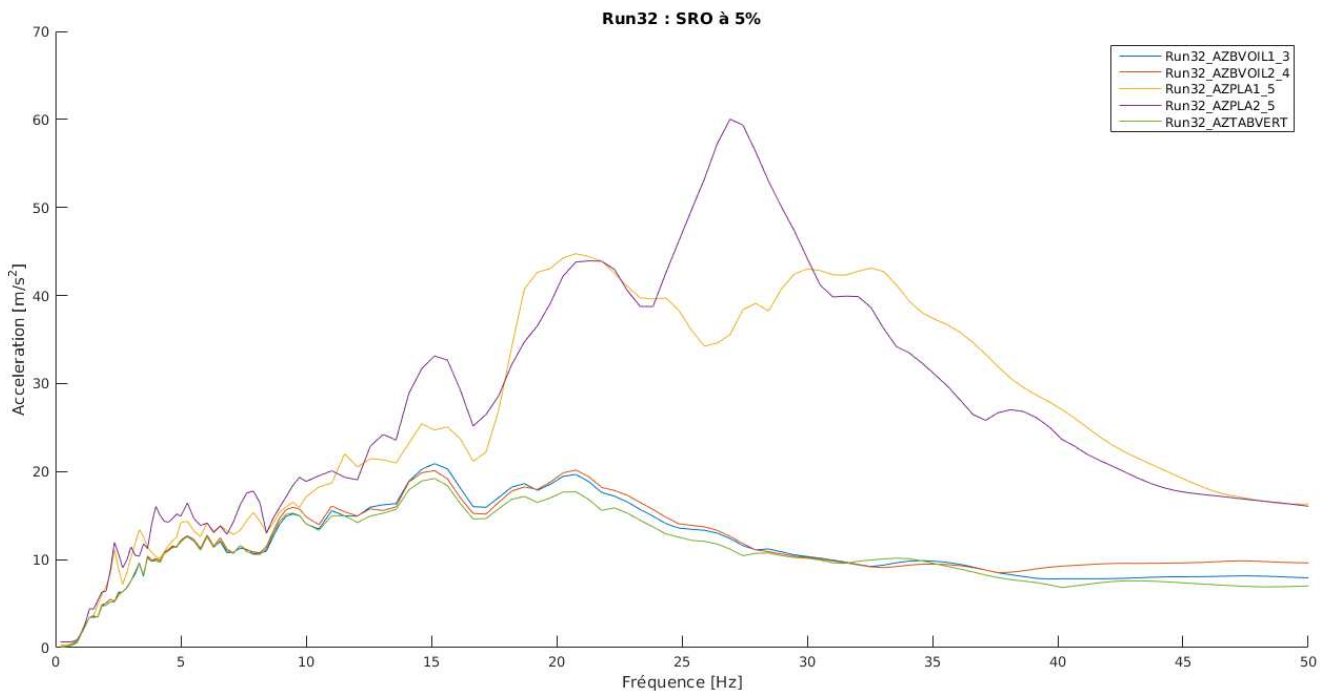
- au centre des planchers, AZPLA1\_5 et AZPLA2-5 ;
- en base du voile, AZBVOIL1\_3 et AZBVOIL2\_4.

Lors du run 12, en Figure 1.104, outre une amplification sur une plage de 5Hz autour du premier mode en X, on note principalement une amplification significative des spectres verticaux aux centres des planchers à partir d'une fréquence de 10Hz (20% d'amplification). A 25Hz l'amplification est de 40%, elle dépasse 300% à 41Hz, la fréquence du premier propre dans la direction verticale, et est encore de 200% à 50Hz.



*Figure 1.104 – Spectres de réponse dans la direction Z pour le run 12*

Les amplifications importantes constatées au run 12 sont encore augmentées au run 32 (Figure 1.105) : après un premier pic très local autour de 2,4Hz (mode propre principal dans la direction X), les amplifications atteignent 45% à 15Hz, puis 230% autour de 21Hz, 380% autour de 27Hz, diminuant ensuite jusqu'à 200% autour de 50Hz.



*Figure 1.105 – Spectres de réponse dans la direction Z pour le run 32*

Au run 60, les amplifications entre le spectre vertical au centre du plancher et celui calculé en base du voile sont encore plus considérables, jusqu'à atteindre 400% autour de 22Hz (fréquence propre apparente du mode propre dans la direction Z), avec des amplifications diminuant ensuite progressivement jusqu'à 200% à 50Hz.

Les amplifications sont augmentées par l'assouplissement du plancher qui rapproche la fréquence apparente du mode vertical, initialement proche de la fréquence de coupure, des fréquences du plateau du spectre. Le phénomène est ici accentué par la dépendance non linéaire des fréquences apparentes au niveau de sollicitation. Il est possible que les chocs constatés aient contribué à ce phénomène.

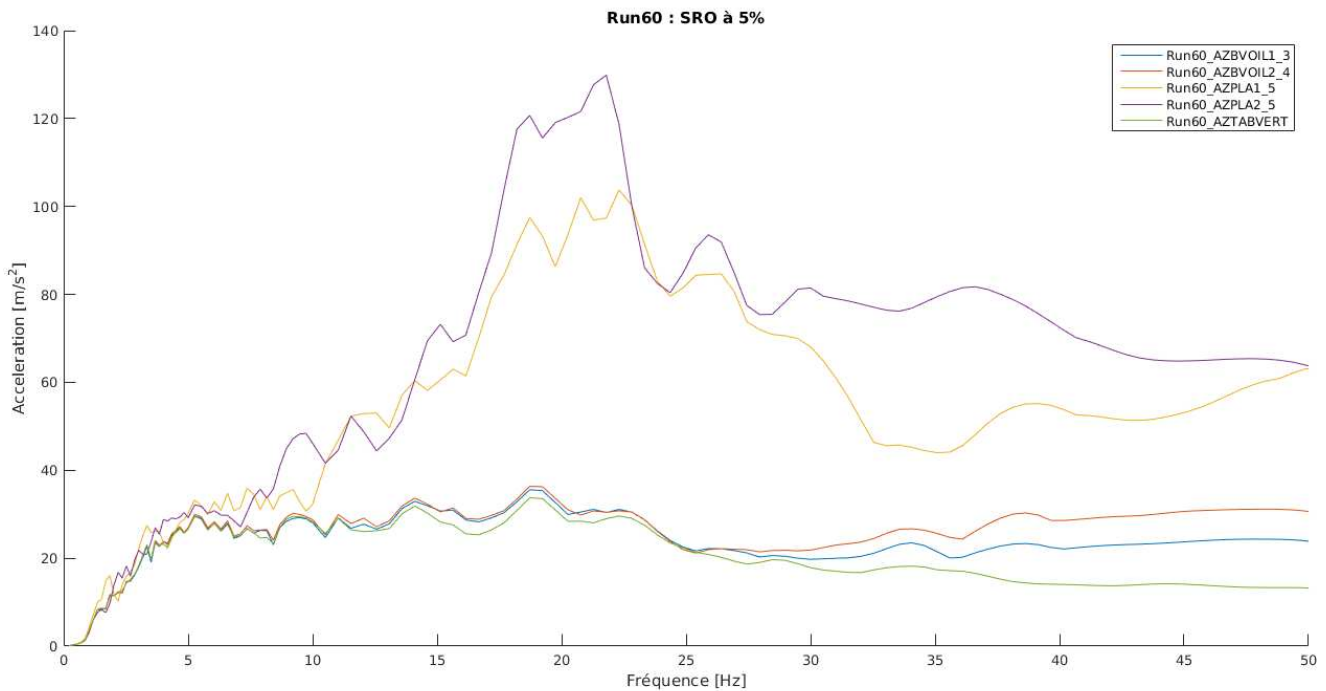


Figure 1.106 – Spectres de réponse dans la direction Z pour le run 60

Ces observations réalisées sur les spectres eux-mêmes sont retracées ci-dessous en Figure 1.107 par la représentation du ratio d'amplification des spectres au niveau du plancher par rapport aux spectres en base du voile (on notera qu'ici la référence pour les spectres en X est prise à la base du voile, par cohérence avec la démarche en Z pour laquelle on ne dispose pas d'enregistrement à mi-hauteur du voile).

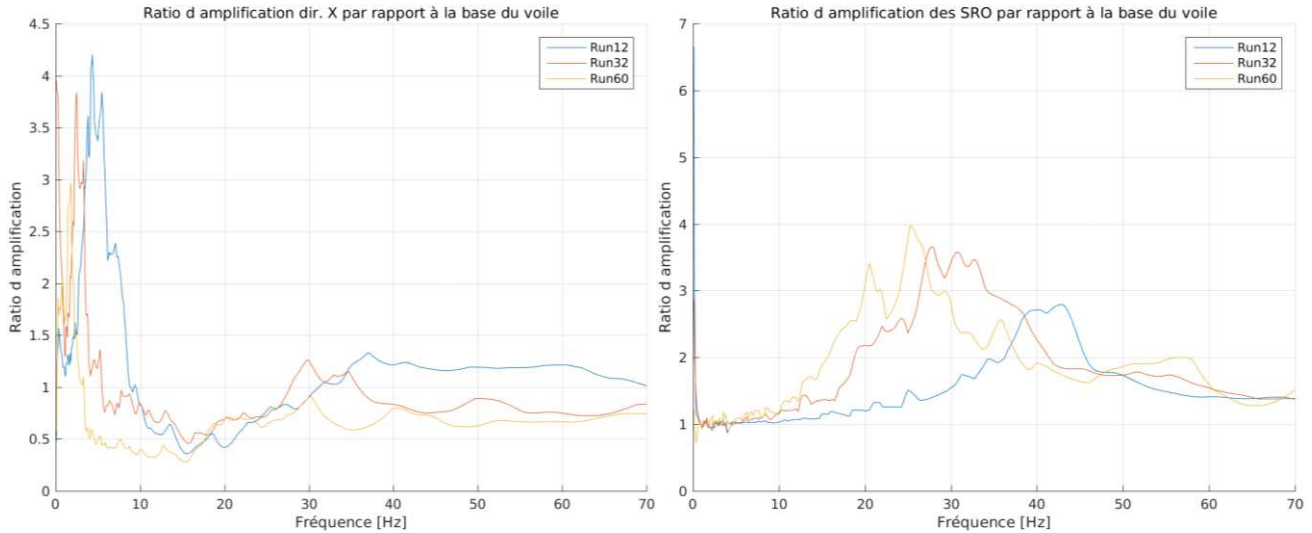


Figure 1.107 – Ratio d’amplification des spectres de réponse entre la base du voile et les poutres de rive (en X) / le centre du plancher (en Z) pour les runs 12, 32 et 60

De façon à préciser les observations sur les spectres menées précédemment, on s’intéresse aux fonctions de réponse en fréquence des accélérations au niveau des poutres de rive (dans la direction X) ou au centre des planchers (dans la direction Z) par rapport aux accélérations à la base du voile.

On désigne par fonction de réponse en fréquence (Vold, et al., 1984) la fonction  $H_1(f)$  définie par :

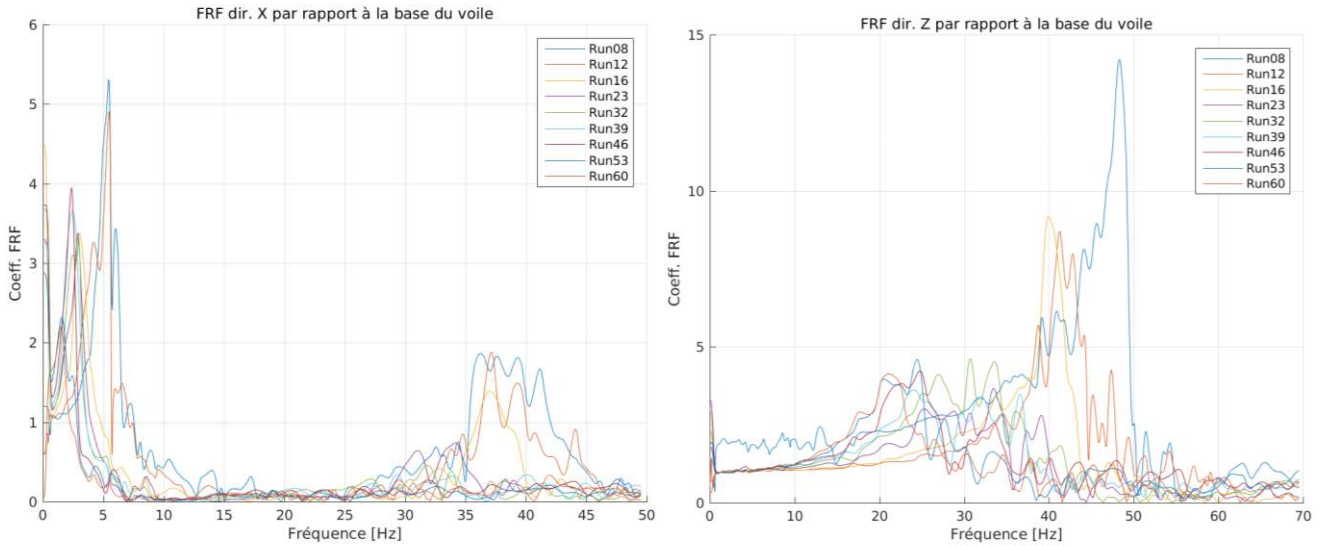
$$H_1(f) = \frac{P_{yx}(f)}{P_{xx}(f)}$$

Où  $P_{xx}$  est la transformée de Fourier de l’autocorrélation, ou autospectre, du signal d’entrée, et  $P_{yx}$  est la transformée de Fourier de l’intercorrélacion, ou interspectre, entre le signal de sortie et le signal d’entrée.

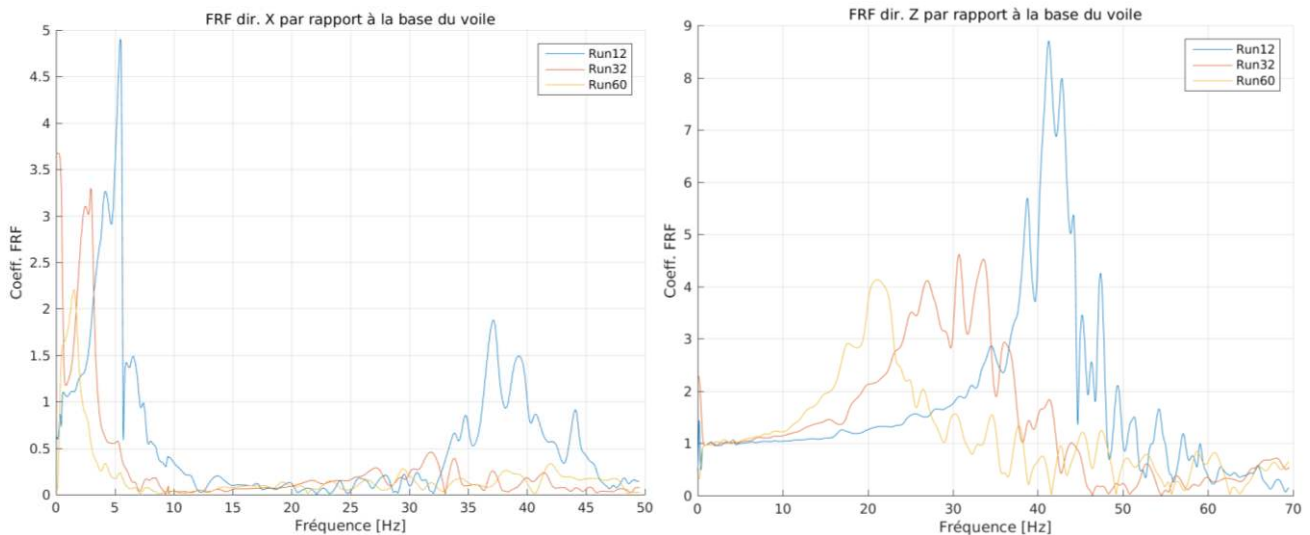
Les fonctions de réponse en fréquence retracées en Figure 1.108 montrent l’évolution vers les basses fréquences des fréquences apparentes au cours des runs.

De façon à rendre cette évolution plus lisible, on se restreindra sur la Figure 1.109 aux runs 12, 32 et 60 dont les spectres ont été présentés ci-dessus.





*Figure 1.108 – Module des FRF des accélérations X au niveau des poutres de rive et des accélérations Z au centre des planchers par rapport aux accélérations à la base du voile pour l'ensemble des runs*



*Figure 1.109 – Module des FRF des accélérations X (à gauche) et Z (à droite) des planchers par rapport aux accélérations à la base du voile pour les runs 12, 32 et 60*

A la différence des comparaisons effectuées sur la base des spectres, les fonctions de réponse en fréquence montrent par contre une atténuation nette des accélérations transférées entre la base du voile et le plancher avec l'augmentation de l'intensité du chargement et la dégradation de la structure. La différence avec les constatations précédentes s'explique par le lissage pratiqué lors du calcul des FRF, qui s'effectue par fenêtres glissantes, et qui gomme des pics très locaux dont l'amplitude est plus importante pour les derniers runs.

### 2.2.6 Conclusion : phénomènes physiques principaux

En conclusion de ces essais, on retiendra un certain nombre d'éléments listés ci-dessous

On distingue trois phases de comportement lors de l'essai :

- Une phase purement élastique initiale, sans ouverture de fissure visible ;
- Une phase associée à une dégradation de raideur (raideur macroscopique globale, raideur en rotation à la connexion des planchers à la jonction) sans toutefois donner lieu à des déformations ou rotations résiduelles significatives. Lors de cette phase, des fissures visibles sont créées d'abord à la connexion des planchers à la jonction, puis progressivement sur une part de plus en plus importante de la zone tendue des planchers ;
- Et enfin en dernier lieu une phase où la raideur se stabilise à une valeur faible, et où des déformations ou rotations résiduelles constituent la majeure partie des déformations ou rotations créées. Lors de cette phase, il n'y a plus d'ouverture de nouvelles fissures, mais les fissures précédemment créées s'ouvrent de façon plus importante, en lien avec la plastification des aciers les traversant, ainsi que de phénomènes de glissement entre l'acier et le béton dans la zone de la fissure qui transparaissent dans la forme des boucles d'hystérésis.

Ces trois phases sont illustrées sur le schéma en Figure 1.42.

Les courbes expérimentales tracées en Figure 1.64, Figure 1.93 et Figure 1.94 montrent qu'une courbe tri-linéaire, dont chaque segment correspond à une des phases identifiées ci-dessus, permet de décrire simplement mais raisonnablement précisément la courbe enveloppe de l'évolution du moment en fonction de la rotation des éléments de structure connectés à la jonction, à une distance de 10 à 20cm de celle-ci.

Les valeurs calculées analytiquement par analyse du comportement des sections de béton armé des moments permettant d'initier la fissuration puis la plasticité sont en bon accord avec les valeurs de moments auxquelles s'opèrent expérimentalement les transitions entre les phases.

Vis-à-vis des spectres transférés, on note l'impact de la dégradation de raideur de la structure au niveau de la jonction au cours des runs sur les fréquences et amplitudes des pics des spectres transférés, ce qui met en exergue la nécessité d'une représentation adéquate de cette dégradation pour la détermination des spectres de plancher à des niveaux de sollicitation supérieurs au niveau de dimensionnement.

La proposition d'un modèle de jonction, d'abord élastique puis non linéaire, fera l'objet du prochain chapitre.

## Chapitre 2. Modèles de jonction voile-plancher

Le chapitre précédent nous a permis de faire un bilan sur nos connaissances du comportement des jonctions voile-plancher, à partir des campagnes d'essais documentées dans la littérature et de la campagne d'essais CEA-EDF.

Nous allons maintenant nous intéresser aux pratiques de modélisation des jonctions voile-plancher, pour en proposer une amélioration en cohérence avec les conclusions du Chapitre 1 et les objectifs industriels de la thèse, qui sont rappelés ci-dessous :

- Dans le cadre des calculs de la tenue au séisme des bâtiments, on vise à améliorer l'évaluation du ferrailage nécessaire dans les voiles et planchers à proximité immédiate des jonctions et dans un second temps quantifier les marges disponibles par rapport à la ruine et de quantifier la ductilité. On cherche à mieux représenter la mécanique de la jonction, dans un cadre élastique, pour intrinsèquement mieux représenter les distributions des moments et, dans un cadre réglementaire, proposer une alternative aux méthodes d'écrtage des moments au niveau des lignes d'appui qui sont peu pratiquées en conception nucléaire compte tenu de la taille des modèles et de la complexité des géométries. On souhaite aussi évaluer la redistribution des efforts suite à une première dégradation, dont on sait l'intérêt en termes d'accroissement des marges par rapport à la défaillance de la structure. Enfin, on souhaite pouvoir vérifier, selon les dispositions constructives, la capacité résistante de la jonction. Au final il est attendu d'évaluer le ferrailage de manière plus réaliste.

- Dans le cadre de la tenue des équipements au séisme, on souhaite intégrer l'impact du comportement des jonctions voile-plancher sur les spectres de planchers, et les amplifications dynamiques associées, sachant combien les vibrations propres d'une dalle sont sensibles à ses conditions aux limites. L'intégration dans un modèle non linéaire des modes de dégradation de la jonction et de la dissipation d'énergie associée permettra de se donner la possibilité de mieux évaluer les sollicitations transmises aux planchers, et in fine aux équipements qu'ils supportent.

Dans ce chapitre, nous nous intéresserons tout d'abord aux modèles décrits dans la littérature pour représenter le comportement des jonctions voile-plancher ou les jonctions poteaux-poutres, qui présentent certaines similarités de comportement avec les jonctions voile-plancher, les modèles dédiés aux jonctions voiles-planchers étant peu nombreux.

Nous proposerons ensuite un modèle pour représenter le comportement des jonctions voile-plancher, qui puisse être intégré dans les pratiques de modélisation actuelles à l'échelle d'un bâtiment, en le déclinant en deux versions : en premier lieu un modèle élastique, et en second lieu un modèle intégrant des non-linéarités pour représenter de façon plus fine le comportement d'une jonction dégradée par des sollicitations sismiques supérieures à celles prévues lors de son dimensionnement.

# 1 ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

## 1.1 Modèles de jonction voile-plancher

Les modèles de comportement de jonction voile-plancher qui sont proposés ou mis en œuvre dans la littérature peuvent être divisés en deux grandes catégories :

- D'une part des modèles que l'on nommera « locaux » : chacun des matériaux constitutifs de la jonction est représenté explicitement (béton, aciers), et ce comportement est affecté à un modèle éléments finis 2D plan / 3D fin ou à un modèle simplifié (par exemple bielle-tirants).
- D'autre part des modèles que l'on nommera « globaux » : modèles qui visent à décrire de façon homogénéisée le comportement de la jonction.

Des références de la littérature proposant des modèles locaux ou globaux pour décrire le comportement d'une jonction voile-plancher par rapport à des sollicitations hors plan ont été trouvées. Par contre, aucun modèle global visant à représenter le comportement d'une jonction voile-plancher par rapport à des sollicitations dans son plan, ni par rapport à des sollicitations couplées (dans le plan / hors plan) n'a été trouvé dans la littérature.

### 1.1.1 Modèles locaux

Les propositions de modélisations de jonctions voile-plancher faisant appel à des modèles locaux sont assez peu nombreuses. On listera dans ce paragraphe les principales études de ce type.

#### 1.1.1.1 Jonction soumise à un chargement hors plan du plancher

Deux modèles locaux ont été proposés par A. Kudzys pour représenter le comportement de la jonction voile-plancher soumise à des sollicitations en flexion et cisaillement hors plan du plancher, correspondant aux essais présentés dans (Kudzys, et al., 1995).

Le premier, présenté dans (Kudzys, 1996), propose une modélisation éléments finis 2D avec les fissures et le glissement acier-béton introduit par le biais d'éléments discrets spécifiques, positionnés en fonction des observations expérimentales, comme représenté en Figure 2.1. Le béton y est représenté par un matériau non linéaire orthotrope et l'acier par un matériau tri-linéaire. Ce modèle, bien que présentant des résultats cohérents par rapport à l'étude expérimentale mentionnée, est cependant difficilement généralisable car il nécessite de postuler *a priori* la localisation des fissures et des zones de perte d'adhérence acier-béton.

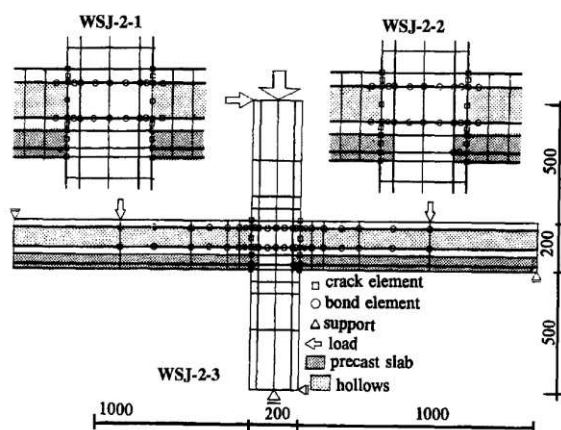


Figure 2.1 – Modèle de jonction voile-plancher d'après (Kudzys, 1996)

Le second modèle, détaillé dans (Kudzys, 2000), et schématisé en Figure 2.2, est un modèle de type bielle-tirant en 2D du nœud de jonction soumis à une sollicitation de type cisaillement hors plan du plancher. Ce modèle est exploité afin de proposer des critères de résistance des jonctions en cisaillement hors plan.

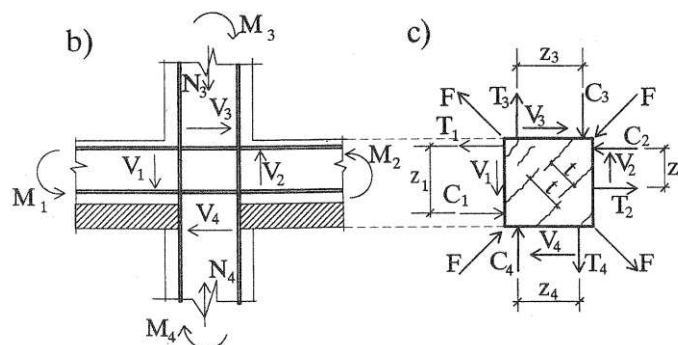


Figure 2.2 – Modèle de jonction voile-plancher d'après (Kudzys, 2000)

### 1.1.1.2 Jonction soumise à un chargement dans le plan du plancher

On citera ici les études sur une structure associant des voiles en cisaillement et des planchers présentées dans (Kaushik & Dasgupta, 2016) : elles illustrent principalement deux phénomènes, la concentration de l'endommagement dans et à proximité immédiate des zones de jonction, et l'importance des conditions aux limites. Le modèle de béton utilisé est un modèle élasto-plastique endommageant.

D'autres études, présentées dans (Surumi, et al., 2015), (Greeshma & Jaya, 2012), (Greeshma, et al., 2013), (Greeshma, et al., 2012), visent à explorer numériquement l'impact de différents paramètres sur le comportement et en particulier la résistance à la rupture ou la ductilité des jonctions voile-plancher. Un modèle de comportement similaire à celui utilisé pour l'étude précédente est utilisé pour représenter le comportement du béton, et une loi élasto-plastique est retenue pour les aciers de ferrailage.

Pour l'ensemble des études citées ci-dessus, des éléments finis volumiques ont été utilisés pour le béton, et des éléments barre pour les ferrailages.

## 1.1.2 Modèles globaux

Le seul modèle global proposé pour des jonctions voile-plancher dans la littérature concerne une jonction voile-plancher soumise à un chargement hors plan du plancher, en flexion et cisaillement hors plan. Il est présenté dans le paragraphe suivant.

### 1.1.2.1 Jonction soumise à un chargement hors plan du plancher

Sur la base des essais de jonction voile-plancher avec ou sans préfabrication du plancher, présentés dans (Zenunovic & Folic, 2012) et introduits au Chapitre 1.1.1.4, un modèle global est proposé dans le même article et dans (Folic, et al., 2011).

Ce modèle, d'abord décrit en 2D, consiste d'un point de vue théorique à représenter le plancher par un élément de type poutre modifié pour intégrer à son extrémité une raideur en rotation finie, non-linéaire, représentative d'une connexion de type semi-rigide, comme schématisé en Figure 2.3. La matrice de raideur de l'élément est modifiée pour intégrer cette souplesse à une de ses extrémités, de façon similaire aux éléments utilisés dans les approches d'endommagement localisé proposées

par (Marante & Florez-Lopez, 2003), avec des paramètres pouvant varier selon l'effort axial (Perdomo, et al., 1999). Néanmoins, à la différence de ces approches, la rotule non linéaire vise ici à représenter des phénomènes physiques localisés à l'extrémité de l'élément de structure concerné, à sa jonction avec le voile, et non à concentrer aux extrémités d'un élément fini de type poutre son endommagement en flexion.

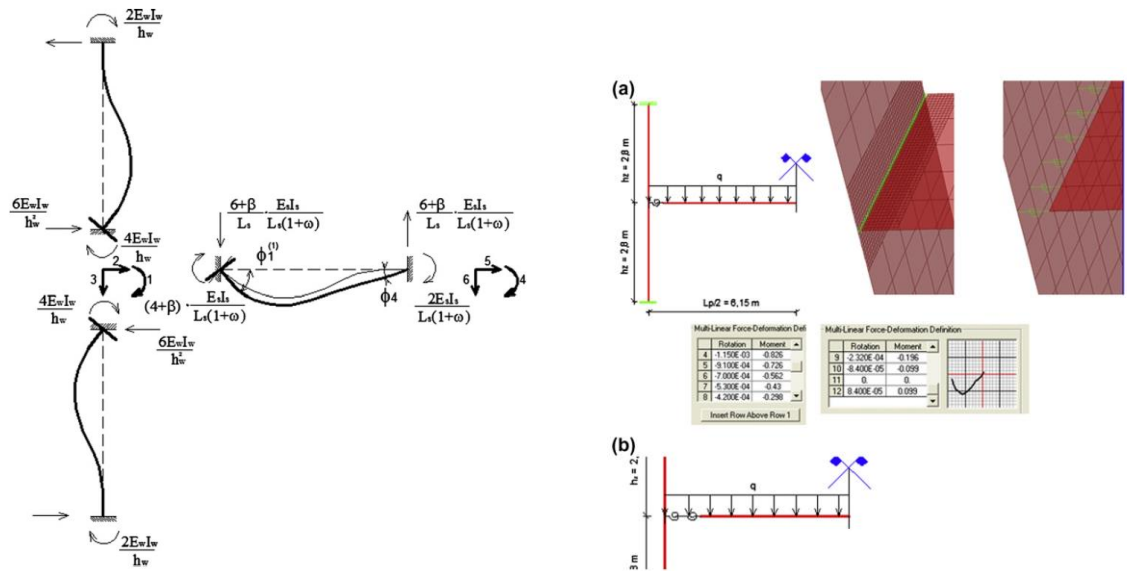


Figure 2.3 – Principe du modèle : termes de la première colonne de la matrice de raideur modifiée à gauche ; A droite, illustration du modèle éléments finis utilisés pour représenter la jonction voile-plancher sans préfabrication (a) et avec préfabrication du plancher (b). D'après (Zenunovic & Folic, 2012)

En pratique, une rotule (élément 1D) élasto-plastique est intercalée entre chaque nœud du voile et chaque nœud du plancher. La raideur en flexion de la rotule élasto-plastique est calée sur la courbe expérimentale des essais présentés. La même méthode est utilisée pour représenter les connexions dans le cas d'un plancher préfabriqué, avec cette fois-ci deux rotules en série. Les résultats par rapport aux essais sont satisfaisants, néanmoins le modèle peut difficilement être considéré comme prédictif.

A défaut d'autre modèles dédiés aux jonctions voile-plancher, on s'intéressera dans le paragraphe suivant aux modèles de jonctions poteaux-poutres, qui présentent certaines similarités de fonctionnement structurel avec les jonctions voile-plancher.

## 1.2 Jonctions poteaux-poutre : quelques modèles globaux

Les ossatures poteaux-poutre étant un système constructif très répandu, y compris dans des zones sismiques, les jonctions poteaux-poutres, leur modélisation, et leur résistance au séisme ont fait l'objet de nombreuses publications.

Les modèles globaux visant à représenter le comportement d'un nœud d'ossature poteaux-poutres sont relativement nombreux dans la littérature. On n'en citera ici que quelques-uns.

Après une première génération de modèles restreints à l'axe de la jonction (« rotules plastiques »), un premier modèle, décrit initialement par (Alath & Kunnath, 1995), a proposé de remplacer les

éléments poutres inclus dans le volume du nœud par des éléments rigides reliés par une raideur non linéaire en rotation.

Un modèle semi-global, décrit en Figure 2.4, a été proposé également par (Fleury, et al., 1996). Le coeur de la jonction y est ici remplacé, en 2D, par un élément à 4 nœuds dont les modes de déformation correspondent à ceux du nœud. Des liaisons cinématiques permettent d'assurer la liaison avec les éléments poutres utilisés pour le reste du modèle. Des éléments joints sont intercalés entre les deux pour représenter les phénomènes non linéaires intervenant à la connexion des éléments de structure et du nœud.

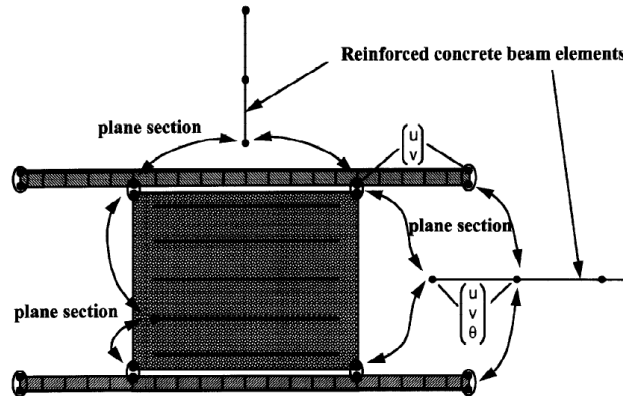


Figure 2.4 – Modèle de jonction poteau-poutre 2D plan d'après (Fleury, et al., 1996)

Par la suite, d'autres modèles ont été proposés. Par exemple, (Elmorsi, et al., 2000) ont décrit un modèle intégrant à la fois les déformations en cisaillement dans le nœud de la jonction et le glissement acier-béton à l'interface des éléments connectés. Ce modèle est schématisé en Figure 2.5.

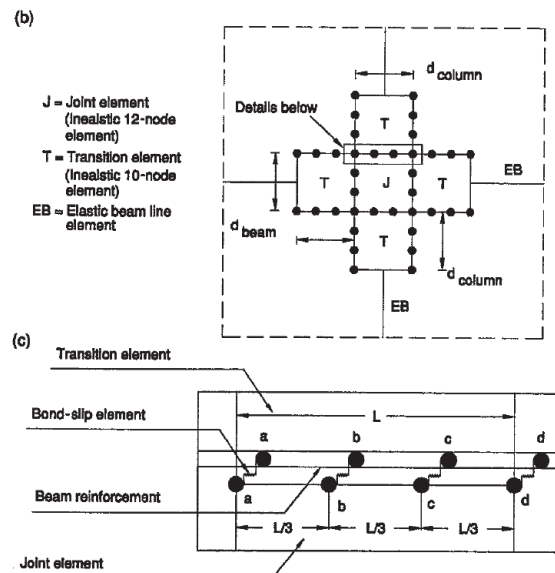


Figure 2.5 – Modèle de jonction poteau-poutre d'après (Elmorsi, et al., 2000)

Le modèle de (Youssef & Ghobarah, 2001), présenté en Figure 2.6, est basé sur un élément central dont la déformation en cisaillement pur est pilotée par deux ressorts non linéaires, et d'autres ressorts

non linéaires raccordés aux faces indéformables de l'élément central traduisent les non-linéarités à la connexion des éléments de structure, intégrant l'écrasement du béton et la perte d'adhérence acier-béton.

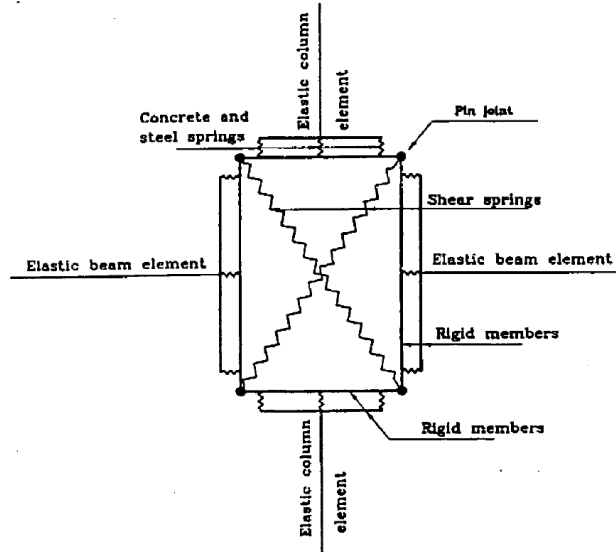


Figure 2.6 – Modèle de jonction poteau-poutre d'après (Youssef & Ghobarah, 2001)

Le modèle de (Fleury, et al., 2000) décompose également le nœud de jonction poteau-poutre et les zones de transition avec les éléments de structure, en prenant en compte différentes sources de non-linéarités, y compris le glissement acier-béton.

Par la suite, les modèles proposés par (Lowes & Altoontash, 2003), représenté en Figure 2.7, puis par (Altoontash, 2004), décrit en Figure 2.8, font appel à la « Modified Compression Field Theory » (Vecchio & Collins, 1986) pour décrire le comportement non linéaire en cisaillement membranaire à l'intérieur du nœud de jonction. L'interface avec les éléments de structure est alors assurée soit par des ensembles de ressorts de longueur nulle, soit par des rotules de façon à reproduire le comportement non linéaire en flexion dans ces zones.

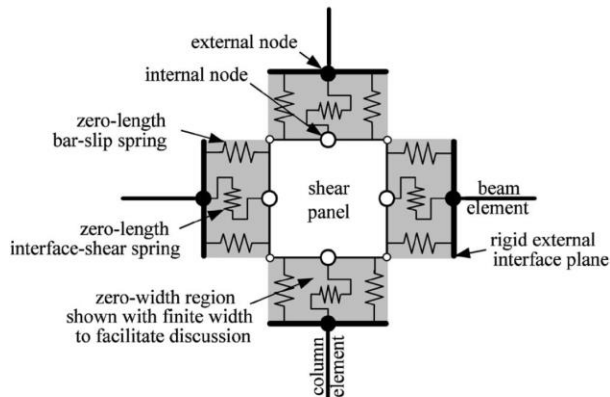


Figure 2.7 – Modèle de jonction poteau-poutre 2D plan d'après (Lowes & Altoontash, 2003)



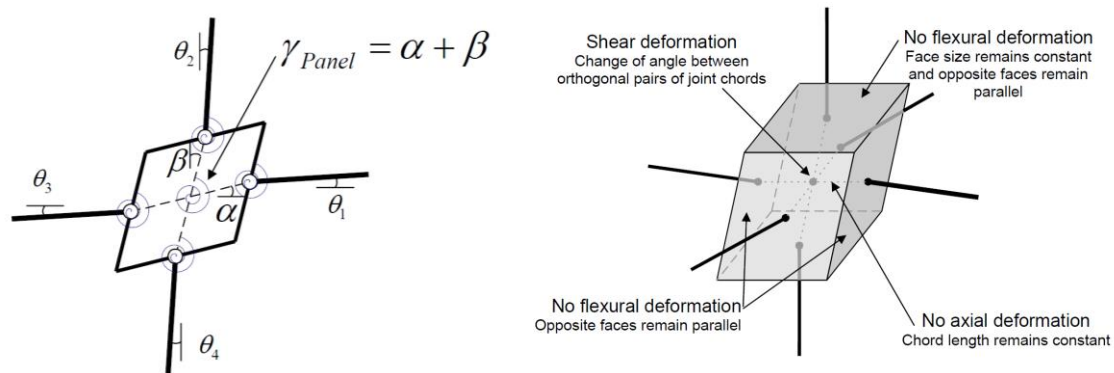


Figure 2.8 – Modèle de jonction poteau-poutre 2D plan et 3D d'après (Altoontash, 2004)

La même cinématique vis-à-vis du cisaillement est reprise par le modèle proposé par (Hasnaoui, 2014), schématisé en Figure 2.9, avec le comportement non linéaire en cisaillement à l'intérieur du nœud de jonction décrit par une loi élasto-plastique à écrouissage cinématique, correspondant à un fonctionnement de type bielle-tirant à l'intérieur du nœud.

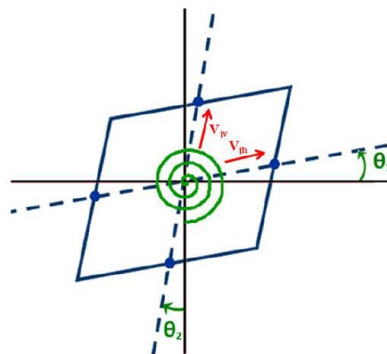


Figure 2.9 – Modèle de jonction poteau-poutre d'après (Hasnaoui, 2014)

Le modèle proposé par (Tajiri, et al., 2006), en Figure 2.10, repose sur une combinaison d'éléments rigides et de ressorts, décrivant le nœud de jonction et une zone de transition entre le nœud et les éléments de structure associant plusieurs ressorts en parallèle pour décrire la contribution du comportement du béton, celle du ferrailage et de la liaison acier-béton dans ces zones.

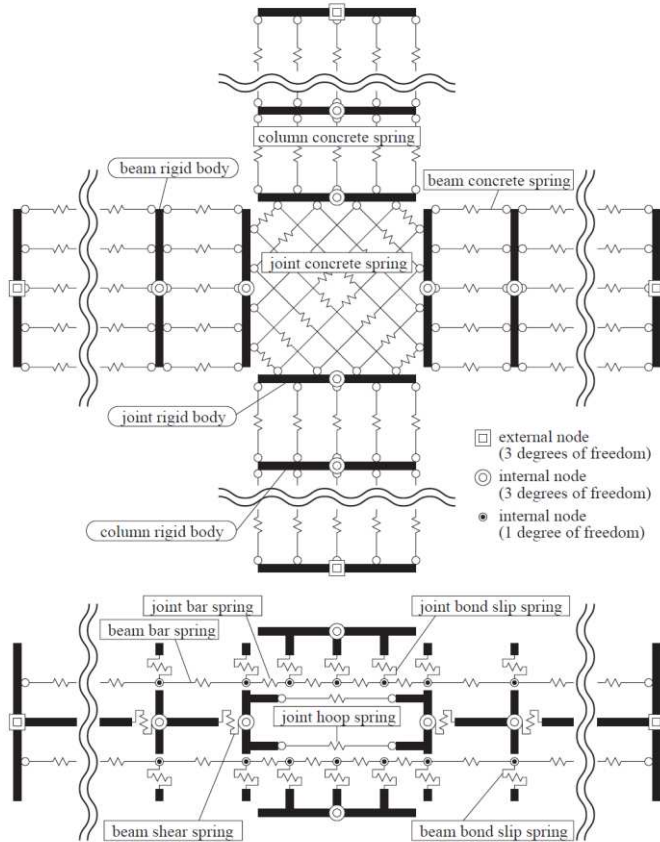


Figure 2.10 – Modèle de jonction poteau-poutre d'après (Tajiri, et al., 2006)

Le modèle proposé par (Costa, et al., 2017), représenté en Figure 2.11, se base également sur l'association de raideurs non linéaires. Le comportement en cisaillement au cœur de la jonction est décrit par une courbe enveloppe de résistance empirique proposée après méta-analyse d'un grand nombre d'essais par (Shin & Lafave, 2004), (Kim, et al., 2007) et (Kim & LaFave, 2009). Des ressorts en parallèle assurent la représentation des connections avec les éléments de structure.

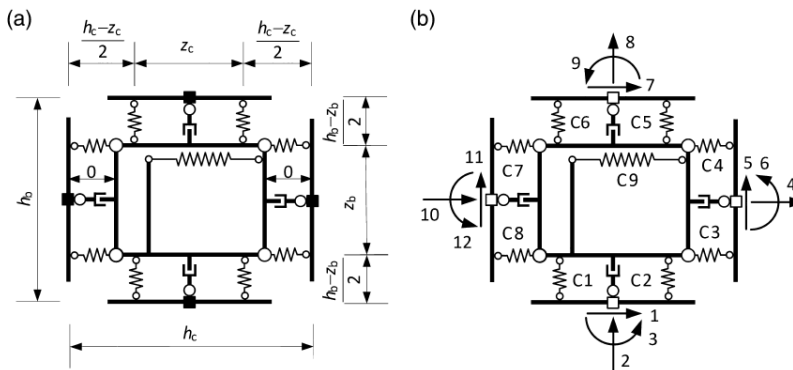


Figure 2.11 – Modèle de jonction poteau-poutre d'après (Costa, et al., 2017)

L'analyse de l'ensemble de ces modèles permet de dégager quelques points importants à retenir pour la phénoménologie et la cinématique du modèle de jonction voile-plancher que l'on souhaite définir :

- L'emprise du modèle doit à minima être celle du nœud de jonction, pour que la cinématique et la raideur des modélisations puissent être raisonnablement réalistes.
- L'analyse des modes de déformation de la zone intérieure du nœud de jonction a conduit la plupart des auteurs à proposer un modèle de cette zone dont les faces restent planes, voire indéformables, et travaillant principalement ou exclusivement en cisaillement. Cette hypothèse permet d'assurer la cohérence avec la théorie des poutres appliquée au-delà.
- D'autres phénomènes se produisent à la connexion de chaque élément de structure avec le nœud de jonction, et sont généralement représentés par un ou plusieurs modèles indépendants les uns des autres. Ce sont ces modèles qui portent les non-linéarités en flexion à la connexion, avec pour certains auteurs du glissement acier-béton et ou des effets de goujon des aciers, afin de mieux reproduire la forme expérimentale des courbes d'hystérésis.

En sus des modèles cités précédemment, dont la description cinématique de la jonction poteau-poutre est riche d'enseignements, on citera ci-après deux modèles qui apportent cette fois-ci un éclairage particulier sur les lois moments courbures propres à représenter le comportement d'une jonction (poteau-poutre ou poteau-dalle) en flexion.

En particulier, on citera les travaux de (Medina & Krawinkler, 2004), évaluant l'impact de la forme de différentes lois moment-rotation sur les déplacements horizontaux en tête d'une structure poteaux-poutres (drifts). Trois modèles, schématisés en Figure 2.12, sont comparés : un modèle élasto-plastique à écrouissage cinématique, un modèle hystérétique « peak-oriented », et un modèle reproduisant un pincement des boucles d'hystérésis. On notera que des résultats relativement proches sont obtenus pour les trois modèles pour des structures relativement rigides et peu élancées, comme c'est le cas de la plupart des applications visées dans le cadre de cette thèse.

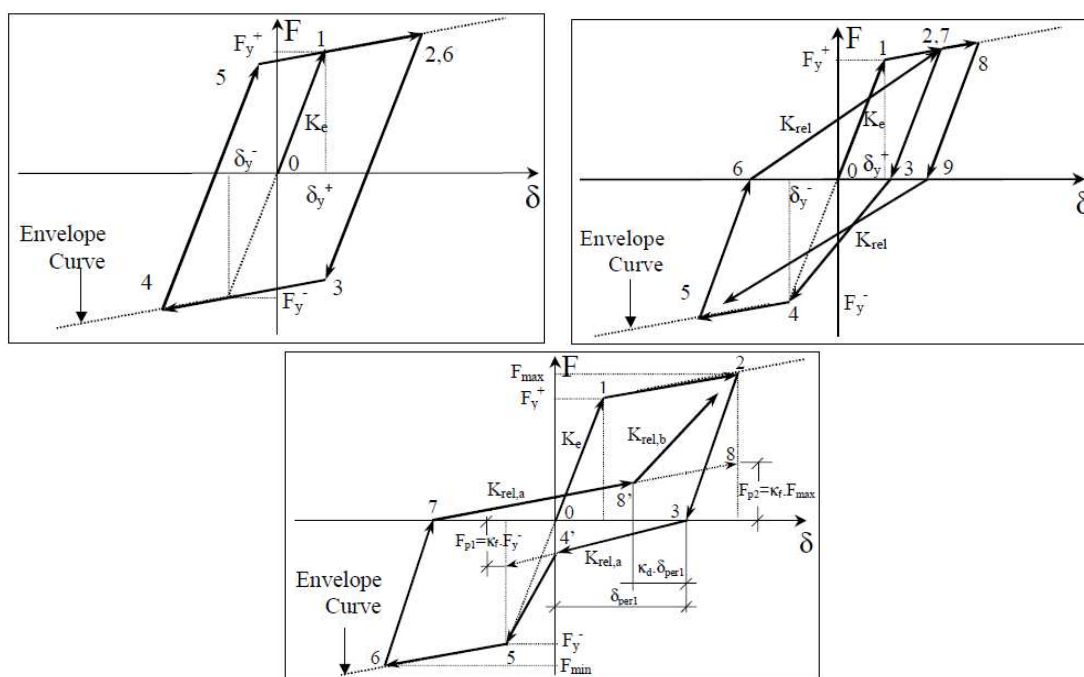


Figure 2.12 – Forme des lois moment courbure comparées d'après (Medina & Krawinkler, 2004)

La loi moment courbure proposée par (Drakatos, et al., 2017), et représentée en Figure 2.13, pour les jonctions poteaux-dalle soumises à des chargements cycliques vise à intégrer l'impact de l'historique du chargement sur relation moment-courbure, avec une retranscription du pincement des boucles d'hystérésis observé expérimentalement. On notera qu'à la différence des jonctions poteau-poutre ou voile-plancher, la fissuration des jonctions poteau-dalle est pilotée par des phénomènes de cisaillement transverse.

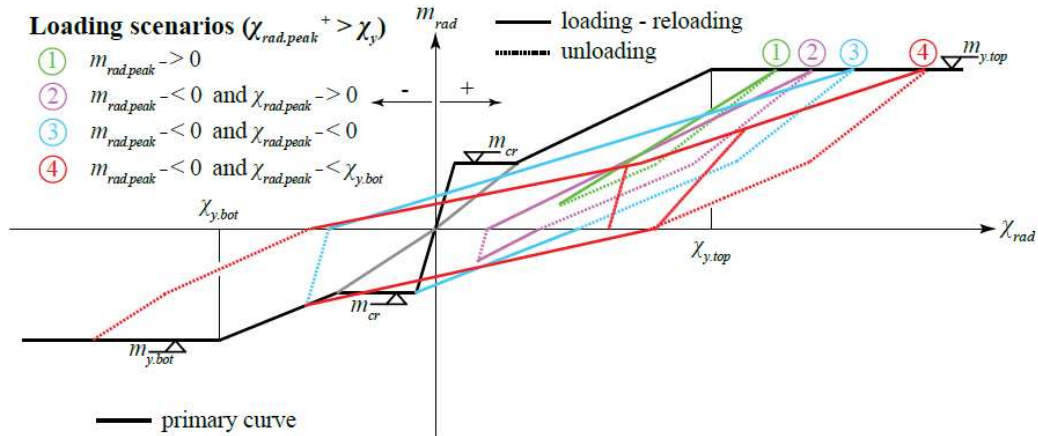


Figure 2.13 – Loi moment courbure intégrant un impact de l'historique du chargement d'après (Drakatos, et al., 2017)

Les auteurs ont montré l'intérêt de la prise en compte de cet effet dans le modèle pour la représentativité de leurs résultats. Néanmoins, au vu du peu de données expérimentales disponibles pour caler et valider un modèle de comportement sur les jonctions voiles-plancher, on choisira à ce stade de ne pas intégrer la représentation de tous ces phénomènes dans le modèle proposé.

## 2 FORMULATION ET MISE EN ŒUVRE D'UN MODELE ELASTIQUE DE JONCTION

Dans cette partie, on démontrera l'intérêt d'un premier modèle de jonction élastique pour les applications visées, on décrira le modèle de ce type que nous souhaitons proposer, et on en présentera la mise en œuvre avec le code de calcul aux éléments finis code\_aster.

### 2.1 Intérêt d'un modèle de jonction élastique

De façon à évaluer l'intérêt d'un modèle de jonction élastique, on étudie l'impact des hypothèses faites lors de la réalisation d'un modèle éléments finis plaques usuel d'une structure, dans la pratique industrielle, telle qu'acceptée par la codification de l'EN1992-1-1. En particulier, l'usage de ce type de modèle nécessite la prolongation des éléments finis de plaques représentant les éléments de structures (voiles, planchers) à l'intérieur de la jonction, jusqu'à l'axe de celle-ci, comme indiqué en Figure 2.14.

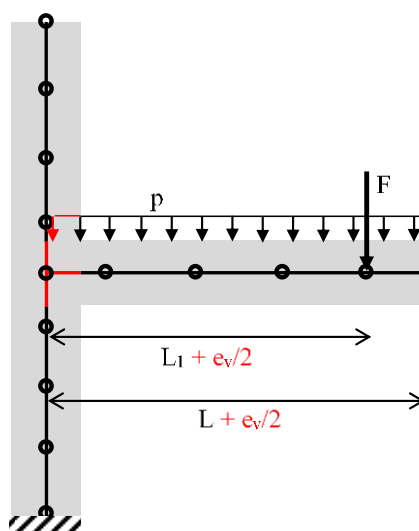


Figure 2.14 – Modélisation usuelle par des éléments finis de plaques d'une zone de structure incluant une jonction voile-plancher

Les éléments de structure (voile, plancher) sont donc supposés être prolongés jusqu'à l'axe de la jonction par des éléments plaques ou coques d'une souplesse égale à celle du plancher. Or la jonction est nécessairement plus rigide qu'une simple plaque d'épaisseur égale à celle du voile ou de la dalle.

L'application de la théorie des plaques dans ces zones, en rouge sur la Figure 2.14, n'est donc ni légitime ni réaliste d'un point de vue de la rigidité.

Par ailleurs, dans les modélisations plaques usuelles, l'erreur est souvent accentuée par l'application des chargements répartis (poids propres et masses réparties) à l'intégralité des éléments constituant le plancher, y compris au-delà du nu du voile qui n'est pas matérialisé dans le maillage. De même, l'évaluation des besoins en ferrailage se fait généralement en exploitant les résultats obtenus jusqu'à l'axe de la jonction et ne s'arrêtant au nu des voiles.

De façon à évaluer l'impact de l'erreur commise en appliquant la modélisation plaques usuelle, on considère le cas théorique et simple d'une poutre bi-encastree de longueur  $l$  soumise à un chargement réparti de valeur  $p$  ou à une charge ponctuelle  $F$ .

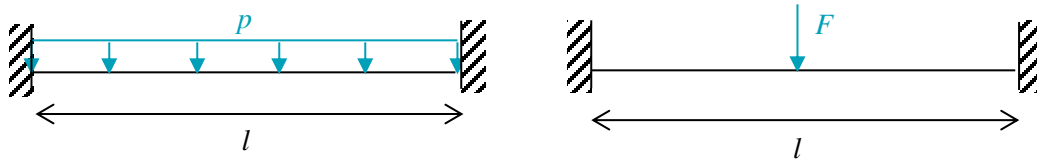


Figure 2.15 – Cas théoriques simplifiés étudiés

Les valeurs de moments à mi-travée valent respectivement :

- Charge répartie :  $M = \frac{pl^2}{24}$
- Charge ponctuelle :  $M = \frac{Fl}{8}$

Les valeurs de flèches (prises par convention positives dans le sens des Z négatifs) à mi-travée valent respectivement :

- Charge répartie :  $w = \frac{pl^4}{384EI}$
- Charge ponctuelle :  $w = \frac{Fl^3}{192EI}$

Par une méthode de Rayleigh-Ritz, en se limitant au premier mode de déformée, on peut estimer la première fréquence propre en flexion d'une poutre d'Euler-Bernoulli bi-encastée dont la masse répartie accélérée est  $m = p/g$ .

On considère donc l'équation de sa flèche sous cette masse répartie accélérée comme étant celui de la déformée du premier mode en tout point d'abscisse  $x$ . Pour construire cette déformée on considère l'équation différentielle de sa flèche :

$$EI \frac{\partial^2 w(x)}{\partial x^2} = M_{flexion}(x)$$

$$EI \frac{\partial^2 w(x)}{\partial x^2} = \underbrace{M_{appui\ de\ gauche}}_{\frac{pl^2}{12}} - \frac{pl}{2}x + \frac{px^2}{2}$$

Intégrée deux fois et en considérant les conditions aux limites d'encastrement, il vient :

$$w(x) = \frac{p}{24EI} x^2(l-x)^2$$

La fréquence propre avec la méthode de Rayleigh-Ritz appliquée à ce vecteur de déformée modale vaut :

$$f = \frac{\omega}{2\pi} \sqrt{g \frac{\int_0^l w(x) \cdot dx}{\int_0^l w(x)^2 \cdot dx}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{EI}{m} \cdot \frac{22,4}{l^2}} \propto \frac{1}{l^2}$$

La masse effective dans un mouvement d'entraînement vertical peut être estimée avec la même méthode :

$$m_{eff} = \frac{\left( \overbrace{\int_0^l m \cdot w(x) \cdot 1 \cdot dx}^{\text{masse entraînée}} \right)^2}{\underbrace{\int_0^l m \cdot w^2(x) dx}_{\text{masse généralisée}}} = \frac{7ml}{10} \propto l$$

Le facteur de participation associé peut être estimé par :

$$p_k = - \frac{\int_0^l m \cdot w(x) \cdot 1 \cdot dx}{\int_0^l m \cdot w^2(x) dx} = \frac{504EI}{pl^4} \propto \frac{1}{l^4}$$

La valeur du Spectre de Réponse d'Oscillateur en déplacement  $S_d(f)$  est utilisée pour construire les réponses maximale elle est obtenue à partir du spectre de pseudo-accélération  $PS_a(f)$  telle que :

$$S_d(f) \cong \frac{PS_a(f)}{4\pi^2 f^2}$$

A mi-travée, on peut estimer le déplacement maximal auquel les actions mécaniques sont proportionnelles telle que :

$$w_{modal}\left(\frac{l}{2}, f\right) = w\left(\frac{l}{2}\right) \cdot p_k \cdot S_d(f)$$

La réponse à mi-travée, qui ne dépend donc que du déplacement spectral, voit sa dépendance à la portée n'intervenir que dans l'expression de la dépendance du déplacement spectral à la fréquence propre modale. Or comme cela été démontré plus haut ce déplacement dépend de la fréquence qui est liée à la portée de la poutre d'Euler-Bernoulli considérée.

$$w_{modal}\left(\frac{l}{2}, f\right) = \frac{21}{16} S_d(f) \left( \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{EI}{m}} \cdot \frac{22,4}{l^2} \right)$$

On peut apprécier à partir de ces formules l'impact de la prise en compte de la portée effective.

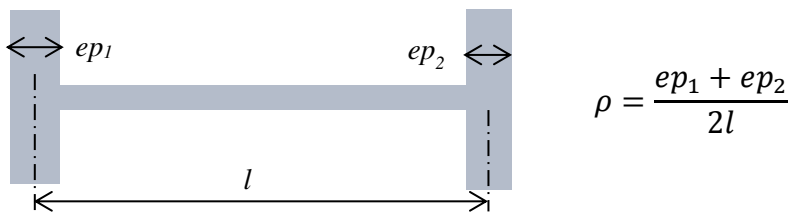


Figure 2.16 – Ratio d'épaisseur des jonctions par rapport à la portée du plancher modélisée usuellement

On définit  $\rho$  comme le ratio entre l'épaisseur moyenne des voiles de part et d'autre et la portée entre les plans médias des voiles, soit avec les notations de la Figure 2.16 :

$$\rho = \frac{ep_1 + ep_2}{2l}$$

On peut, à partir des formules précédentes, déterminer les erreurs commises avec les modélisations plaques usuelles, que l'on définira comme le ratio de la différence entre la valeur associée aux

hypothèses de portée de la modélisation plaques et la valeur associée à la portée réelle par la valeur associée à la portée réelle. Ces erreurs sont représentées en Figure 2.17.

Les erreurs commises pour les réponses statiques peuvent alors être évaluées par :

- Flèches pour une poutre bi-encastree soumise à un effort réparti :

$$erreur = \frac{1}{(1 - \rho)^4} - 1$$

- Flèches pour une poutre bi-encastree soumise à un effort ponctuel :

$$erreur = \frac{1}{(1 - \rho)^3} - 1$$

- Moments pour une poutre bi-encastree soumise à une charge répartie :

$$erreur = \frac{1}{(1 - \rho)^2} - 1$$

- Moment pour une poutre bi-encastree soumise à un effort ponctuel

$$erreur = \frac{1}{(1 - \rho)} - 1$$

Pour les réponses dynamiques, les erreurs commises sont directement reliées à la fréquence propre en flexion pour une poutre bi-encastree soumise à une charge répartie :

$$erreur = (1 - \rho)^2 - 1$$

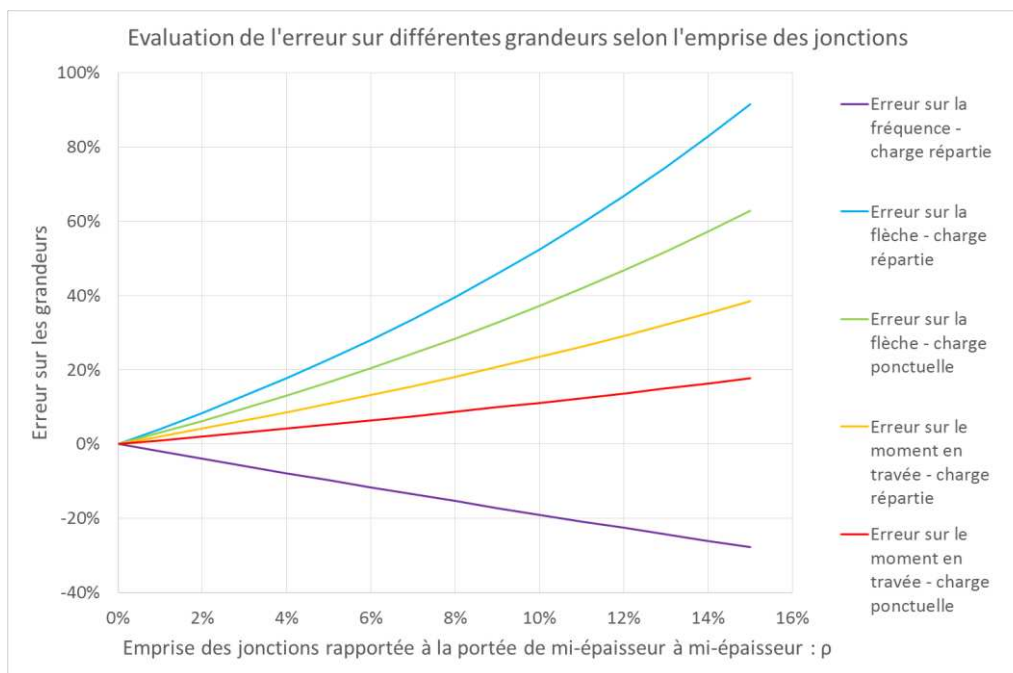


Figure 2.17 – Impact de l'emprise des jonctions sur l'erreur amenée par la modélisation d'axe à axe pour une poutre

Si on considère l'exemple d'un plancher de 10m de portée d'axe à axe, ancré dans des voiles de 80cm d'épaisseur, soit  $\rho = 0.08$ , soumis à son poids propre et à des charges réparties, et assimilable à une poutre, cela conduit pour les réponses statiques avec la modélisation plaques usuelle à :

- Surestimer le moment en travée de 18% ;



- Surestimer la flèche en travée de 40%.

L'erreur sur la flèche maximale permet d'apprécier l'impact sur les combinaisons considérées pour les états limites de service, tandis que celle sur les moments permet d'évaluer l'impact sur les états limites ultimes.

Pour les réponses dynamiques, la fréquence du premier mode de flexion est sous-estimée de 15%.

L'impact à la fois sur les flèches et sur la fréquence propre dans le cas d'une analyse par réponse spectrale est non négligeable pour les combinaisons aux ELU.a sismique. En effet, les déplacements modaux sont pris en compte pour évaluer les efforts modaux qui leur sont directement proportionnels et qui sont ensuite recombinaés.

Si on considère que le spectre de chargement est un spectre forfaitaire généralement décrit par 4 plages de fréquences :

- Plage dite à déplacement constant égale à  $D_{max}$  pour  $f \in [f_0 ; f_1]$
- Plage dite à vitesse constante égale à la  $V_{max}$  pour  $f \in [f_1 ; f_2]$  :  $S_d(f) = \frac{PGV}{2\pi f}$
- Plage dite à accélération constante égale à la  $A_{max}$  pour  $f \in [f_2 ; f_3]$  :  $S_d(f) = \frac{PGA}{4\pi^2 f^2}$
- Plage de décroissance logarithmique jusqu'à l'atteinte de la ZPA (Zero Period Acceleration) pour  $f \in [f_2 ; f_3]$

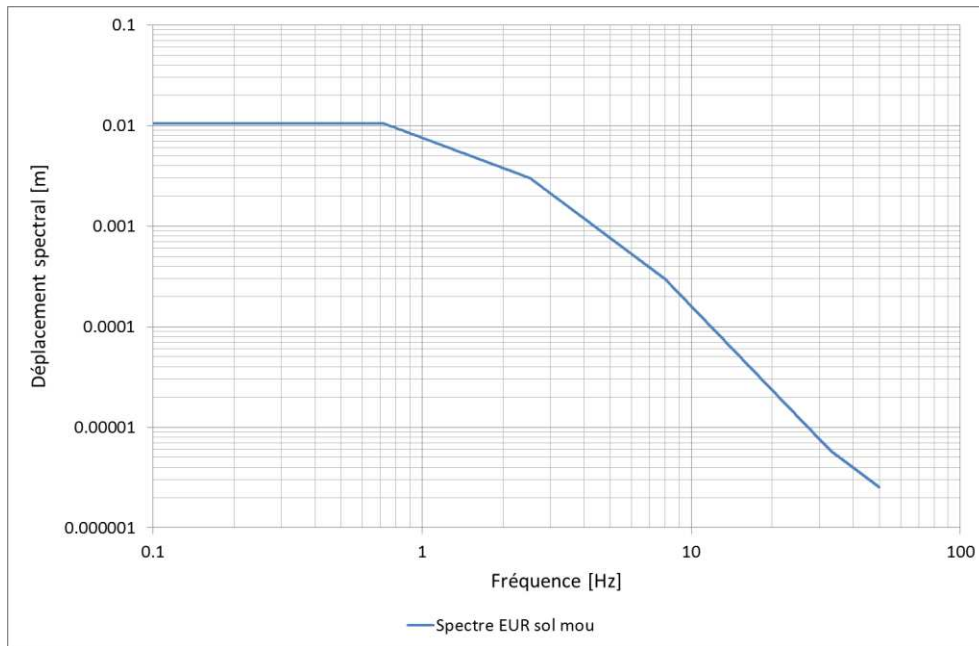


Figure 2.18 – Evolution du déplacement spectral en fonction de la fréquence pour le spectre EUR sol mou calé à 0,25g

Sur le plateau du spectre, on a donc :

$$S_d(f) \cong \frac{PS_a(f)}{4\pi^2 f^2} \propto l^4$$

En prenant l'exemple précédent appliqué au séisme EUR sol mou calé à 0,25g dont la courbe en déplacement spectrale est exposée en Figure 2.18, avec les caractéristiques suivantes :

Epaisseur de la poutre :  $h = 0,8m$

Largeur de la poutre :  $b = 1m$

Module d'Young :  $E = 35\ 000MPa$

Masse linéique :  $m = 2500bh = 2000\ kg/ml$

Inertie :  $I = bh^3/12 = 0.0427\ m^4/ml$

On obtient :

- En prenant en compte la portée d'axe à axe :
  - o Fréquence : 30,8 Hz
  - o Déplacement spectral :  $8,4.10^{-3}$  mm
  - o Déplacement de la poutre à mi-travée :  $11.10^{-3}$  mm
- En prenant en compte la portée réelle de nu à nu :
  - o Fréquence : 36,4 Hz
  - o Déplacement spectral :  $5,2.10^{-3}$  mm
  - o Déplacement de la poutre à mi-travée :  $6,9.10^{-3}$  mm

Ce qui conduit à une surestimation du déplacement sous séisme pour ce mode et des efforts associés de 62%.

L'erreur sur les réponses modales permet d'estimer l'erreur sur les combinaisons aux états limites ultimes accidentelles sismiques.

Ces éléments permettent d'apprécier l'intérêt d'un modèle de jonction utilisable dans les modélisations éléments finis de bâtiments, qui permette *a minima* de prendre en compte la portée réelle des éléments de structure.

## 2.2 Proposition d'un modèle élastique de jonction

Pour définir le modèle élastique de jonction, on s'intéresse à caractériser la cinématique et la rigidité de la zone de jonction.

Un modèle volumique élastique, représentant la jonction ainsi qu'une partie des voiles et planchers s'y connectant avec une discrétisation suffisamment fine, tel que schématisé en Figure 2.19, est pris comme référence, car il doit permettre de représenter pertinemment la cinématique et le comportement de la zone de jonction. Néanmoins il est incompatible avec la modélisation d'un bâtiment nucléaire complet en termes de nombre de degrés de liberté.

En particulier on cherche à identifier des modes de déformation de façon à choisir les variables cinématiques pertinentes et décrire à l'échelle macroscopique de façon simple le comportement de la jonction sous différents types de sollicitations.

On conçoit une série d'expériences numériques qui prennent en compte des jonctions avec des voiles et planchers connectés d'épaisseurs diverses, affectées de différentes conditions aux limites choisies pour leur similarité avec une décomposition simple de ce qui pourrait être vu par une jonction dans un bâtiment soumis à un séisme dans une direction donnée.

Le matériau choisi est élastique isotrope, homogène sur l'ensemble de la structure testée.

Les éléments de structure connectés sont supposés d'épaisseur comprise :

- Entre 10cm et 60cm pour le plancher ;
- Entre 30cm et 80 cm pour le voile.

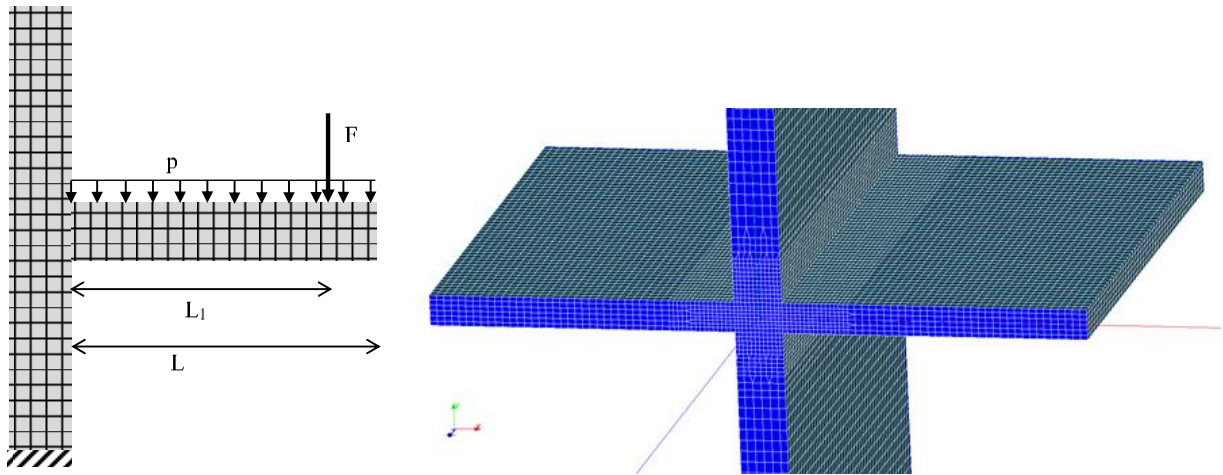


Figure 2.19 – Principe de la modélisation de référence (à gauche), par des éléments finis volumiques, d'une zone de structure incluant une jonction voile-plancher, et modélisation réalisée (à droite)

Au niveau des conditions aux limites, on sélectionne les cas schématisés en Figure 2.20 :

- Sollicitations « hors plan » :
  - H1 : Déplacement horizontal appliqué en tête de voile, extrémités des planchers encastrés, base du voile encastree ;
  - V2 : Déplacement vertical vers le bas appliqué en tête de voile, base du voile encastree ;
  - V3 : Déplacements verticaux vers le bas appliqués de façon symétrique à chaque extrémité de plancher, base du voile encastree ;
  - V4 : Déplacements verticaux appliqués de façon antisymétrique à chaque extrémité de plancher, base du voile encastree, déplacements horizontaux de la tête de voile bloqués ;
  - H5 : Déplacements horizontaux dans la même direction appliqués à chaque extrémité de plancher, base du voile encastree, déplacements verticaux et rotations des extrémités de planchers bloqués ;
- Sollicitations « dans le plan » :
  - H6 : Déplacements horizontaux dans la même direction appliqués à chaque extrémité de plancher, base du voile encastree ;
  - H7 : Déplacements horizontaux dans des directions opposées appliqués à chaque extrémité de plancher, base du voile encastree.

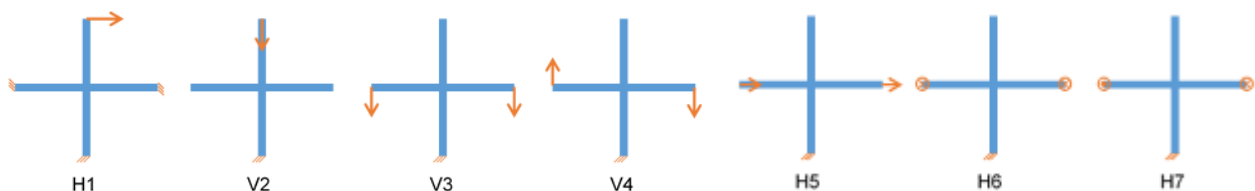


Figure 2.20 – Schématisation des cas de chargement considérés

La cinématique liée aux sollicitations hors plan est évaluée sur un modèle 2D plan, pour les cas de chargements H1 à H5.

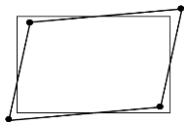
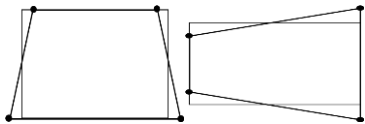
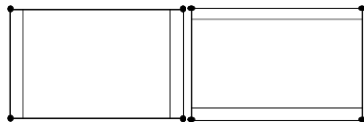
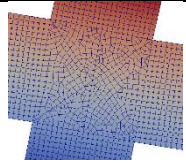
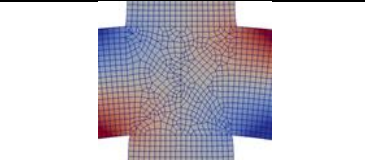
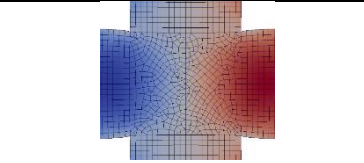
Dans les cas H1, V4, et H5, où la jonction est soumise à des efforts de cisaillement hors plan et à des moments de flexion hors plan antisymétriques d'un côté à l'autre du plancher par rapport à l'axe du voile, la cinématique de la jonction peut être décrite de façon simple en la considérant comme un parallélogramme dont seul l'angle entre les axes évolue, à surface constante. Ce qui correspond à un mode de déformation en cisaillement pur. Dans ces trois cas ce mode, associé à un déplacement de corps rigide, permet de décrire au premier ordre la déformation de la jonction.

Dans le cas V2 (compression), la déformation de la section de jonction correspond principalement à une diminution de sa dimension le long de l'axe comprimé, à une très faible augmentation de sa dimension le long de l'axe perpendiculaire. Cela correspondrait à un mode de déformation en traction/compression avec l'effet d'un faible coefficient de Poisson. De façon à décrire complètement le champ de déformation observées, il faudrait introduire une courbure des frontières. Néanmoins les déformations associées sont très faibles, la section de jonction étant confinée et rigide en comparaison des éléments de structure environnants.

Dans le cas V3 (flexion symétrique par rapport à l'axe du voile), la déformation peut être assimilée au premier ordre à une déformation en trapèze, à surface constante.

On retrouve dans une section normale à l'axe de la jonction, sous sollicitations hors plan du plancher, les modes de déformation principaux identifiés dans le Tableau 2.1, classés par ordre de grandeur des déformations observées sur les cas testés.

Tableau 2.1 – Modes de déformation de la jonction, dans un plan perpendiculaire à son axe

Mode	Cisaillement (1)	Flexion horizontale et verticale (2 et 3)	Dilatation horizontale et verticale (4 et 5)
Schéma			
Exemple de déformée du modèle de référence			

Ces modes de déformation sont complétés dans le plan perpendiculaire à l'axe de la jonction des 3 modes rigides : 2 modes de translation ainsi que la rotation autour de l'axe.

On peut faire un parallèle entre la cinématique décrite ci-dessus et celle d'un élément plan linéaire, décrite par les fonctions suivantes :

Déplacements dans la direction x :

$$u(x, y) = c_1 + c_2x + c_3y + c_4xy \quad (2.1)$$

Déplacements dans la direction y :

$$v(x, y) = c_5 + c_6x + c_7y + c_8xy \quad (2.2)$$

Un tel élément possède, en 2D plan, 3 modes de déplacement de corps rigide (2 translations et une rotation), ainsi que les 5 modes de déformation suivants : déformation en parallélogramme à surface constante, déformation en trapèze à surface constante (avec une symétrie selon l'axe x ou y – soit deux modes), déformation selon un rectangle de surface non conservée (réduction de la dimension

selon un axe et léger accroissement de la dimension selon l'axe perpendiculaire – soit deux modes). Ces modes de déformations sont illustrés en Figure 2.21.

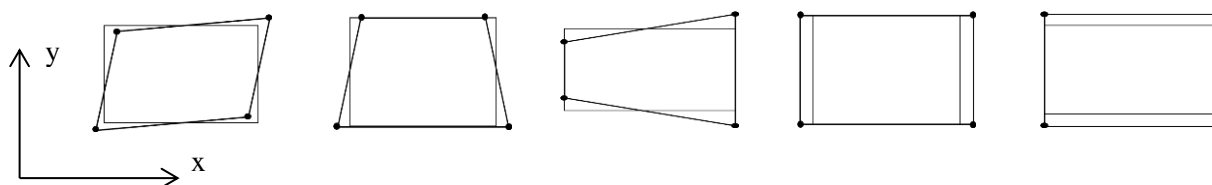


Figure 2.21 – Modes de déformation d'un élément 2D plan linéaire à 4 nœuds

A l'exception des modes de déformation en traction / compression, qui jouent finalement très peu sur les déformations de la structure, les modes de déformation de la jonction correspondent donc à ceux d'un élément fini rectangulaire Lagrange d'ordre 1, avec les faces de la jonction qui restent globalement planes.

On peut donc, de façon simple, représenter en 2D plan une section de jonction par un seul élément quadrangulaire linéaire dont les modes de déformation correspondraient à ceux cités ci-dessus.

En passant en 3 dimensions, et en introduisant également les effets du cisaillement membranaire (cas de chargement H6 et H7), on peut de la même manière représenter le volume de la jonction par un ensemble d'éléments volumiques parallélépipédiques linéaires placés le long de la jonction, avec une discrétisation uniquement le long de l'axe de la jonction. De cette façon, les modes de déformation observés sont respectés, et une cohérence avec le postulat des sections des modèles de plaques est assurée à la connexion avec les éléments de structure (voiles, planchers), le modèle proposé assurant par définition un respect des conditions d'alignement des sections aux frontières de la jonction.

La connexion avec les éléments plaques représentant les planchers et voiles connectés peut alors se faire par l'écriture de relations cinématiques permettant le calcul des rotations.

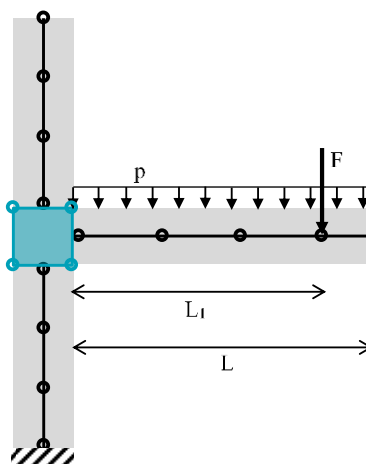


Figure 2.22 – Schéma de principe de la modélisation proposée d'une zone de structure incluant une jonction voile-plancher

On se propose donc de modéliser la jonction à l'échelle du bâtiment par un élément fini de type volumique, d'ordre 1, représentatif du comportement homogénéisé de la jonction sur son emprise,

du nu des planchers au nu des voiles connectés, compatible avec l'écriture de relations cinématiques avec des éléments finis de plaques usuels de code\_aster, comme présenté en Figure 2.22.

Le modèle proposé ainsi serait compatible avec l'usage des éléments plaques ou coques pour la représentation des éléments de structure tels que voiles ou planchers, mais permettrait de traduire plus fidèlement la cinématique et la raideur de la zone de jonction.

De façon à confirmer que la cinématique de la jonction en béton armé n'est pas significativement modifiée par le remplacement d'un matériau homogène par celui d'un matériau « composite » formé de béton et d'armatures en acier, on pourra évaluer l'impact de l'introduction des aciers sur les cas tests présentés ci-dessus.

L'ensemble de ces tests en 3 dimensions servira de benchmark pour valider le modèle élastique de jonction (Chapitre 3.1).

### 2.3 Formulation et implantation du modèle dans code\_aster

Les principes retenus au paragraphe précédent pour le modèle élastique sont détaillés ci-après, et leur mise en œuvre dans le code aux éléments finis code\_aster (Code\_Aster, 2001) est décrite ci-après.

Conformément au principe exposé à la Figure 2.22, on retient pour représenter le comportement de la zone de jonction comprise entre le nu des éléments de structure connectés un élément volumique parallélépipédique linéaire, avec une discrétisation uniquement le long de l'axe de la jonction, affecté d'une loi de comportement élastique isotrope ou orthotrope, dont la raideur correspond à celle du matériau béton (ou du béton armé si l'on prend en compte la faible contribution des aciers).

Les 8 nœuds de cet élément (2 ensembles de 4 nœuds situés chacun sur une section perpendiculaire à l'axe de la jonction distincte), dotés de degrés de liberté en translation uniquement, sont liés par l'écriture de relations cinématiques aux nœuds situés aux extrémités des éléments finis de plaques représentant les voiles et les planchers, dotés quant à eux de degrés de liberté de translation et de rotation. Ces relations permettent de transmettre les déplacements et les rotations des sections conformément au principe de Saint-Venant. Le modèle proposé est illustré en Figure 2.23.

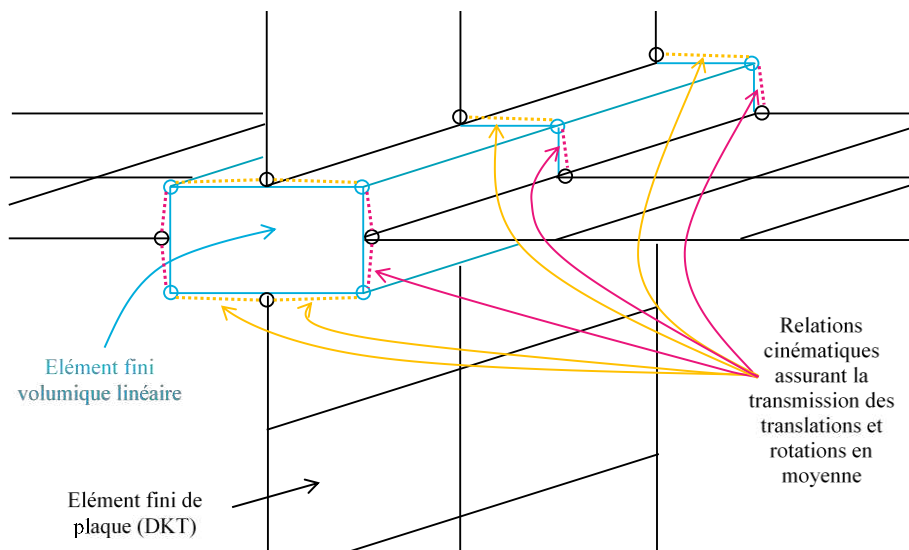


Figure 2.23 – Schéma du modèle élastique de jonction

On note  $z$  l'axe de la jonction, l'axe  $x$  (respectivement  $y$ ) correspondant à l'intersection du plan du plancher (respectivement du voile) avec le plan perpendiculaire à l'axe  $z$ , pour former un trièdre direct.

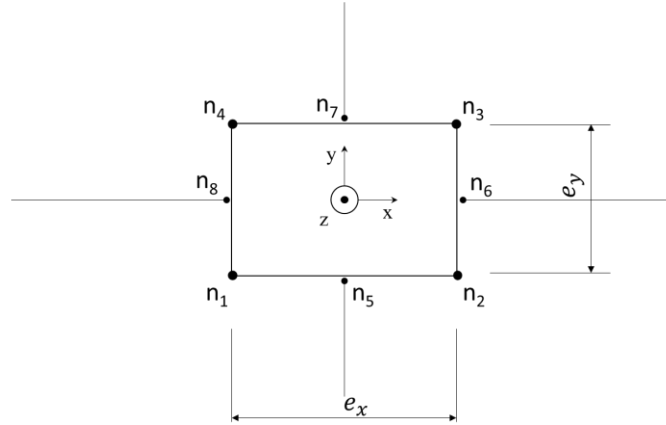


Figure 2.24 – Schéma de la numérotation des nœuds sur une section perpendiculaire à l'axe de la jonction

On note les nœuds dans le repère local de la jonction tels que  $n_1, n_2, n_3, n_4$ , appartiennent à la jonction et  $n_5, n_7, n_6, n_8$ , appartiennent respectivement aux deux voiles et aux deux planchers qui s'y connectent, comme indiqué en Figure 2.24.

Remarque : les équations présentées ici sont valable pour chaque section perpendiculaire à l'axe de la jonction. Pour un élément fini volumique parallélépipédique, avec deux faces perpendiculaires à l'axe de la jonction, ces relations sont donc écrites deux fois.

On note  $\underline{u}_{c,n_i}$  le vecteur déplacement généralisé d'un élément de type coque ou plaque d'un voile ou d'un plancher exprimé au nœud  $n_i$  considéré. Ce vecteur a 6 composantes : 3 composantes en translation suivant les directions  $x, y$  et  $z$  et 3 composantes en rotation autour de  $x, y$  et de  $z$ . On note  $\underline{u}_{j,n_j}$  le vecteur déplacement d'un élément de type volume de la jonction exprimé au nœud  $n_j$  considéré.

$$\underline{u}_{c,n_i} = \begin{Bmatrix} u_{x n_i} \\ u_{y n_i} \\ u_{z n_i} \\ \theta_{x n_i} \\ \theta_{y n_i} \\ \theta_{z n_i} \end{Bmatrix} \quad \text{et} \quad \underline{u}_{j,n_j} = \begin{Bmatrix} u_{x n_j} \\ u_{y n_j} \\ u_{z n_j} \end{Bmatrix} \quad (2.3)$$

On considère que l'égalité des translations est satisfaite en moyenne par rapport aux déplacements de la face de la jonction adjacente. On fait l'hypothèse, sur la base des analyses des déformations dans la jonction et dans son voisinage immédiat, que les faces de la jonction restent planes. Etant en hypothèse des petites perturbations (HPP), on estime la rotation par approximation à l'ordre 1 de la tangente de l'angle de la face, hypothèse également consolidée par le profil des champs de déformations membranaires.

Ce qui conduit à écrire, par exemple, pour le nœud du voile 5 et les nœuds 1 et 2 de la jonction :

$$\left\{ \begin{array}{l} u_{xn_5} = \frac{u_{xn_1} + u_{xn_2}}{2} \\ u_{yn_5} = \frac{u_{yn_1} + u_{yn_2}}{2} \\ u_{zn_5} = \frac{u_{zn_1} + u_{zn_2}}{2} \\ \theta_{xn_5} \text{ et } \theta_{yn_5} \text{ ne sont pas contraints} \\ \theta_{zn_5} = \frac{u_{yn_2} - u_{yn_1}}{e_x} \end{array} \right. \quad (2.4)$$

Au final, cela revient à conserver en moyenne les déplacements et les rotations aux conditions aux limites, ce qui est conforme au postulat de la théorie des plaques.

Ainsi, on exprime la relation cinématique globale d'un élément de jonction reliant 2 voiles et 2 planchers telle que :

$$\underline{u}_c = \underline{R} \underline{u}_j \quad (2.5)$$

Avec :

$$\underline{u}_c = \begin{pmatrix} u_{xn_5} \\ u_{yn_5} \\ u_{zn_5} \\ \theta_{zn_5} \\ u_{xn_6} \\ u_{yn_6} \\ u_{zn_6} \\ \theta_{zn_6} \\ u_{xn_7} \\ u_{yn_7} \\ u_{zn_7} \\ \theta_{zn_7} \\ u_{xn_8} \\ u_{yn_8} \\ u_{zn_8} \\ \theta_{zn_8} \end{pmatrix}, \underline{u}_j = \begin{pmatrix} u_{xn_1} \\ u_{yn_1} \\ u_{zn_1} \\ u_{xn_2} \\ u_{yn_2} \\ u_{zn_2} \\ u_{xn_3} \\ u_{yn_3} \\ u_{zn_3} \\ u_{xn_4} \\ u_{yn_4} \\ u_{zn_4} \end{pmatrix} \text{ et } \underline{R} = \begin{bmatrix} 1/2 & 0 & 0 & 1/2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1/2 & 0 & 0 & 1/2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1/2 & 0 & 0 & 1/2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1/e_x & 0 & 0 & 1/e_x & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1/2 & 0 & 0 & 1/2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/2 & 0 & 0 & 1/2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/2 & 0 & 0 & 1/2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1/e_y & 0 & 0 & -1/e_y & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/2 & 0 & 0 & 1/2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/2 & 0 & 0 & 1/2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/2 & 0 & 0 & 1/2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/e_x & 0 & 0 & -1/e_x & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1/2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1/2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1/2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1/e_y & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1/e_y & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (2.6)$$

Ces relations sont dualisées et enrichissent la matrice de rigidité globale par l'adjonction de multiplicateurs de Lagrange liant les degrés de liberté des plaques/coques représentant les planchers



et voiles aux degrés de liberté des éléments volumiques, par le biais de l'opérateur LIAISON\_DDL de code\_aster.

Ce modèle élastique a fait l'objet d'une vérification et d'une validation sur un plan d'expérience numérique et sur des résultats expérimentaux. Ces éléments sont présentés au Chapitre 3.

Ce modèle élastique étant établi, on cherche maintenant à proposer un modèle de jonction susceptible de représenter certains des phénomènes non linéaires observés lors des essais décrits au Chapitre 1.

### 3 FORMULATION ET MISE EN ŒUVRE D'UN MODELE NON LINEAIRE DE JONCTION

#### 3.1 Détermination des phénomènes physiques à représenter dans le modèle

Les essais expérimentaux présentés au Chapitre 1 ont mis en évidence l'apparition progressive de différents phénomènes dans les jonctions, au fur et à mesure que le chargement s'accroissait.

Pour les essais réalisés sous sollicitations hors plan du plancher (jonction sollicitée en flexion et en cisaillement hors plan du plancher), il a été noté au Chapitre 1.1.1 que :

- Des non-linéarités en termes de raideur, d'abord sans déformations irréversibles, apparaissent dès de faibles niveaux de sollicitations ;
- Une fissuration se développe ensuite principalement à l'intérieur (cisaillement à 45° dans la jonction) et/ou aux frontières de la zone de jonction (flexion). Les premières ouvertures de fissures visibles correspondent à l'apparition des déformations irréversibles. Le comportement des éléments qui s'y raccordent (voile, plancher) reste quant à lui élastique linéaire jusqu'à un niveau de sollicitation plus élevé.
- A un niveau de sollicitations élevé dans la jonction, les mesures expérimentales sont évocatrices de phénomènes tels qu'un glissement acier-béton et une plastification des aciers dans les zones fissurées, dont les conséquences apparaissent dans la forme des boucles d'hystérésis en cyclique.

La localisation de ces différentes fissures est représentée sur le schéma en Figure 2.25.

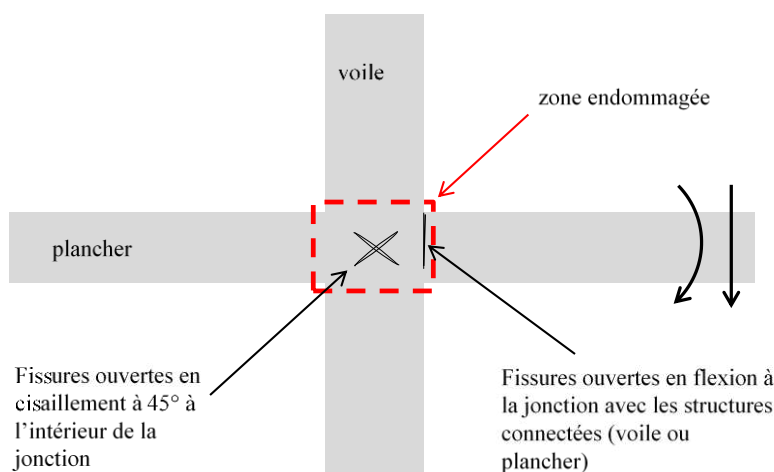
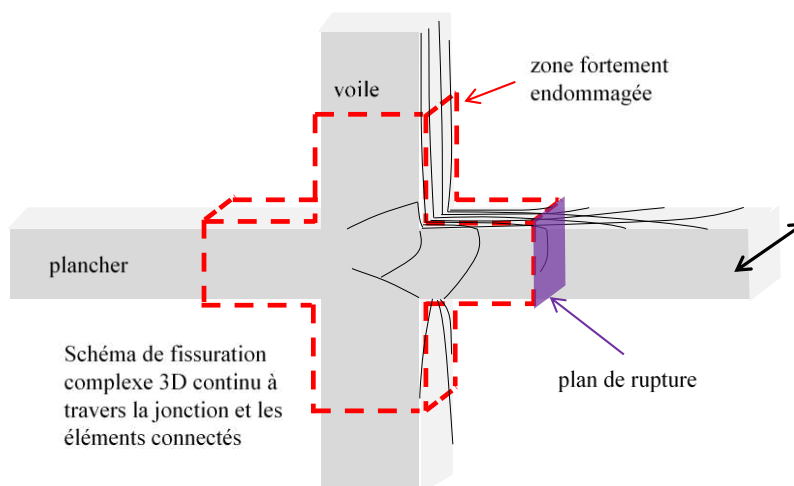


Figure 2.25 – Schéma de la localisation des fissures dans les jonctions sous sollicitations hors plan du plancher

Pour les essais réalisés sous sollicitations dans le plan du plancher (jonction sollicitée en cisaillement membranaire et dans certains cas en flexion plane dans le plan du plancher), il a été noté au Chapitre 1.1.2 que :

- Une dégradation de raideur, d'abord sans déformations irréversibles, apparaissent là aussi dès de relativement faibles niveaux de sollicitations ;
- La fissuration se développe ensuite dans une zone importante autour de la jonction, comprenant une partie importante de la dalle, la jonction elle-même, mais également une partie du voile au-dessus et au-dessous de la jonction, selon les conditions aux limites appliquées et les capacités de résistance respectives du voile et de la dalle. L'impact des charges gravitaires concomitantes est important, induisant une dissymétrie du schéma de fissuration entre les deux faces et des fissures traversantes mais non verticales, en particulier en partie inférieure de la dalle.
- Avec des sollicitations de niveau moyen à fort, une dissipation d'énergie importante est constatée au cours des cycles, que l'on peut évaluer par l'aire des hystérésis de réponse.
- A un niveau de sollicitations élevé, comme en flexion, les mesures expérimentales sont évocatrices de phénomènes tels qu'un glissement acier-béton et montrent une plastification des aciers dans les zones fissurées d'après la forme des boucles d'hystérésis en cyclique.

La localisation de ces différentes fissures est représentée sur le schéma ci-dessous :



*Figure 2.26 – Schéma de la localisation des fissures dans les jonctions sous sollicitations dans le plan du plancher*

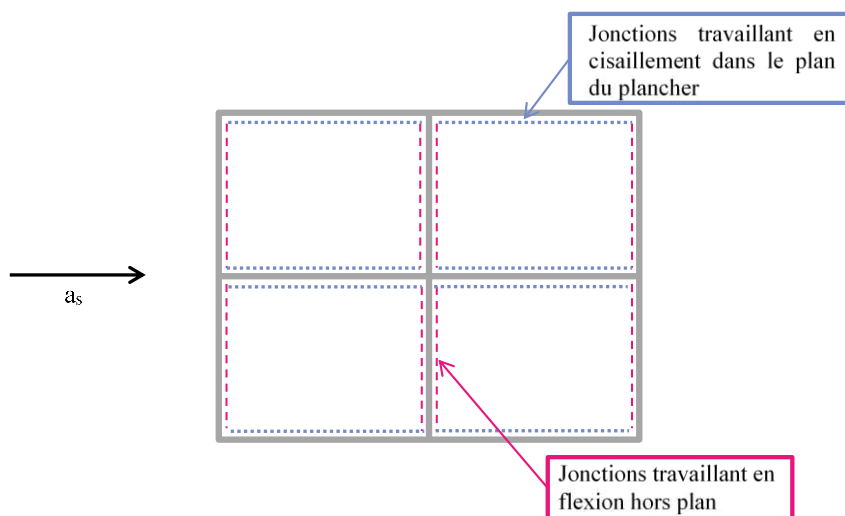
Pour une jonction donnée, d'un point de vue quantitatif, l'ordre de grandeur des efforts nécessaires pour initier des non-linéarités en flexion hors plan est très inférieur à ceux des efforts menant à des non-linéarités en cisaillement dans le plan du plancher.

On peut citer le cas des maquettes CEA-EDF. Les efforts quasi-statiques nécessaires pour obtenir l'endommagement du béton ou la plastification des aciers sont au moins dans un rapport de 5 à 10 entre les deux maquettes. Par exemple, l'effort à appliquer sur la maquette en flexion pour atteindre par exemple le niveau de plastification des aciers est 13 fois moindre que celui à appliquer à la maquette en cisaillement pour atteindre le même niveau : 35kN en flexion à comparer à deux fois 230kN en cisaillement dans le plan.

Par conséquent, sur un bâtiment de forme relativement régulière et avec des éléments d'épaisseur relativement homogène et symétrique, on peut raisonnablement supposer qu'un séisme horizontal

dans une direction horizontale donnée amènerait des dégradations des jonctions sollicitées en flexion bien avant d'amener à une dégradation de celles qui travaillent en cisaillement dans ce cas, comme montré en Figure 2.27. On notera néanmoins qu'il est possible que la dégradation des jonctions en flexion puisse engendrer une diminution de leur résistance au cisaillement, dans le cas de sollicitations non unidirectionnelles.

Il est à noter que, pour un bâtiment irrégulier, le centre de torsion dans le plan horizontal pouvant être distinct du centre de gravité, la torsion induite par le séisme horizontal engendre également du cisaillement plan dans les jonctions voile-plancher. Hiérarchiser entre les contraintes de cisaillement dues à la torsion et les contraintes dues à la flexion n'est pas aussi simple dans ce cas-là.



*Figure 2.27 – Vue de dessus d'un niveau de plancher d'un bâtiment régulier soumis à un séisme horizontal : identification des jonctions travaillant principalement en flexion hors plan / en cisaillement dans le plan du plancher*

Un séisme vertical quant à lui amènerait principalement les jonctions à travailler en flexion.

Les niveaux de sollicitation visés pour les structures nucléaires étudiées restant relativement modérés, et les bâtiments nucléaires étant généralement des structures relativement régulières, on préférera s'attacher à représenter dans le modèle de jonction proposé les non-linéarités et irréversibilités générées par des sollicitations de type hors plan. Les non-linéarités en flexion à la connexion entre les différents éléments de structure et la jonction elle-même seront représentées par des éléments d'interface intercalés entre les plaques représentant les planchers et voile et l'élément de jonction, notés « FL » sur le schéma en Figure 2.28.

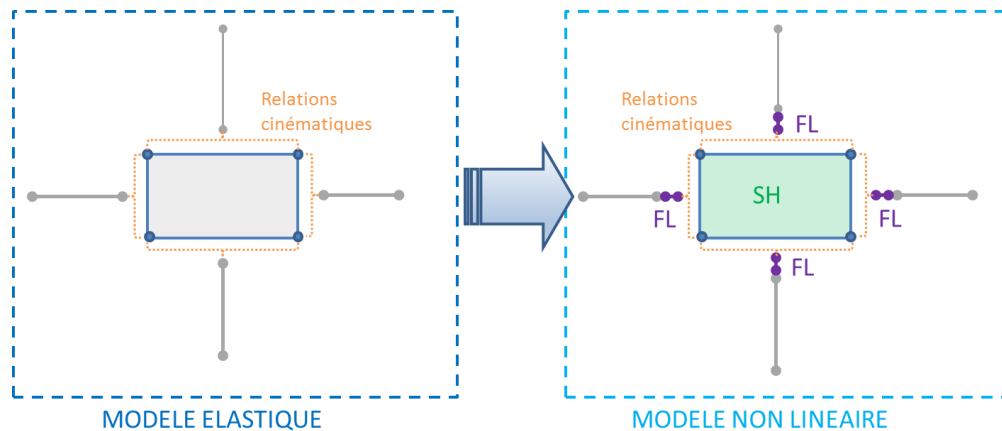


Figure 2.28 – Schéma de principe du modèle non linéaire

Il est également envisageable de développer ultérieurement un modèle non linéaire en cisaillement, qui serait quant à lui porté par l'élément volumique représentant la jonction, pour compléter ce modèle vis-à-vis des non-linéarités et irréversibilités en cisaillement hors plan, qui pourraient s'avérer importantes dans les cas où le voile et le plancher connecté sont de raideur et de résistance équivalente. Néanmoins, les essais réalisés dans la campagne CEA-EDF n'ayant pas permis d'observer ce phénomène, un tel modèle nécessiterait des essais complémentaires pour être validé.

On notera que la représentation correcte des phénomènes non linéaires observés sous cisaillement dans le plan nécessiterait un modèle incluant une zone plus large des éléments de structure connectés pour être pertinente, comme constaté lors des essais. Ce ne serait pas compatible avec la conservation des éléments finis de plaques dans ces zones.

Si un tel cas de figure devait être étudié, l'usage d'un modèle localement très raffiné en 3D au niveau de la zone environnant la jonction, avec représentation des armatures et de la liaison acier-béton serait probablement le plus pertinent pour une analyse locale détaillée, comme il a été proposé de le faire dans les études citées en 1.1.1.2 et dans des études similaires sur des nœuds d'ossature poteau-poutre.

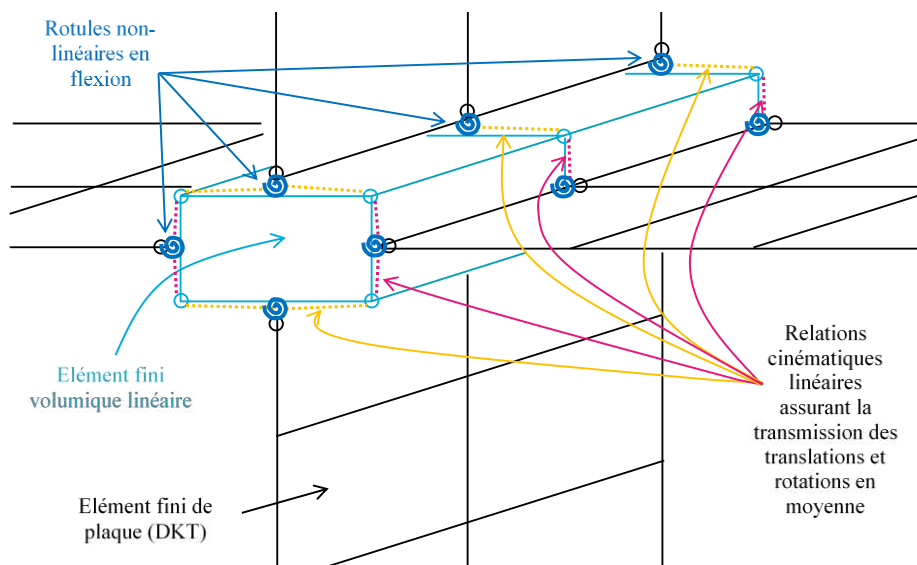


Figure 2.29 – Schéma du modèle non linéaire de jonction

Le schéma en Figure 2.29 montre le principe de mise en œuvre du modèle pour représenter une jonction voile-plancher dans le cadre d'une modélisation plaque d'une structure de génie civil en béton armé. Les éléments non-linéaires en flexion sont ici des rotules non linéaires portées par des éléments discrets à 2 nœuds.

Dans les paragraphes suivants, le modèle retenu pour représenter les non-linéarités en flexion à la connexion avec les différents éléments de structure est présenté, en partant du modèle rhéologique équivalent pour aboutir à la formulation du modèle et à son implantation dans code\_aster.

## 3.2 Proposition d'un modèle rhéologique simplifié

### 3.2.1 Choix du modèle

Les observations faites lors des essais flexion statiques sur les maquettes CEA-EDF nous conduisent à proposer un modèle d'interface qui soit initialement élastique, puis endommageable, et enfin qui intègre un comportement plastique pour décrire les phénomènes observés. Cette succession se justifie par le fait que l'étape de fissuration du béton produisant une réduction de raideur globale importante observable dès qu'on effectue une décharge, se produit préalablement sans engendrer beaucoup de déformations irréversibles. Ces dernières, par contre, deviennent prédominantes par la suite, alors que la raideur globale en décharge n'évolue plus significativement.

En effectuant des cycles dont l'amplitude atteint cette phase, on constate que la flexion opposée produit un endommagement et des déformations irréversibles plus précoces que si on avait exercé un trajet monotone.

Les trois phases sont schématisées sur le graphe en Figure 2.30.

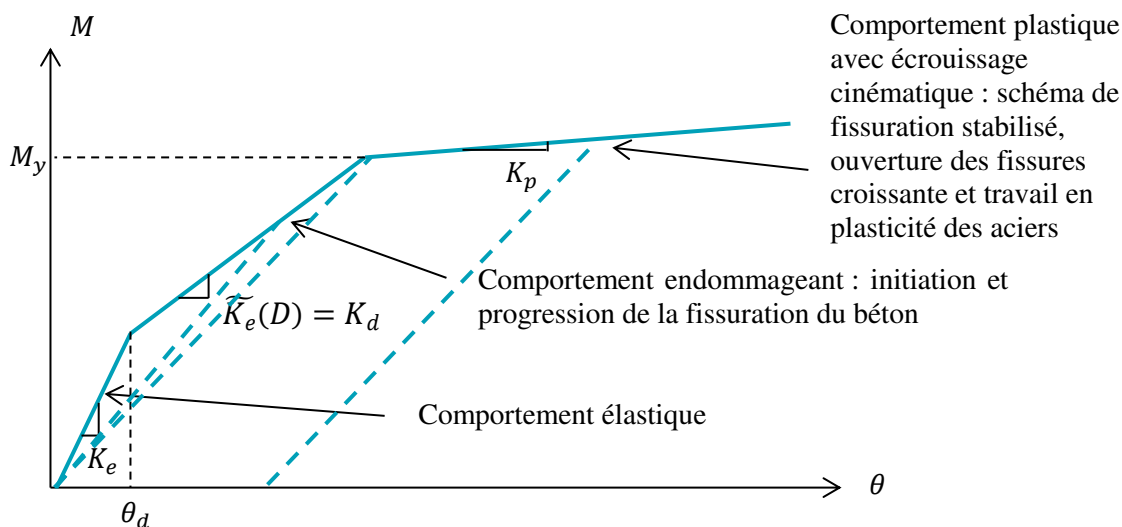


Figure 2.30 – Phénoménologie du modèle : relation entre le moment  $M$  et la rotation  $\theta$

Un modèle rhéologique simple correspondant est schématisé en Figure 2.31.

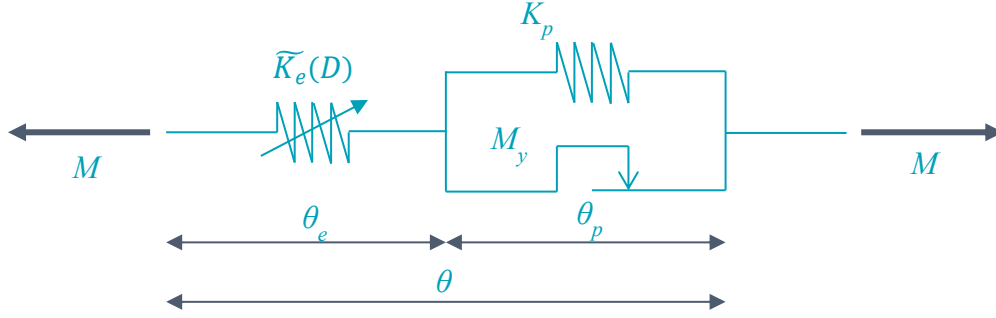


Figure 2.31 – Modèle rhéologique élasto-plastique endommageant

Il s'agit de la combinaison en série d'un ressort élastique endommageable de raideur  $\widetilde{K}_e(D)$  et d'un patin associé en parallèle à un ressort de raideur  $K_p$ , permettant de reproduire un comportement plastique écrouissable avec un écrouissage cinématique.

On admet que l'écrouissage n'est pas directement affecté par l'état d'endommagement  $D$ .

Pour construire le modèle on adopte le cadre général de la formulation thermodynamique des processus irréversibles (Lemaitre, et al., 2009) :

Les variables d'état de ce modèle rhéologique sont : la rotation totale  $\theta$ , la rotation plastique  $\theta_p$ , l'endommagement  $D$ , l'écrouissage cinématique  $\alpha$ . Les trois dernières sont des variables internes permettant de décrire les irréversibilités de comportement.

L'énergie libre s'écrit :

$$\psi(\theta, \theta_p, D, \alpha) = \frac{1}{2} \widetilde{K}_e(D) (\theta - \theta_p)^2 + \frac{1}{2} K_p \alpha^2 \quad (2.7)$$

Avec :

$$\widetilde{K}_e(D) = K_e (1 - D) \text{ où } D \in [0,1[ \quad (2.8)$$

L'inégalité de Clausius-Duhem s'écrit alors, dans toute évolution admissible, ici à température constante (Fléjou, 1993) :

$$M \dot{\theta} - \dot{\psi} \geq 0 \quad (2.9)$$

Soit :

$$\left( M - \frac{\partial \psi}{\partial \theta} \right) \dot{\theta} - \frac{\partial \psi}{\partial \theta_p} \dot{\theta}_p - \frac{\partial \psi}{\partial D} \dot{D} - \frac{\partial \psi}{\partial \alpha} \dot{\alpha} \geq 0 \quad (2.10)$$

L'inégalité de Clausius-Duhem devant être vérifiée quel que soit  $\dot{\theta}$ , en particulier dans toute évolution réversible, on obtient :

$$M - \frac{\partial \psi}{\partial \theta} = 0 \quad (2.11)$$

Ce qui nous donne la première loi d'état du modèle :

$$M = K_e (1 - D) (\theta - \theta_p) \quad (2.12)$$

Si l'on note  $A_k$  les forces thermodynamiques associées aux variables internes du modèle  $V_k$ , on peut alors écrire les autres lois d'état sous la forme (Lemaitre, et al., 2009) :

$$A_k = \frac{\partial \psi}{\partial V_k} \quad (2.13)$$

Soit, en notant  $M_p$  la force thermodynamique associée à la rotation plastique  $\theta_p$  :

$$M_p = \frac{\partial \psi}{\partial \theta^p} = -K_e(1 - D)(\theta - \theta^p) \quad (2.14)$$

En notant  $Y$  la force thermodynamique associée à l'endommagement  $D$  :

$$Y = -\frac{\partial \psi}{\partial D} = \frac{1}{2}K_e(\theta - \theta^p)^2 \quad (2.15)$$

Et en notant  $X$  la force thermodynamique associée à l'écrouissage cinématique  $\alpha$  :

$$X = \frac{\partial \psi}{\partial \alpha} = K_p \alpha \quad (2.16)$$

La dissipation intrinsèque dans toute évolution admissible s'écrit alors :

$$\mathcal{D} = -\sum_k A_k \dot{V}_k = -M_p \dot{\theta}^p + Y \dot{D} - X \dot{\alpha} \quad (2.17)$$

Soit :

$$\mathcal{D} = K_e(1 - D)(\theta - \theta^p)\dot{\theta}^p + \frac{1}{2}K_e\dot{D}(\theta - \theta^p)^2 - K_p\alpha\dot{\alpha} \quad (2.18)$$

On en déduit en particulier que, dans toute évolution admissible,  $\dot{D}$  est positif ou nul : l'endommagement ne peut que croître.

### 3.2.2 Evolution de l'endommagement

De façon à ce que le modèle de jonction soit représentatif des phénomènes physiques observés, on s'intéresse à la forme que doit prendre la loi d'évolution de l'endommagement pour correspondre aux observations.

Les résultats des essais présentés au Chapitre 1.2.2.5, de même que le calcul théorique de la relation moment-courbure au niveau de la jonction avec le plancher, aboutissent à une courbe globalement tri-linéaire en chargement monotone, avec une phase élastique, une phase avec une raideur dégradée mais sans déformations irréversibles, et une phase plastique, comme représenté en Figure 2.30.

Pour reproduire cette évolution, et en particulier la seconde phase qui sera représentée par de l'endommagement dans le modèle, on s'intéresse à traduire la condition de linéarité de la réponse monotone dans la seconde phase sur l'évolution de l'endommagement.

La première loi d'état du modèle étant :

$$M = \widetilde{K}_e(D)(\theta - \theta^p) \quad (2.19)$$

On recherche une loi d'évolution de  $D$  qui permettrait de vérifier :

$$\begin{cases} \widetilde{K}_e(D) = K_e \text{ pour } |\theta - \theta^p| \leq \theta_d \\ \widetilde{K}_e(D) = K_d \text{ pour } |\theta - \theta^p| > \theta_d \end{cases} \quad (2.20)$$

Si l'on postule :

$$\widetilde{K}_e(D) = K_e(1 - D) \text{ où } D \in [0,1[ \quad (2.21)$$

Alors on doit avoir lors d'un chargement monotone croissant :

$$\begin{cases} K_e(1 - D)(\theta - \theta^p) = K_e(\theta - \theta^p) \text{ pour } |\theta - \theta^p| \leq \theta_d \\ K_e(1 - D)(\theta - \theta^p) = K_d(\theta - \theta^p - \theta_d) + K_e\theta_d \text{ pour } |\theta - \theta^p| > \theta_d \end{cases} \quad (2.22)$$

Ce qui nous donne, toujours pour un chargement monotone :

$$\begin{cases} D = 0 \text{ pour } |\theta - \theta^p| \leq \theta_d \\ D = \frac{K_e - K_d}{K_e} \frac{(|\theta - \theta^p| - \theta_d)}{|\theta - \theta^p|} \text{ pour } |\theta - \theta^p| > \theta_d \end{cases} \quad (2.23)$$

Soit :

$$\begin{cases} D = 0 \text{ pour } |\theta - \theta^p| \leq \theta_d \\ D = \left(1 - \frac{K_d}{K_e}\right) \left(1 - \frac{\theta_d}{|\theta - \theta^p|}\right) \text{ pour } |\theta - \theta^p| > \theta_d \end{cases} \quad (2.24)$$

On proposera donc la fonction seuil d'endommagement suivante permettant de vérifier les conditions ci-dessus lorsque les conditions de Kuhn-Tucker sont respectées :

$$f^d = |\theta - \theta^p| \left(1 - \frac{K_e}{K_e - K_d} D\right) - \theta_d \leq 0 \quad (2.25)$$

Que l'on pourrait également écrire :

$$f^d = \sqrt{\frac{2}{K_e}} \sqrt{Y} \left(1 - \frac{K_e}{K_e - K_d} D\right) - \theta_d \leq 0 \quad (2.26)$$

On peut vérifier que l'écriture des conditions de Kuhn-Tucker nous ramène bien à l'expression recherchée en (2.23) :

$$\begin{cases} \dot{D} \geq 0 \\ f^d \leq 0 \\ \dot{D}f^d = 0 \end{cases} \quad (2.27)$$

Soit :

$$D = \left(1 - \frac{K_d}{K_e}\right) \left(1 - \frac{\theta_d}{\max(|\theta - \theta^p|, \theta_d)}\right) \quad (2.28)$$

Les conditions de Kuhn-Tucker sont bien vérifiées et la dissipation associée est positive dès lors que :



$$1 - \frac{K_d}{K_e} \geq 0 \quad (2.29)$$

Ce qui est bien le cas lorsque :

$$K_e \geq K_d \quad (2.30)$$

### 3.2.3 Evolution de la plasticité

Conformément aux principes de la Figure 2.30, on propose de retenir l'expression suivante pour la loi seuil associée en plasticité :

$$f^p = |M - X| - M_y \quad (2.31)$$

On pose :

$$\xi = \frac{\partial f^p}{\partial M} = \text{signe}(M - X) \quad (2.32)$$

Soit  $\lambda^p$  le multiplicateur correspondant à la plasticité, l'hypothèse de normalité généralisée nous conduit alors à :

$$\dot{\theta}^p = \lambda^p \frac{\partial f^p}{\partial M} = \lambda^p \xi \quad (2.33)$$

Et :

$$\dot{\alpha} = -\lambda^p \frac{\partial f^p}{\partial X} = \lambda^p \frac{\partial f^p}{\partial M} = \lambda^p \xi \quad (2.34)$$

D'où :

$$\dot{\alpha} = \dot{\theta}^p \quad (2.35)$$

Les conditions de cohérence s'écrivent alors :

$$f^p = 0 \text{ et } \dot{f}^p = 0 \quad (2.36)$$

Avec :

$$\dot{f}^p = \xi(\dot{M} - \dot{X}) = 0 \quad (2.37)$$

D'où :

$$\dot{X} = \dot{M} \quad (2.38)$$

### 3.2.4 Implantation du modèle rhéologique dans Matlab

Le modèle rhéologique décrit ci-dessus a été implanté dans Matlab pour tracer la réponse du modèle sous différents trajets de sollicitations.

Ces réponses sont présentées sur la Figure 2.32.

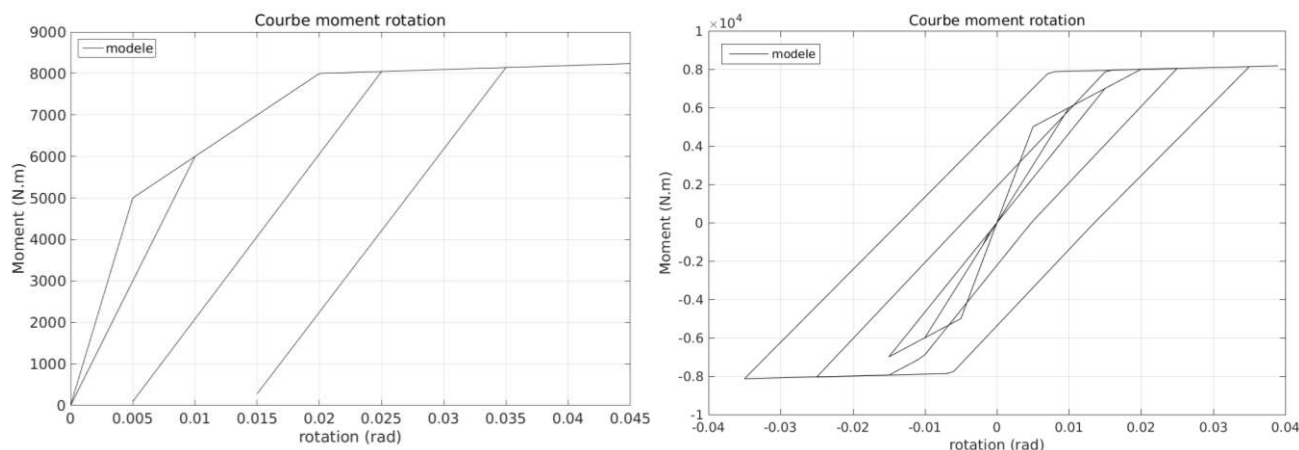


Figure 2.32 – Réponse du modèle pour un chargement cyclique d'amplitude croissante non alterné (à gauche) et alterné (à droite)

On notera que, conformément aux remarques formulées au paragraphe 1.2 du présent chapitre, le modèle proposé n'intègre pas l'effet de « pincement » des boucles d'hystérésis retrouvé expérimentalement et lié aux phénomènes de reprise de raideur à la refermeture des fissures dans le béton et de glissement acier-béton dans la zone de la fissure.

### 3.2.5 Considérations sur le sens physique des paramètres et des variables internes, et la restauration de rigidité à l'inversion de signe du moment

Revenons sur le sens physique des différents paramètres du modèle :

- Le seuil d'endommagement  $\theta_a$  correspond au début de la fissuration en flexion de la section de béton armé, c'est-à-dire à la rotation nécessaire pour atteindre la limite en traction du béton sur un des parements supérieur ou inférieur. Or si le ferrailage de l'élément de structure n'est pas identique sur les deux faces, ce qui est courant, ou que l'effort normal est non nul, la fibre neutre n'est pas au centre de la section et cette valeur diffère donc suivant si l'on regarde la face supérieure (tendue en flexion négative) ou la face inférieure (tendue en flexion positive).
- Les seuils de plasticité  $M_y$  dépendent également du ferrailage présent sur chaque face, et ne sont donc pas identiques en réalité suivant si la flexion est positive (aciers inférieurs atteignant leur limite élastique) ou si la flexion est négative (aciers supérieurs atteignant leur limite élastique)
- De même que les seuils, la variable d'endommagement  $D$  représente l'initiation d'une fissuration à partir de l'une ou l'autre face suivant le signe du moment. Or ces fissures ont une existence indépendante, du moins tant que la section n'est pas entièrement fissurée : l'ouverture d'une fissure en face inférieure en flexion positive par exemple n'implique en aucun cas l'ouverture d'une fissure identique sur l'autre face. Si le moment de flexion change de signe, la fissure ouverte en face inférieure se refermera et la section devrait retrouver sa rigidité, la zone précédemment fissurée en face inférieure étant cette fois sollicitée en compression.

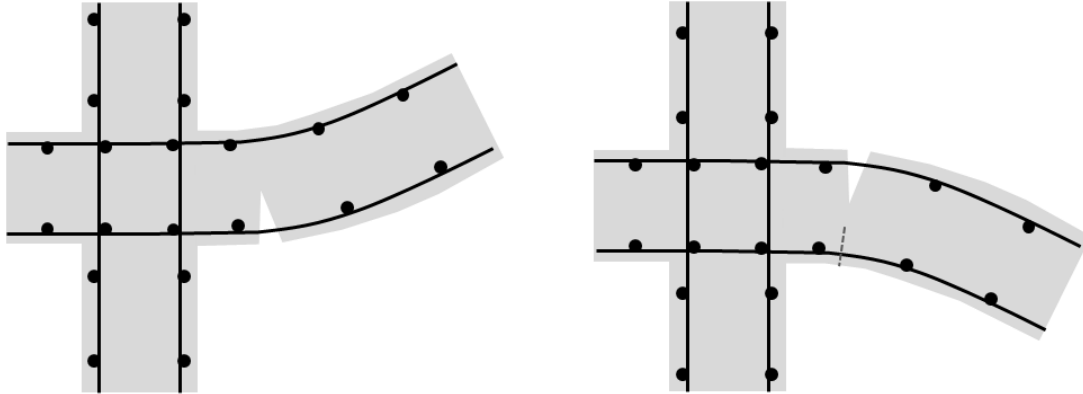


Figure 2.33 – Schéma montrant l'ouverture d'une fissure en flexion positive dans le plancher (à gauche) puis sa refermeture et l'ouverture d'une seconde fissure en flexion négative (à droite)

Il paraît donc indispensable d'avoir des paramètres différents définissant les seuils d'endommagement et de plasticité dans le cas de la flexion positive ou négative. Il paraît également nécessaire d'avoir deux variables d'endommagement distinctes, l'une représentant la fissuration à partir de la face inférieure en flexion positive, n'affectant pas la rigidité lorsque la flexion sera négative, et l'autre à partir de la face supérieure en flexion négative, n'affectant pas la rigidité lorsque la flexion sera positive. Ainsi la restauration de rigidité souhaitable au changement de signe du moment sera naturellement assurée.

On reprendra donc le modèle proposé ci-dessus au paragraphe suivant en intégrant cette fois-ci à la fois des paramètres et des variables internes ainsi qu'une expression des fonctions seuil différentes selon le signe du moment de flexion.

Remarque : Bien que l'application en soit ici différente, puisqu'il s'agit d'un macro-modèle en flexion à 1DDL et non d'une loi de comportement de matériau, les variables d'endommagement et lois d'évolutions retenues s'inspirent des propositions de (Mazars, et al., 2014).

### 3.3 Formulation du modèle non linéaire de jonction en flexion

Le modèle non linéaire définitif retenu pour représenter le comportement de la jonction en flexion, autour de l'axe z de la jonction, est présenté dans ce paragraphe.

#### 3.3.1 Paramètres du modèle

Les paramètres du modèle sont les suivants :

- La raideur en rotation élastique  $K_e$  [N. m/rad]
- La raideur tangente en phase plastique (pente d'écrouissage)  $K_p$  [N. m/rad]
- La raideur tangente en phase endommageante pour la flexion positive  $K_d^+$  [N. m/rad]
- La raideur tangente en phase endommageante pour la flexion négative  $K_d^-$  [N. m/rad]
- Le seuil d'endommagement en flexion positive  $\theta_d^+$  [rad]
- Le seuil d'endommagement en flexion négative  $\theta_d^-$  [rad]
- Le seuil de plasticité en flexion positive  $M_y^+$  [N. m]
- Le seuil de plasticité en flexion négative  $M_y^-$  [N. m]

Ces différents paramètres sont représentés sur le graphe en Figure 2.34.

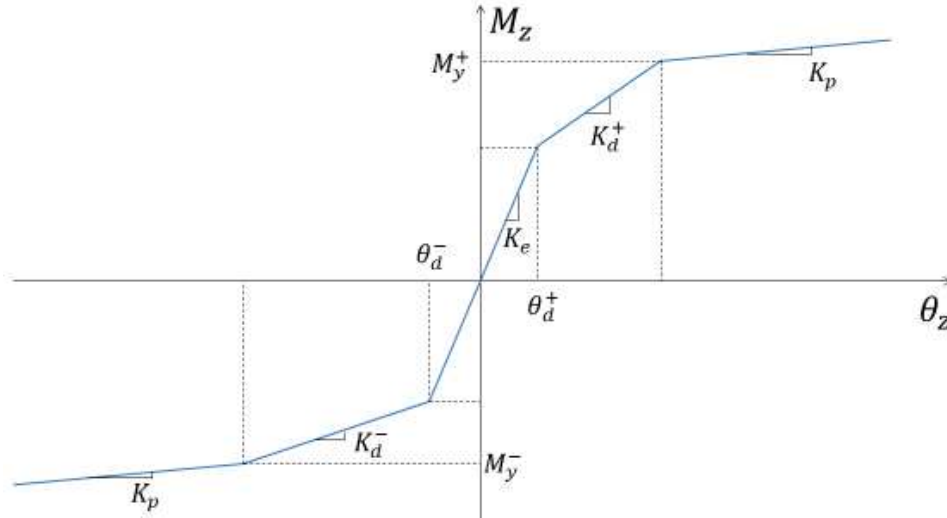


Figure 2.34 – Paramètres du modèle non linéaire en flexion

Les conditions sur ces différents paramètres sont les suivantes :

$$K_e \geq K_d^+ \geq K_p \geq 0$$

$$K_e \geq K_d^- \geq K_p \geq 0$$

$$\theta_d^+ > 0$$

$$\theta_d^- < 0$$

$$M_y^+ \geq K_e \theta_d^+ > 0$$

$$M_y^- \leq K_e \theta_d^- < 0$$

On notera par la suite les parties positives ou négatives d'une variable ou d'une fonction de la façon suivante :

- Partie positive :

$$\langle x \rangle_+ = \max(0, x)$$

- Partie négative :

$$\langle x \rangle_- = \max(0, -x)$$

En notant  $\mathcal{H}$  l'opérateur de Heaviside, on peut donc également écrire :

$$\langle x \rangle_+ = x \cdot \mathcal{H}(x)$$

$$\langle x \rangle_- = -x \cdot \mathcal{H}(-x)$$

On remarquera que la partie négative d'une variable, telle que définie ici, est donc toujours positive ou nulle.

### 3.3.2 Variables du modèle

Les variables du modèle sont décrites dans les tableaux ci-dessous, en utilisant le formalisme des matériaux standard généralisés (Halphen & Nguyen, 1975) et (Lemaitre, et al., 2009).

Tableau 2.2 – Variables d'état du modèle

Mécanismes	Variables d'état		Variables associées
	Variables observables	Variables internes	
Rotation totale	$\theta$		$M$
Endommagement en flexion positive (fissuration à partir du parement inférieur)		$D^+$	$Y^+$
Endommagement en flexion négative (fissuration à partir du parement supérieur)		$D^-$	$Y^+$
Rotation plastique		$\theta^p$	$M^p$
Écrouissage cinématique		$\alpha$	$X$

### 3.3.3 Equations du modèle

Les équations du modèle sont détaillées ci-dessous.

#### 3.3.3.1 Energie libre de Helmholtz

On écrit l'énergie libre de Helmholtz du modèle :

$$\psi = \psi(\theta, \theta^p, \alpha, d^+, d^-) \quad (2.39)$$

Pour ce modèle élasto-plastique endommageant, avec écrouissage cinématique :

$$\psi = \frac{1}{2} K^+(D^+) ((\theta - \theta^p)_+)^2 + \frac{1}{2} K^-(D^-) ((\theta - \theta^p)_-)^2 + \frac{1}{2} K_p \alpha^2 \quad (2.40)$$

Avec :

$$K^+(D^+) = K_e(1 - D^+) \quad (2.41)$$

Et

$$K^-(D^-) = K_e(1 - D^-) \quad (2.42)$$

La convexité par rapport à toutes les variables simultanément des potentiels thermodynamiques comme l'énergie libre assure la stabilité des équilibres.

L'inégalité de Clausius-Duhem s'écrit alors :

$$M\dot{\theta} - \dot{\psi} \geq 0 \quad (2.43)$$

Soit en remplaçant :

$$\left(M - \frac{\partial\psi}{\partial\theta}\right)\dot{\theta} - \frac{\partial\psi}{\partial\theta^p}\dot{\theta}^p - \frac{\partial\psi}{\partial D^+}\dot{D}^+ - \frac{\partial\psi}{\partial D^-}\dot{D}^- - \frac{\partial\psi}{\partial\alpha}\dot{\alpha} \geq 0 \quad (2.44)$$

### 3.3.3.2 Relation d'état du modèle

L'inégalité de Clausius-Duhem devant être vérifiée quel que soit  $\dot{\theta}$ , en particulier dans toute évolution réversible, on obtient :

$$M - \frac{\partial\psi}{\partial\theta} = 0 \quad (2.45)$$

Ce qui nous donne la première loi d'état du modèle :

$$M = \rho \frac{\partial\psi}{\partial\theta} = K^+(D^+)\langle\theta - \theta^p\rangle_+ - K^-(D^-)\langle\theta - \theta^p\rangle_- \quad (2.46)$$

Soit :

$$M = K_e(1 - D^+)\langle\theta - \theta^p\rangle_+ - K_e(1 - D^-)\langle\theta - \theta^p\rangle_- \quad (2.47)$$

Si l'on note  $A_k$  les forces thermodynamiques associées aux variables internes du modèle  $V_k$ , on peut alors écrire les autres lois d'état :

$$A_k = \frac{\partial\psi}{\partial V_k} \quad (2.48)$$

Soit :

$$M_p = \frac{\partial\psi}{\partial\theta^p} = -K_e(1 - D^+)\langle\theta - \theta^p\rangle_+ + K_e(1 - D^-)\langle\theta - \theta^p\rangle_- \quad (2.49)$$

Ainsi que :

$$Y^+ = -\frac{\partial\psi}{\partial D^+} = \frac{1}{2}K_e(\langle\theta - \theta^p\rangle_+)^2 \quad (2.50)$$

Et :

$$Y^- = -\frac{\partial\psi}{\partial D^-} = \frac{1}{2}K_e(\langle\theta - \theta^p\rangle_-)^2 \quad (2.51)$$

Et :

$$X = \frac{\partial\psi}{\partial\alpha} = K_p\alpha \quad (2.52)$$

La dissipation intrinsèque dans toute évolution admissible s'écrit alors :

$$\mathcal{D} = -\sum_k A_k \dot{V}_k = -M_p \dot{\theta}^p + Y^+ \dot{D}^+ + Y^- \dot{D}^- - X \dot{\alpha} \quad (2.53)$$

Soit :

$$\begin{aligned} \mathcal{D} = & (K_e(1 - D^+) \langle \theta - \theta^p \rangle_+ - K_e(1 - D^-) \langle \theta - \theta^p \rangle_-) \dot{\theta}^p + \frac{1}{2} K_e \dot{D}^+ (\langle \theta - \theta^p \rangle_+)^2 \\ & + \frac{1}{2} K_e \dot{D}^- (\langle \theta - \theta^p \rangle_-)^2 - K_p \alpha \dot{\alpha} \end{aligned} \quad (2.54)$$

Dès lors que les conditions suivantes sont vérifiées, les forces thermodynamiques associées à l'endommagement et à l'érouissage cinématique sont toujours positives et l'inégalité de Clausius-Duhem est toujours respectée :

$$\begin{cases} K_e - K_d^+ \geq 0 \\ K_e - K_d^- \geq 0 \\ K_p \geq 0 \end{cases} \quad (2.55)$$

### 3.3.3.3 Evolution de l'endommagement

Les fonctions seuils retenues pour l'endommagement sont les suivantes :

$$f^{d+} = \left(1 - \frac{K_e}{K_e - K_d^+} D^+\right) \langle \theta - \theta^p \rangle_+ - \theta_d^+ \leq 0 \quad (2.56)$$

$$f^{d-} = \left(1 - \frac{K_e}{K_e - K_d^-} D^-\right) \langle \theta - \theta^p \rangle_- - |\theta_d^-| \leq 0 \quad (2.57)$$

Les conditions de Kuhn-Tucker, qui permettent de prendre en compte les conditions de cohérence et la condition d'irréversibilité de l'endommagement sont les suivantes :

$$\begin{cases} \dot{D}^i \geq 0 \\ f^{di} \leq 0 \\ \dot{D}^i f^{di} = 0 \end{cases} \quad (2.58)$$

Où :

$$i \in \{+, -\} \quad (2.59)$$

Les lois d'évolution s'écrivent ainsi :

$$D^+ = \left(1 - \frac{K_d^+}{K_e}\right) \left(1 - \frac{\theta_d^+}{\max(\langle \theta - \theta^p \rangle_+, \theta_d^+)}\right) \quad (2.60)$$

Et :

$$D^- = \left(1 - \frac{K_d^-}{K_e}\right) \left(1 - \frac{\theta_d^-}{\max(\langle \theta - \theta^p \rangle_-, |\theta_d^-|)}\right) \quad (2.61)$$

Les variables internes d'endommagement ont donc bien une valeur initiale nulle, et évoluent ensuite entre 0 et 1, 1 étant exclu.

### 3.3.3.4 Evolution de la plasticité

Pour décrire l'évolution de la plasticité avec écrouissage cinématique retenue pour le modèle, on considère une loi associée.

Les fonctions seuils s'écrivent

$$f^{p+} = \langle M - X \rangle_+ - M_y^+ \quad (2.62)$$

Et :

$$f^{p-} = \langle M - X \rangle_- - M_y^- \quad (2.63)$$

On pose :

$$\xi = \text{signe}(M - X) \quad (2.64)$$

On a bien :

$$\frac{\partial f^{p+}}{\partial M} = \xi \text{ et } \frac{\partial f^{p-}}{\partial M} = \xi \quad (2.65)$$

Soit  $\lambda^p$  le multiplicateur correspondant à la plasticité, l'hypothèse de normalité généralisée nous conduit alors à :

$$\dot{\theta}^p = \lambda^p \frac{\partial f^{pi}}{\partial M} = \lambda^p \xi \quad (2.66)$$

Et :

$$\dot{\alpha} = -\lambda^p \frac{\partial f^{pi}}{\partial X} = \lambda^p \frac{\partial f^{pi}}{\partial M} = \lambda^p \xi \quad (2.67)$$

D'où :

$$\dot{\alpha} = \dot{\theta}^p \quad (2.68)$$

Les conditions de Kuhn-Tucker s'écrivent alors :

$$\begin{cases} \lambda^p \geq 0 \\ f^{pi} \leq 0 \\ \lambda^p f^{pi} = 0 \end{cases} \quad (2.69)$$

Avec :

$$\dot{f}^{pi} = \xi(\dot{M} - \dot{X}) = 0 \quad (2.70)$$

D'où :

$$\dot{X} = \dot{M} \quad (2.71)$$

Or

$$\dot{X} = K_p \dot{\alpha} \quad (2.72)$$



En développant ces équations, on peut déterminer l'expression de  $\lambda^p$  nécessaire à l'implantation numérique du modèle.

Le calcul détaillé est présenté en annexe B.

En résumé, les principales équations du modèle élasto-plastique endommageable à écrouissage cinématique sont rappelées ci-après.

Variables d'état :

Rotation totale  $\theta$

Rotation plastique  $\theta_p$

Endommagement en flexion positive  $D^+$

Endommagement en flexion négative  $D^-$

Ecrouissage cinématique  $\alpha$

Première loi d'état du modèle :

$$M = K_e(1 - D^+)\langle\theta - \theta^p\rangle_+ - K_e(1 - D^-)\langle\theta - \theta^p\rangle_-$$

Autres lois d'état correspondent à l'écriture des forces thermodynamiques du modèle :

$$M_p = -K_e(1 - D^+)\langle\theta - \theta^p\rangle_+ + K_e(1 - D^-)\langle\theta - \theta^p\rangle_-$$

$$Y^+ = \frac{1}{2}K_e(\langle\theta - \theta^p\rangle_+)^2$$

$$Y^- = \frac{1}{2}K_e(\langle\theta - \theta^p\rangle_-)^2$$

$$X = K_p\alpha$$

Seuils en endommagement :

$$f^{d+} = \left(1 - \frac{K_e}{K_e - K_d^+} D^+\right) \langle\theta - \theta^p\rangle_+ - \theta_d^+ \leq 0$$

$$f^{d-} = \left(1 - \frac{K_e}{K_e - K_d^-} D^-\right) \langle\theta - \theta^p\rangle_- - |\theta_d^-| \leq 0$$

Lois d'évolution pour les variables internes d'endommagement du modèle :

$$D^+ = \left(1 - \frac{K_d^+}{K_e}\right) \left(1 - \frac{\theta_d^+}{\max(\langle\theta - \theta^p\rangle_+, \theta_d^+)}\right)$$

$$D^- = \left(1 - \frac{K_d^-}{K_e}\right) \left(1 - \frac{\theta_d^-}{\max(\langle\theta - \theta^p\rangle_-, |\theta_d^-|)}\right)$$

Seuils en plasticité pour la loi d'évolution associée (écoulement radial) :

$$f^{p+} = \langle M - X \rangle_+ - M_y^+ \leq 0$$

$$f^{p-} = \langle M - X \rangle_- - M_y^- \leq 0$$

### 3.4 Mise en œuvre du modèle non linéaire de jonction en flexion dans code\_aster

L'implantation du modèle décrit au paragraphe précédent est réalisée dans le code Eléments Finis code\_aster (Code\_Aster, 2001) avec une méthode de discrétisation implicite en temps des équations d'évolution.

L'élément support sur lequel la loi de comportement est implantée est un élément discret, à deux nœuds, avec 6 degrés de libertés (ddl) à chaque nœud. Les positions des deux nœuds sont géométriquement confondues.

On programme la loi de comportement non linéaire en flexion autour de l'axe Z local de l'élément. Le comportement de l'élément vis-à-vis des autres ddl reste élastique, et il n'y a pas de couplage entre les différents ddl.

#### 3.4.1 Schéma numérique d'intégration

Le schéma numérique d'intégration temporelle de la loi dans code\_aster est détaillé ci-après.

On notera que par rapport aux équations du modèle détaillées précédemment, on utilise ici en plus des variables intermédiaires  $d^+$  et  $d^-$ .

Leur définition est donnée ci-dessous :

$$\begin{cases} d^+ = \max(\langle \theta - \theta^p \rangle_+, \theta_d^+) \\ d^- = \max(\langle \theta - \theta^p \rangle_-, |\theta_d^-|) \end{cases} \quad (2.73)$$

Les relations entre les variables intermédiaires et les variables internes d'endommagement sont données par :

$$\begin{cases} D^+ = (1 - K_d^+ / K_e)(1 - \theta_d^+ / d^+) \\ D^- = (1 - K_d^- / K_e)(1 - \theta_d^- / d^-) \end{cases} \quad (2.74)$$

Remarque : l'utilisation de ces variables intermédiaires n'est pas strictement nécessaire à la programmation de la loi, qui aurait pu être faite directement à partir des variables internes présentées dans le paragraphe précédent. Néanmoins elles facilitent l'écriture de l'incrément de déformation plastique, présentée en annexe B.

Au premier pas de temps, on initialise la valeur des variables  $d^+$  et  $d^-$  :

$$\begin{aligned} d^+(t_0) &= \theta_d^+ \\ d^-(t_0) &= \text{abs}(\theta_d^-) \end{aligned}$$

Pour la résolution au pas de temps  $t_n$ , on applique le schéma d'intégration suivant :

L'ensemble des variables ( $M, \theta, \theta^p, d^+, d^-, X_M, D^+, D^-, \xi$ ) au pas de temps  $t_{n-1}$  sont connues.

##### a) Initialisation

Au pas de temps  $t_n$ , on connaît par la résolution de l'équilibre global :

- La rotation totale :

$$\theta_n$$

- Ainsi que son taux de variation par rapport au pas de temps précédent :

$$\delta\theta_n = \frac{\theta_n - \theta_{n-1}}{t_n - t_{n-1}}$$

b) Prédiction élastique

On fait l'hypothèse dans un premier temps qu'il n'y a eu aucune évolution de l'endommagement ou de la plasticité depuis le pas de temps précédent, les variables sont donc égales à leur valeur à l'instant précédent :

$$\begin{aligned} d_n^+ &= d_{n-1}^+ \quad \text{et} \quad \delta d_n^+ = 0 \\ d_n^- &= d_{n-1}^- \quad \text{et} \quad \delta d_n^- = 0 \\ \theta_n^p &= \theta_{n-1}^p \quad \text{et} \quad \delta\theta_n^p = 0 \\ X_{M_n} &= X_{M_{n-1}} \quad \text{et} \quad \delta X_{M_n} = 0 \end{aligned}$$

Les variables d'endommagement du modèle n'ont pas non plus évolué :

$$\begin{aligned} D_n^+ &= D_{n-1}^+ \quad \text{et} \quad \delta D_n^+ = 0 \\ D_n^- &= D_{n-1}^- \quad \text{et} \quad \delta D_n^- = 0 \end{aligned}$$

On évalue le moment au pas de temps  $t_n$  correspondant à la prédiction élastique :

$$M = \left( K_d^+ + (K_e - K_d^+) \frac{\theta_d^+}{d_n^+} \right) \langle \theta_n - \theta_n^p \rangle_+ - \left( K_d^- + (K_e - K_d^-) \frac{|\theta_d^-|}{d_n^-} \right) \langle \theta_n - \theta_n^p \rangle_-$$

c) Critère de plasticité et test sur le critère

On calcule au pas de temps  $t_n$  le signe du moment auquel est soustrait le moment de rappel :

$$\xi_n = \text{signe}(M_n - X_{M_n})$$

On calcule le moment correspondant au seuil de plasticité suivant le signe du moment :

$$M_y = \max(\xi_n M_y^+, \xi_n M_y^-)$$

La fonction seuil pour le critère de plasticité est évaluée au pas de temps  $t_n$  :

$$f_n^p = \xi_n (M_n - X_{M_n}) - M_y$$

On vérifie alors si :

$$f_n^p < 0$$

Dans ce cas on évolue dans le domaine élastique, éventuellement endommageant, en charge ou en décharge. Les variables internes associées à la plasticité et à l'écroissage cinématique n'évoluent pas :

$$\begin{aligned} \theta_n^p &= \theta_{n-1}^p \quad \text{et} \quad \delta\theta_n^p = 0 \\ X_{M_n} &= X_{M_{n-1}} \quad \text{et} \quad \delta X_{M_n} = 0 \end{aligned}$$

On passe dans ce cas directement à l'étape f)

Si par contre :

$$f_n^p \geq 0$$

Alors on évolue dans le domaine plastique. On passe alors à l'étape d).

d) Calcul du multiplicateur associé à la plasticité

$$\delta\lambda_n^p = \left( \begin{aligned} & \frac{K_d^+ + (K_e - K_d^+) \frac{\theta_d^+}{d_n^+} \left( 1 + \frac{(\theta_n - \theta_n^p)}{d_n^+} \mathcal{H}(\delta\theta_n - \delta\theta_n^p) \right)}{K_p + K_d^+ + (K_e - K_d^+) \frac{\theta_d^+}{d_n^+} \left( 1 + \frac{(\theta_n - \theta_n^p)}{d_n^+} \mathcal{H}(\delta\theta_n - \delta\theta_n^p) \right)} \mathcal{H}(\theta_n - \theta_n^p) \\ & + \frac{K_d^- + (K_e - K_d^-) \frac{|\theta_d^-|}{d_n^-} \left( 1 - \frac{(\theta_n - \theta_n^p)}{d_n^-} \mathcal{H}(-(\delta\theta_n - \delta\theta_n^p)) \right)}{K_p + K_d^- + (K_e - K_d^-) \frac{|\theta_d^-|}{d_n^-} \left( 1 - \frac{(\theta_n - \theta_n^p)}{d_n^-} \mathcal{H}(-(\delta\theta_n - \delta\theta_n^p)) \right)} \mathcal{H}(-(\theta_n - \theta_n^p)) \end{aligned} \right) \xi_n \delta\theta_n$$

e) Mise à jour des variables internes associées à la plasticité : rotation plastique et moment de rappel associé à l'écroissage cinématique

Si

$$\delta\lambda_n^p > 0$$

Alors

$$\delta\theta_n^p = \xi \cdot \delta\lambda_n^p$$

Dans le cas contraire, on a montré ci-dessus que cela correspond au cas où il n'y a pas d'évolution de la plasticité (décharge) :

$$\delta\theta_n^p = 0$$

Le moment de rappel associé à l'écroissage cinématique évolue le cas échéant en fonction de l'incrément de rotation plastique :

$$\delta X_{M_n} = K_p \cdot \delta\theta_n^p$$

f) Mise à jour des variables associées à l'endommagement

Si

$$(\theta_n - \theta_n^p) > d_n^+$$

Alors on met à jour la variable associée à l'endommagement en flexion positive :

$$\delta d_n^+ = \sup(\delta\theta_n - \delta\theta_n^p, 0)$$

Si

$$-(\theta_n - \theta_n^p) > d_n^-$$

Alors on met à jour la variable associée à l'endommagement en flexion négative :

$$\delta d_n^- = \sup(-(\delta\theta_n - \delta\theta_n^p), 0)$$

On calcule en dernier lieu les variables internes du modèle :

$$D^+ = (1 - K_d^+ / K_e)(1 - \theta_d^+ / d_n^+)$$

$$D^- = (1 - K_d^- / K_e)(1 - |\theta_d^-| / d_n^-)$$

g) Mise à jour du moment

L'incrément de moment est enfin obtenu par :

$$\begin{aligned} \delta M_n = & \left( K_d^+ + (K_e - K_d^+) \frac{\theta_d^+}{d_n^+} \right) (\delta \theta_n - \delta \theta_n^p) \mathcal{H}(\theta_n - \theta_n^p) - (K_e - K_d^+) \frac{\theta_d^+}{(d_n^+)^2} \delta d_n^+ (\theta_n - \theta_n^p)_+ \\ & + \left( K_d^- + (K_e - K_d^-) \frac{|\theta_d^-|}{d_n^-} \right) (\delta \theta_n - \delta \theta_n^p) \mathcal{H}(-(\theta_n - \theta_n^p)) \\ & + (K_e - K_d^-) \frac{|\theta_d^-|}{(d_n^-)^2} \delta d_n^- (\theta_n - \theta_n^p)_- \end{aligned}$$

h) Calcul de l'énergie dissipée

L'incrément d'énergie dissipée est évalué selon la formule :

$$\delta \mathcal{D}_n = \frac{1}{2} (K_e - K_d^+) \theta_d^+ \delta d_n^+ + \frac{1}{2} (K_e - K_d^-) |\theta_d^-| \delta d_n^- + M_y |\delta \theta_n^p|$$

Un algorithme d'intégration par la méthode de Runge-Kutta d'ordre 5 est utilisé pour adapter le pas de temps et assurer la convergence au niveau de la loi de comportement (Press, et al., 1992). L'opérateur sécant est alors retourné au schéma général d'intégration de code\_aster.

### 3.4.2 Vérification du modèle implanté dans code\_aster

La vérification de l'implantation du modèle est faite dans code\_aster sur un cas test en chargement cyclique alterné d'amplitude croissante, en Figure 2.35, de façon à vérifier le comportement dans les différents domaines : élastique puis endommageant puis plastique, avec des charges et décharges.

Le jeu de paramètres retenu pour le test est le suivant :

$$\begin{aligned} K_e &= 10^6 \text{ N.m.rad}^{-1} \\ K_p &= 5 \cdot 10^4 \text{ N.m.rad}^{-1} \\ K_d^+ &= 2 \cdot 10^5 \text{ N.m.rad}^{-1} \\ K_d^- &= 1 \cdot 10^5 \text{ N.m.rad}^{-1} \\ \theta_d^+ &= 1 \cdot 10^{-3} \text{ rad} \\ \theta_d^- &= -1.5 \cdot 10^{-3} \text{ rad} \\ M_y^+ &= 2 \cdot 10^3 \text{ N.m} \\ M_y^- &= -2.5 \cdot 10^3 \text{ N.m} \end{aligned}$$

Le cas test est réalisé avec différents pas de temps de calcul pour vérifier que les résultats restent corrects même avec une discrétisation en temps assez faible par rapport au chargement. On note que même avec une discrétisation temporelle très faible du chargement, les résultats obtenus restent identiques et conformes à la valeur théorique. Les résultats en Figure 2.35, Figure 2.36 et Figure 2.37 montrent que l'implantation numérique a bien permis de reproduire le modèle de comportement présenté et que les passages de changement de signe et de seuils sont correctement détectés.

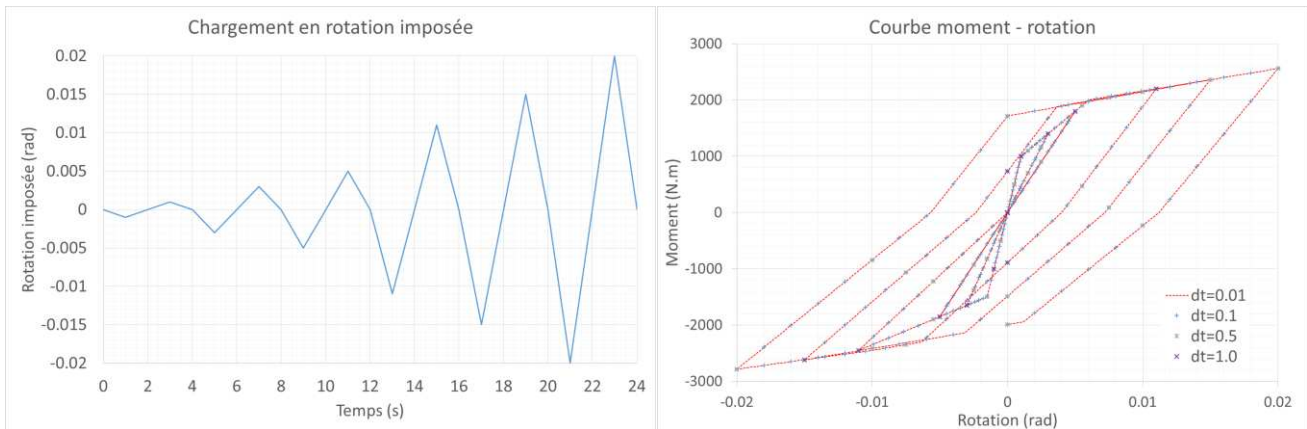


Figure 2.35 – Chargement cyclique alterné en rotation imposée d’amplitude croissante (à gauche) et courbe moment-rotation pour un chargement cyclique alterné d’amplitude croissante, avec différents pas de temps (dt) de calcul (à droite)

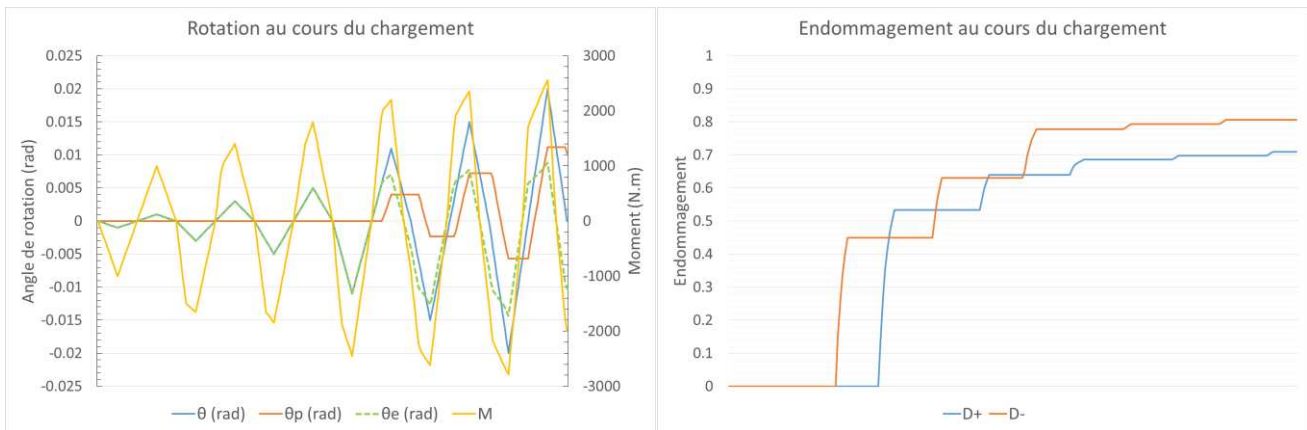


Figure 2.36 – A gauche : variation de l’angle de rotation au cours du chargement : rotation totale  $\theta$ , rotation plastique  $\theta^p$  et rotation élastique  $\theta - \theta^p$  ; à droite : évolution de l’endommagement au cours du chargement : variables internes  $D^+$  et  $D^-$

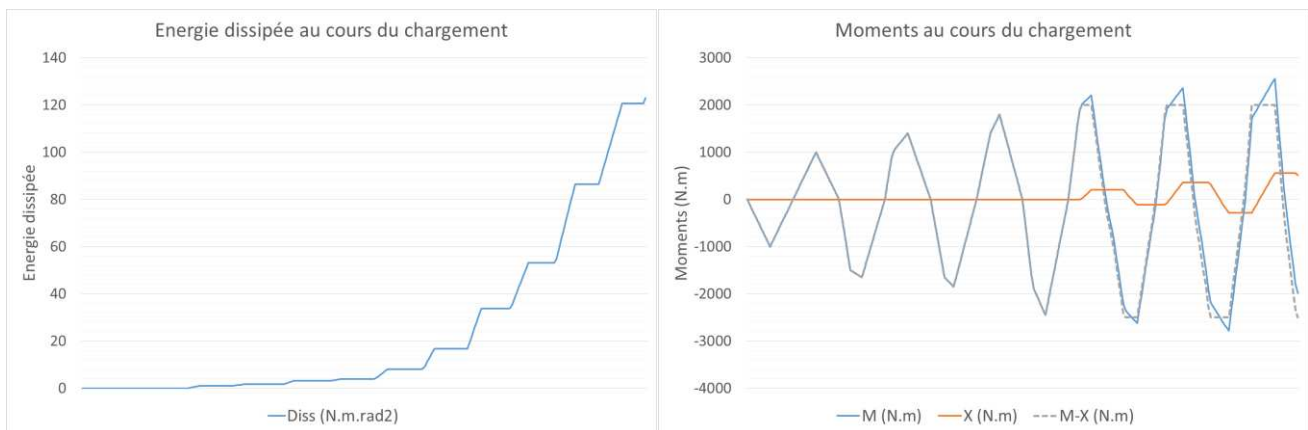


Figure 2.37 – A gauche : évolution de l’énergie dissipée au cours du chargement : variable interne  $\mathcal{D}$  ; à droite : évolution du moment total et de la variable interne de rappel  $X$

### 3.5 Détermination des paramètres du modèle à partir des données de la section de béton armé

Pour déterminer les paramètres du modèle, on considère que la théorie des poutres est valide dans la section de béton armé immédiatement connexe à la jonction, de façon à déterminer le moment seuil correspondant à l'initiation de la fissuration, ci-après dénommé  $M_{cr}$ , et le moment seuil correspondant à l'initiation de la plasticité,  $M_{pl}$ . La relation entre ces paramètres et les paramètres d'entrée du modèle non linéaire sera détaillée au paragraphe 3.5.3.

Ces hypothèses sont justifiées par les constatations faites lors des études de la cinématique de la jonction sur le modèle volumique de référence, qui ont permis d'identifier que pour des sollicitations hors plan du plancher, les sections droites restaient droites à une distance très faible du nu de la jonction.

On trouve dans la littérature un certain nombre de propositions de résolutions analytiques ou numériques de ce problème. Entre autres on peut citer dans ce domaine, outre les premières études présentées dans (Espion & Halleux, 1988), un certain nombre d'études plus récentes proposant diverses méthodes de résolution, en particulier pour le cas où l'effort normal associé n'est pas nul. Dans (Kwak & Kim, 2002) et (Kwak & Kim, 2010), une résolution numérique est proposée, intégrant non seulement l'effet d'une force axiale mais également celui d'une rotation au niveau des ancrages, attribué à une perte d'adhérence de l'ancrage des aciers. Les auteurs de (Lam, et al., 2010) quant à eux évaluent l'impact de la résistance post-pic en traction sur la loi moment-courbure. Une résolution entièrement analytique du problème avec efforts axiaux, sous certaines hypothèses, est proposée par (Chandrasekaran, et al., 2011), alors que des méthodes de résolution numérique sont proposées par (Chen, et al., 2015) et (Simao, et al., 2016).

Après comparaison des différentes méthodes, on privilégiera l'hypothèse d'un comportement linéaire élastique du béton jusqu'au seuil de fissuration. Cette hypothèse n'est pas valide si l'effort normal est très important en compression, ce qui n'est pas le cas dans les structures étudiées qui ne sont pas précontraintes.

Pour la détermination du seuil de plasticité des aciers, on retiendra l'hypothèse d'un comportement élasto-plastique parfait du béton conformément à l'EN1992-1-1. En effet, l'hypothèse d'un comportement de type parabole rectangle ou loi de Sargin amène des complexités de résolution importantes pour le calcul du moment seuil, nécessitant dans certains cas le recours à une intégration numérique, sans différence significative sur le résultat pour les cas étudiés, puisqu'à la base de l'équivalence proposée par l'EN1992-1-1.

Le comportement des aciers est supposé être élasto-plastique.

Les calculs analytiques proposés sont détaillés ci-après dans deux cas :

- le cas où l'effort normal est nul ou quasi nul, qui correspond au cas le plus courant (planchers, voiles peu chargés) ;
- le cas où l'effort normal n'est pas nul, qui peut être nécessaire dans certaines configurations (voiles avec des descentes de charge importantes).

#### 3.5.1 En l'absence d'effort normal ( $N=0$ )

##### 3.5.1.1 Seuil d'initiation de la fissuration

Les hypothèses faites ici sont celles d'un comportement élastique linéaire pour le béton et d'un effort normal nul.



On prend les notations suivantes :

- Module d'Young du béton :  $E_{cm}$
- Résistance du béton en traction :  $f_t$
- Epaisseur du béton :  $h$
- Module d'Young des aciers d'armature :  $E_s$
- Distance relative des aciers supérieurs par rapport à la fibre moyenne :  $y_{sx} \geq 0$
- Distance relative des aciers inférieurs par rapport à la fibre moyenne :  $y_{ix} \leq 0$
- Section des aciers supérieurs :  $A_{sx}$
- Section des aciers inférieurs :  $A_{ix}$

On évalue la courbure correspondant à l'apparition de la fissuration  $\chi_{cr}$  et le moment correspondant  $M_{cr}$  en écrivant l'équilibre des efforts dans la section au moment où la limite en traction du béton est atteinte au niveau du parement de béton :

Calcul de la position de la fibre neutre  $y_0$  pendant cette phase de comportement linéaire du béton :

$$y_0 = \frac{(y_{sx} \cdot A_{sx} + y_{ix} \cdot A_{ix}) \cdot E_s}{h \cdot E_{cm} + E_s \cdot (y_{sx} \cdot A_{sx} + y_{ix} \cdot A_{ix})} \quad (2.75)$$

Calcul de la valeur absolue de la courbure  $\chi_{cr}^i$  correspondant à une contrainte dans le béton en parement inférieur égale à la limite en traction du béton  $f_t$  :

$$\chi_{cr}^i = \frac{f_t / E_{cm}}{h/2 + y_0} \quad (2.76)$$

Calcul de la valeur absolue de la courbure  $\chi_{cr}^s$  correspondant à une contrainte dans le béton en parement supérieur égale à la limite en traction du béton  $f_t$  :

$$\chi_{cr}^s = \frac{f_t / E_{cm}}{h/2 - y_0} \quad (2.77)$$

Calcul de la valeur absolue du moment de première fissuration  $M_{cr}$ , en prenant  $\chi_{cr} = \chi_{cr}^s$  si la fibre supérieure est tendue (flexion négative) et  $\chi_{cr} = \chi_{cr}^i$  si la fibre inférieure est tendue (flexion positive):

$$M_{cr} = E_{cm} \cdot \chi_{cr} \cdot \frac{h^3}{12} + (y_{sx} - y_0) \cdot y_{sx} \cdot \chi_{cr} \cdot E_s \cdot A_{sx} + (y_{ix} - y_0) \cdot y_{ix} \cdot \chi_{cr} \cdot E_s \cdot A_{ix} \quad (2.78)$$

### 3.5.1.2 Seuil d'initiation de la plastification

Les hypothèses faites ici sont celles d'un effort normal nul et d'un comportement élasto-plastique pour le béton avec un diagramme de type « triangle-rectangle » équivalent conformément aux hypothèses de l'EN1992-1-1.

On évalue la courbure correspondant à l'apparition de la fissuration  $\chi_{pl}$  et le moment correspondant  $M_{pl}$  en écrivant l'équilibre des efforts dans la section au moment où la limite élastique des aciers inférieurs ou supérieurs est atteinte, suivant si l'on est en flexion positive ou négative.

Soit  $f_c$  la limite en compression du béton, on note  $E_{cd}$  la pente de la partie élastique du modèle :

$$E_{cd} = \frac{f_c}{\varepsilon_{c3}} \quad (2.79)$$

On identifie deux cas pour la résolution :

- Dans le premier cas, la limite élastique des aciers tendus  $f_y$  est atteinte avant que la déformation limite élastique en compression du béton  $\varepsilon_{c3}$  ne soit atteinte sur le parement comprimé : le béton comprimé a donc un comportement élastique linéaire ;
- Dans le second cas, la déformation limite élastique en compression du béton  $\varepsilon_{c3}$  est atteinte sur le parement comprimé avant que la limite élastique des aciers tendus ne soit atteinte : une partie du béton comprimé a donc un comportement plastique.

Remarque : on ne considère pas ici le cas où la rupture en compression du béton sur un parement interviendrait avant d'atteindre la limite élastique des aciers, ce cas ne devant jamais se produire dans une section de béton armé non précontraint bien dimensionnée.

### 3.5.1.2.1 Cas 1 : béton comprimé élastique

On développe tout d'abord les équations d'équilibre de la section dans le premier cas, qui conduisent à la résolution d'une équation du second degré dont les coefficients sont les suivants lorsque la face inférieure est tendue :

$$\begin{aligned} a_1^i &= \frac{E_{cd}}{2} \\ b_1^i &= -\frac{h \cdot E_{cd}}{2} - E_s A_{ix} - E_s A_{sx} \\ c_1^i &= \frac{h^2 \cdot E_{cd}}{8} + y_{ix} \cdot A_{ix} \cdot E_s + y_{ix} \cdot A_{ix} \cdot E_s \end{aligned}$$

Lorsque la face supérieure est tendue, les coefficients prennent la forme :

$$\begin{aligned} a_1^s &= -\frac{E_{cd}}{2} \\ b_1^s &= -\frac{h \cdot E_{cd}}{2} - E_s A_{ix} - E_s A_{sx} \\ c_1^s &= -\frac{h^2 \cdot E_{cd}}{8} + y_{ix} \cdot A_{ix} \cdot E_s + y_{ix} \cdot A_{ix} \cdot E_s \end{aligned}$$

On calcule le déterminant :

$$\Delta_1 = b_1^2 - 4a_1 \cdot c_1$$

Si  $\Delta_1$  est positif ou nul, ce qui doit toujours être le cas, on calcule la valeur des deux racines de l'équation :

$$\begin{cases} y_{11} = \frac{-b_1 + \sqrt{\Delta_1}}{2 \cdot a_1} \\ y_{12} = \frac{-b_1 - \sqrt{\Delta_1}}{2 \cdot a_1} \end{cases}$$

On retient alors la racine dont la valeur absolue est la plus faible, qui est celle qui va correspondre à une position de l'axe neutre à l'intérieur de la section.

Le coefficient  $b_1$  étant toujours négatif, on retiendra donc :

$$y_1 = \frac{-b_1 - \sqrt{\Delta_1}}{2 \cdot a_1} \quad (2.80)$$

La valeur absolue de la courbure correspondant à l'initiation de la plasticité dans les aciers ( $\sigma_y = f_y$ ) s'écrit alors lorsque la face inférieure est tendue :

$$\chi_{pl}^i = -\frac{f_y/E_s}{y_{ix} - y_1} \quad (2.81)$$

Lorsque la face supérieure est tendue :

$$\chi_{pl}^i = \frac{f_y/E_s}{y_{sx} - y_1} \quad (2.82)$$

On évalue la déformation au niveau de parement comprimé pour vérifier que l'on est bien dans le premier cas :

$$\varepsilon_{sup} = -\chi_{pl}^i \left( \frac{h}{2} - y_1 \right) \quad (2.83)$$

Et :

$$\varepsilon_{inf} = -\chi_{pl}^s \left( \frac{h}{2} + y_1 \right) \quad (2.84)$$

Si  $\varepsilon_{sup} \geq -\varepsilon_{c3}$  lorsque la fibre supérieure est comprimée ou si  $\varepsilon_{inf} \geq -\varepsilon_{c3}$  lorsque c'est la fibre inférieure qui est comprimée, on est bien dans le premier cas.

On a alors lorsque la fibre inférieure est tendue, la valeur absolue du moment correspondant à l'initiation de la plasticité :

$$M_{pl}^i = \chi_{pl}^i \left[ E_{cd} \left( \frac{h^3}{24} - \frac{y_1}{8} h^2 + \frac{y_1^3}{6} \right) + (y_{ix} - y_1) \cdot y_{ix} \cdot E_s \cdot A_{ix} + (y_{sx} - y_1) \cdot y_{sx} \cdot E_s \cdot A_{sx} \right] \quad (2.85)$$

Et lorsque la fibre supérieure est tendue :

$$M_{pl}^s = \chi_{pl}^s \left[ E_{cd} \left( \frac{h^3}{24} + \frac{y_1}{8} h^2 - \frac{y_1^3}{6} \right) + (y_{ix} - y_1) \cdot y_{ix} \cdot E_s \cdot A_{ix} + (y_{sx} - y_1) \cdot y_{sx} \cdot E_s \cdot A_{sx} \right] \quad (2.86)$$

### 3.5.1.2.2 Cas 2 : béton comprimé élasto-plastique

On calcule d'abord une estimation de la position de la fibre neutre en négligeant la participation des aciers comprimés, dans le cas où la face inférieure est tendue :

$$y_{2approx}^i = \frac{-f_y \cdot A_{ix} + \frac{f_c}{f_y} \cdot \varepsilon_{c3} \cdot E_s \cdot \frac{y_{ix}}{2} + f_c \cdot \frac{h}{2}}{\frac{f_c}{f_y} \cdot \varepsilon_{c3} \cdot \frac{E_s}{2} + f_c} \quad (2.87)$$

Et lorsque la face supérieure est tendue :

$$y_{2approx}^s = \frac{f_y \cdot A_{sx} + \frac{f_c}{f_y} \cdot \varepsilon_{c3} \cdot E_s \cdot \frac{y_{sx}}{2} - f_c \cdot \frac{h}{2}}{\frac{f_c}{f_y} \cdot \varepsilon_{c3} \cdot \frac{E_s}{2} + f_c} \quad (2.88)$$

Le calcul en prenant en compte les aciers comprimés conduit à la résolution d'une équation de degré 2.

Dans le cas où la fibre inférieure est tendue, les coefficients de l'équation sont les suivants :

$$\begin{aligned} a_2^i &= -\frac{f_c}{f_y} \cdot \varepsilon_{c3} \cdot \frac{E_s}{2} - f_c \\ b_2^i &= \frac{f_c \varepsilon_{c3} E_s y_{ix}}{f_y} + f_c \left( \frac{h}{2} + y_{ix} \right) - f_y (A_{sx} + A_{ix}) \\ c_2^i &= -f_c \cdot \varepsilon_{c3} \cdot \frac{E_s y_{ix}^2}{f_y \cdot 2} - f_c \frac{h}{2} y_{ix} + f_y \cdot (A_{ix} \cdot y_{ix} + A_{sx} \cdot y_{sx}) \end{aligned}$$

Lorsque la fibre supérieure est tendue, ceux-ci prennent la forme :

$$\begin{aligned} a_2^s &= \frac{f_c}{f_y} \cdot \varepsilon_{c3} \cdot \frac{E_s}{2} + f_c \\ b_2^s &= -\frac{f_c \varepsilon_{c3} E_s y_{sx}}{f_y} + f_c \left( \frac{h}{2} - y_{sx} \right) - f_y (A_{sx} + A_{ix}) \\ c_2^s &= f_c \cdot \varepsilon_{c3} \cdot \frac{E_s y_{sx}^2}{f_y \cdot 2} - f_c \frac{h}{2} y_{sx} + f_y \cdot (A_{ix} \cdot y_{ix} + A_{sx} \cdot y_{sx}) \end{aligned}$$

Si  $\Delta_2 = b_2^2 - 4a_2c_2$  est positif ou nul, ce qui doit toujours être le cas, on calcule les deux racines :

$$\begin{cases} y_{21} = \frac{-b_2 - \sqrt{\Delta_2}}{2 \cdot a_2} \\ y_{22} = \frac{-b_2 + \sqrt{\Delta_2}}{2 \cdot a_2} \end{cases}$$

On sélectionne alors la racine dont la valeur est la plus proche de  $y_{2approx}$ .

La valeur absolue de la courbure correspondant à l'initiation de la plasticité dans les aciers ( $\sigma_y = f_y$ ) s'écrit alors lorsque la face inférieure est tendue :

$$\chi_{pl}^i = -\frac{f_y/E_s}{y_{ix} - y_2} \quad (2.89)$$

Lorsque la face supérieure est tendue :

$$\chi_{pl}^i = \frac{f_y/E_s}{y_{sx} - y_2} \quad (2.90)$$

On évalue la déformation au niveau de parement comprimé pour vérifier que l'on est bien dans le second cas :

$$\varepsilon_{sup} = -\chi_{pl}^i \left( \frac{h}{2} - y_2 \right) \quad (2.91)$$

Et :

$$\varepsilon_{inf} = -\chi_{pl}^s \left( \frac{h}{2} + y_2 \right) \quad (2.92)$$

Si  $-\varepsilon_{cu3} \leq \varepsilon_{sup} < -\varepsilon_{c3}$  lorsque la fibre supérieure est comprimée ou si  $-\varepsilon_{cu3} \leq \varepsilon_{inf} < -\varepsilon_{c3}$  lorsque c'est la fibre inférieure qui est comprimée, on est bien dans le second cas.

On pose alors :

$$y_c = y_2 + \frac{\varepsilon_{c3}}{\chi_{pl}} \quad (2.93)$$

Où  $y_c$  est la coordonnée du premier point où on atteint la limite élastique en compression du béton  $-\varepsilon_{c3}$  et où  $\chi_{pl} = \chi_{pl}^s$  si la fibre supérieure est tendue (flexion négative) et  $\chi_{pl} = \chi_{pl}^i$  si la fibre inférieure est tendue (flexion positive).

On a alors lorsque la fibre inférieure est tendue, la valeur absolue du moment correspondant à l'initiation de la plasticité :

$$M_{pl}^i = \chi_{pl}^i \left[ E_{cd} \left( \frac{1}{3} y_c^3 - \frac{y_2}{2} y_c^2 + \frac{y_2^3}{6} \right) + (y_{ix} - y_2) \cdot y_{ix} \cdot E_s \cdot A_{ix} \right. \\ \left. + (y_{sx} - y_2) \cdot y_{sx} \cdot E_s \cdot A_{sx} \right] + f_c \cdot \left( \frac{h^2}{8} - \frac{y_c^2}{2} \right) \quad (2.94)$$

Et lorsque la fibre supérieure est tendue :

$$M_{pl}^s = \chi_{pl}^s \left[ -E_{cd} \left( \frac{1}{3} y_c^3 - \frac{y_2}{2} y_c^2 + \frac{y_2^3}{6} \right) + (y_{ix} - y_2) \cdot y_{ix} \cdot E_s \cdot A_{ix} \right. \\ \left. + (y_{sx} - y_2) \cdot y_{sx} \cdot E_s \cdot A_{sx} \right] + f_c \cdot \left( \frac{h^2}{8} - \frac{y_c^2}{2} \right) \quad (2.95)$$

### 3.5.2 Avec un effort normal non nul

#### 3.5.2.1 Seuil d'initiation de la fissuration

Les hypothèses faites ici sont celles d'un comportement élastique linéaire pour le béton et d'un effort normal non nul  $N$ , avec  $N \leq 0$  en compression. Il est à noter que ces hypothèses ne sont pertinentes que dans le cas d'un effort normal modéré (par exemple : provenant de la descente des charges gravitaires), si celui-ci est important (par exemple : précontrainte) ces hypothèses ne seraient pas légitimes.

On évalue la courbure correspondant à l'apparition de la fissuration  $\chi_{cr}$  et le moment correspondant  $M_{cr}$  en écrivant l'équilibre des efforts dans la section au moment où la limite en traction du béton est atteinte au niveau du parement de béton.

Calcul de la position de la fibre neutre pendant cette phase de comportement linéaire du béton, dans le cas où la fibre inférieure est tendue :

$$y_0^i = \frac{(y_{sx} \cdot A_{sx} + y_{ix} \cdot A_{ix}) \cdot E_s + \frac{NE_{cm}h}{2f_t}}{h \cdot E_{cm} + E_s \cdot (y_{sx} \cdot A_{sx} + y_{ix} \cdot A_{ix}) - \frac{NE_{cm}}{f_t}} \quad (2.96)$$

Et dans le cas où la fibre supérieure est tendue :

$$y_0^s = \frac{(y_{sx} \cdot A_{sx} + y_{ix} \cdot A_{ix}) \cdot E_s - \frac{NE_{cm}h}{2f_t}}{h \cdot E_{cm} + E_s \cdot (y_{sx} \cdot A_{sx} + y_{ix} \cdot A_{ix}) - \frac{NE_{cm}}{f_t}} \quad (2.97)$$

Calcul de la valeur absolue de la courbure  $\chi_{cr}^i$  correspondant à une contrainte dans le béton en parement inférieur égale à la limite en traction du béton  $f_t$  :

$$\chi_{cr}^i = \frac{f_t/E_{cm}}{h/2 + y_0} \quad (2.98)$$

Calcul de la valeur absolue de la courbure  $\chi_{cr}^s$  correspondant à une contrainte dans le béton en parement supérieur égale à la limite en traction du béton  $f_t$  :

$$\chi_{cr}^s = \frac{f_t/E_{cm}}{h/2 - y_0} \quad (2.99)$$

Calcul du moment de première fissuration  $M_{cr}$ , en prenant  $\chi_{cr} = \chi_{cr}^s$  et  $y_0 = y_0^s$  si la fibre supérieure est tendue (flexion négative) et  $\chi_{cr} = \chi_{cr}^i$  et  $y_0 = y_0^i$  si la fibre inférieure est tendue (flexion positive):

$$M_{cr} = E_{cm} \cdot \chi_{cr} \cdot \frac{h^3}{12} + (y_{sx} - y_0) \cdot y_{sx} \cdot \chi_{cr} \cdot E_s \cdot A_{sx} + (y_{ix} - y_0) \cdot y_{ix} \cdot \chi_{cr} \cdot E_s \cdot A_{ix} \quad (2.100)$$

### 3.5.2.2 Seuil d'initiation de la plastification

Les hypothèses faites ici sont celles d'un effort normal nul et d'un comportement élasto-plastique pour le béton avec un diagramme de type « triangle-rectangle » équivalent conformément aux hypothèses de l'EN1992-1-1.

On évalue la courbure correspondant à l'apparition de la fissuration  $\chi_{pl}$  et le moment correspondant  $M_{pl}$  en écrivant l'équilibre des efforts dans la section au moment où la limite élastique des aciers inférieurs ou supérieurs est atteinte, suivant si l'on est en flexion positive ou négative.

On identifie comme précédemment deux cas pour la résolution :

- Dans le premier cas, la limite élastique des aciers tendus est atteinte avant que la déformation limite élastique en compression du béton  $\varepsilon_{c3}$  ne soit atteinte sur le parement comprimé : le béton comprimé a donc un comportement élastique linéaire ;
- Dans le second cas, la déformation limite élastique en compression du béton  $\varepsilon_{c3}$  est atteinte sur le parement comprimé avant que la limite élastique des aciers tendus ne soit atteinte : une partie du béton comprimé a donc un comportement plastique.

Remarque : on ne considère pas ici le cas où la rupture en compression du béton sur un parement interviendrait avant d'atteindre la limite élastique des aciers, ce cas ne devant jamais se produire dans une section de béton armé non précontraint bien dimensionnée.

#### 3.5.2.2.1 Cas 1 : béton comprimé élastique

On développe tout d'abord les équations d'équilibre de la section dans le premier cas, qui conduisent à la résolution d'une équation du second degré dont les coefficients sont les suivants lorsque la face inférieure est tendue :

$$a_1^i = \frac{E_{cd}}{2}$$

$$b_1^i = -\frac{h \cdot E_{cd}}{2} - E_s A_{ix} - E_s A_{sx} + \frac{NE_s}{f_y}$$

$$c_1^i = \frac{h^2 \cdot E_{cd}}{8} + y_{ix} \cdot A_{ix} \cdot E_s + y_{ix} \cdot A_{ix} \cdot E_s - \frac{NE_s}{f_y} y_i$$

Lorsque la face supérieure est tendue, les coefficients prennent la forme :

$$a_1^s = -\frac{E_{cd}}{2}$$

$$b_1^s = -\frac{h \cdot E_{cd}}{2} - E_s A_{ix} - E_s A_{sx} + \frac{NE_s}{f_y}$$

$$c_1^s = -\frac{h^2 \cdot E_{cd}}{8} + y_{ix} \cdot A_{ix} \cdot E_s + y_{ix} \cdot A_{ix} \cdot E_s - \frac{NE_s}{f_y} y_s$$

On calcule le déterminant :

$$\Delta_1 = b_1^2 - 4a_1 \cdot c_1$$

Si  $\Delta_1$  est positif ou nul, ce qui doit toujours être le cas, on calcule la valeur des deux racines de l'équation :

$$\begin{cases} y_{11} = \frac{-b_1 + \sqrt{\Delta_1}}{2 \cdot a_1} \\ y_{12} = \frac{-b_1 - \sqrt{\Delta_1}}{2 \cdot a_1} \end{cases}$$

On retient alors la racine dont la valeur absolue est la plus faible, qui est celle qui va correspondre à une position de l'axe neutre à l'intérieur de la section.

Le coefficient  $b_1$  étant toujours négatif lorsqu'un effort normal de compression est appliqué, on retiendra donc lorsque  $N \leq 0$  :

$$y_1 = \frac{-b_1 - \sqrt{\Delta_1}}{2 \cdot a_1} \quad (2.101)$$

La valeur absolue de la courbure correspondant à l'initiation de la plasticité dans les aciers ( $\sigma_y = f_y$ ) s'écrit alors lorsque la face inférieure est tendue :

$$\chi_{pl}^i = -\frac{f_y / E_s}{y_{ix} - y_1} \quad (2.102)$$

Lorsque la face supérieure est tendue :

$$\chi_{pl}^i = \frac{f_y / E_s}{y_{sx} - y_1} \quad (2.103)$$

On évalue la déformation au niveau de parement comprimé pour vérifier que l'on est bien dans le premier cas :

$$\varepsilon_{sup} = -\chi_{pl}^i \left( \frac{h}{2} - y_1 \right) \quad (2.104)$$

Et :

$$\varepsilon_{inf} = -\chi_{pl}^s \left( \frac{h}{2} + y_1 \right) \quad (2.105)$$

Si  $\varepsilon_{sup} \geq -\varepsilon_{c3}$  lorsque la fibre supérieure est comprimée ou si  $\varepsilon_{inf} \geq -\varepsilon_{c3}$  lorsque c'est la fibre inférieure qui est comprimée, on est bien dans le premier cas.

On a alors lorsque la fibre inférieure est tendue, la valeur absolue du moment correspondant à l'initiation de la plasticité :

$$M_{pl}^i = \chi_{pl} \left[ E_{cd} \left( \frac{h^3}{24} - \frac{y_1}{8} h^2 + \frac{y_1^3}{6} \right) + (y_{ix} - y_1) \cdot y_{ix} \cdot E_s \cdot A_{ix} + (y_{sx} - y_1) \cdot y_{sx} \cdot E_s \cdot A_{sx} \right] \quad (2.106)$$

Et lorsque la fibre supérieure est tendue :



$$M_{pl}^S = \chi_{pl} \left[ E_{cd} \left( \frac{h^3}{24} + \frac{y_1}{8} h^2 - \frac{y_1^3}{6} \right) + (y_{ix} - y_1) \cdot y_{ix} \cdot E_s \cdot A_{ix} + (y_{sx} - y_1) \cdot y_{sx} \cdot E_s \cdot A_{sx} \right] \quad (2.107)$$

### 3.5.2.2.2 Cas 2 : béton comprimé élasto-plastique

On calcule d'abord une estimation de la position de la fibre neutre en négligeant la participation des aciers comprimés, dans le cas où la face inférieure est tendue :

$$y_{2approx}^i = \frac{-f_y \cdot A_{ix} + \frac{f_c}{f_y} \cdot \varepsilon_{c3} \cdot E_s \cdot \frac{y_{ix}}{2} + f_c \cdot \frac{h}{2} + N}{\frac{f_c}{f_y} \cdot \varepsilon_{c3} \cdot \frac{E_s}{2} + f_c} \quad (2.108)$$

Et lorsque la face supérieure est tendue :

$$y_{2approx}^s = \frac{f_y \cdot A_{sx} + \frac{f_c}{f_y} \cdot \varepsilon_{c3} \cdot E_s \cdot \frac{y_{sx}}{2} - f_c \cdot \frac{h}{2} + N}{\frac{f_c}{f_y} \cdot \varepsilon_{c3} \cdot \frac{E_s}{2} + f_c} \quad (2.109)$$

Le calcul en prenant en compte les aciers comprimés conduit à la résolution d'une équation de degré 2.

Dans le cas où la fibre inférieure est tendue, les coefficients de l'équation sont les suivants :

$$a_2^i = -\frac{f_c}{f_y} \cdot \varepsilon_{c3} \cdot \frac{E_s}{2} - f_c$$

$$b_2^i = \frac{f_c \varepsilon_{c3} E_s y_{ix}}{f_y} + f_c \left( \frac{h}{2} + y_{ix} \right) - f_y (A_{sx} + A_{ix}) + N$$

$$c_2^i = -f_c \cdot \varepsilon_{c3} \cdot \frac{E_s y_{ix}^2}{f_y} - f_c \frac{h}{2} y_{ix} + f_y \cdot (A_{ix} \cdot y_{ix} + A_{sx} \cdot y_{sx}) - N y_i$$

Lorsque la fibre supérieure est tendue, ceux-ci prennent la forme :

$$a_2^s = \frac{f_c}{f_y} \cdot \varepsilon_{c3} \cdot \frac{E_s}{2} + f_c$$

$$b_2^s = -\frac{f_c \varepsilon_{c3} E_s y_{sx}}{f_y} + f_c \left( \frac{h}{2} - y_{sx} \right) - f_y (A_{sx} + A_{ix}) + N$$

$$c_2^s = f_c \cdot \varepsilon_{c3} \cdot \frac{E_s y_{sx}^2}{f_y} - f_c \frac{h}{2} y_{sx} + f_y \cdot (A_{ix} \cdot y_{ix} + A_{sx} \cdot y_{sx}) - N y_s$$

Si  $\Delta_2 = b_2^2 - 4a_2c_2$  est positif ou nul, ce qui doit toujours être le cas, on calcule les deux racines :

$$\begin{cases} y_{21} = \frac{-b_2 - \sqrt{\Delta_2}}{2 \cdot a_1} \\ y_{22} = \frac{-b_2 + \sqrt{\Delta_2}}{2 \cdot a_2} \end{cases}$$

On sélectionne alors la racine dont la valeur est la plus proche de  $y_{2approx}$ .

La valeur absolue de la courbure correspondant à l'initiation de la plasticité dans les aciers ( $\sigma_y = f_y$ ) s'écrit alors lorsque la face inférieure est tendue :

$$\chi_{pl}^i = -\frac{f_y / E_s}{y_{ix} - y_2} \quad (2.110)$$

Lorsque la face supérieure est tendue :

$$\chi_{pl}^i = \frac{f_y / E_s}{y_{sx} - y_2} \quad (2.111)$$

On évalue la déformation au niveau de parement comprimé pour vérifier que l'on est bien dans le second cas :

$$\varepsilon_{sup} = -\chi_{pl}^i \left( \frac{h}{2} - y_2 \right) \quad (2.112)$$

Et :

$$\varepsilon_{inf} = -\chi_{pl}^s \left( \frac{h}{2} + y_2 \right) \quad (2.113)$$

Si  $-\varepsilon_{cu3} \leq \varepsilon_{sup} < -\varepsilon_{c3}$  lorsque la fibre supérieure est comprimée ou si  $-\varepsilon_{cu3} \leq \varepsilon_{inf} < -\varepsilon_{c3}$  lorsque c'est la fibre inférieure qui est comprimée, on est bien dans le second cas.

On pose alors :

$$y_c = y_2 + \frac{\varepsilon_{c3}}{\chi_{pl}} \quad (2.114)$$

Où  $y_c$  est la coordonnée du premier point où on atteint la limite élastique en compression du béton  $-\varepsilon_{c3}$ .

On a alors lorsque la fibre inférieure est tendue, la valeur absolue du moment correspondant à l'initiation de la plasticité :

$$\begin{aligned} M_{pl}^i = \chi_{pl} \left[ E_{cd} \left( \frac{1}{3} y_c^3 - \frac{y_2}{2} y_c^2 + \frac{y_2^3}{6} \right) + (y_{ix} - y_2) \cdot y_{ix} \cdot E_s \cdot A_{ix} \right. \\ \left. + (y_{sx} - y_2) \cdot y_{sx} \cdot E_s \cdot A_{sx} \right] + f_c \cdot \left( \frac{h^2}{8} - \frac{y_c^2}{2} \right) \end{aligned} \quad (2.115)$$

Et lorsque la fibre supérieure est tendue :

$$M_{pl}^s = \chi_{pl} \left[ -E_{cd} \left( \frac{1}{3} y_c^3 - \frac{y_2}{2} y_c^2 + \frac{y_2^3}{6} \right) + (y_{ix} - y_2) \cdot y_{ix} \cdot E_s \cdot A_{ix} \right. \\ \left. + (y_{sx} - y_2) \cdot y_{sx} \cdot E_s \cdot A_{sx} \right] + f_c \cdot \left( \frac{h^2}{8} - \frac{y_c^2}{2} \right) \quad (2.116)$$

### 3.5.3 Détermination des paramètres du modèle

De façon à éviter des problèmes de convergence dans code\_aster, le choix a été fait de ne pas coupler dans le modèle les seuils d'endommagement et de plasticité à l'effort normal résultant de la simulation, ce qui aurait pu être fait en faisant évoluer les seuils en fonction de l'effort normal dans l'élément, suivant les équations développées au paragraphe 3.5.2. Sur une structure très élancée avec des problématiques de décollement de la fondation sous séisme par exemple, l'évolution des efforts normaux au cours du chargement serait à suivre au niveau des jonctions pour s'assurer que le paramétrage du modèle reste raisonnable par rapport aux variations de l'effort normal.

On considère donc que les paramètres sont déterminés *a priori*, en se basant éventuellement sur l'effort normal sous chargement statique concomitant pour la détermination des moments correspondant à l'initiation de la fissuration et à l'initiation de la plasticité.

On propose dans un premier temps de paramétrer le modèle de la façon suivante :

Soient  $\chi_{cr}^i, \chi_{cr}^s, M_{cr}^i, M_{cr}^s, \chi_{pl}^i, \chi_{pl}^s, M_{pl}^i, M_{pl}^s$  les valeurs caractéristiques de la section de béton armé de l'élément connecté, au niveau de sa connexion avec la jonction,

Soit  $\Delta z$  la largeur afférente à l'élément le long de l'axe de la jonction,

Soit  $L$  la longueur caractéristique attribuée à l'élément,

Les paramètres du modèle sont définis par :

$$\left\{ \begin{array}{l} K_e = \frac{1}{L} \cdot \frac{M_{cr}^i}{\chi_{cr}^i} \cdot \Delta z \\ K_d^+ = \frac{1}{L} \cdot \frac{(M_{pl}^i - M_{cr}^i)}{(\chi_{pl}^i - \chi_{cr}^i)} \cdot \Delta z \\ K_d^- = \frac{1}{L} \cdot \frac{(M_{pl}^s - M_{cr}^s)}{(\chi_{pl}^s - \chi_{cr}^s)} \cdot \Delta z \\ K_p = \frac{1}{100} \cdot \min(K_d^+, K_d^-) \cdot \Delta z \\ \theta_d^+ = \chi_{cr}^i \cdot L \\ \theta_d^- = -\chi_{cr}^s \cdot L \\ M_y^+ = M_{pl}^i \cdot \Delta z \\ M_y^- = -M_{pl}^s \cdot \Delta z \end{array} \right. \quad (2.117)$$

Cette proposition de paramétrage est illustrée sur la figure ci-dessous.

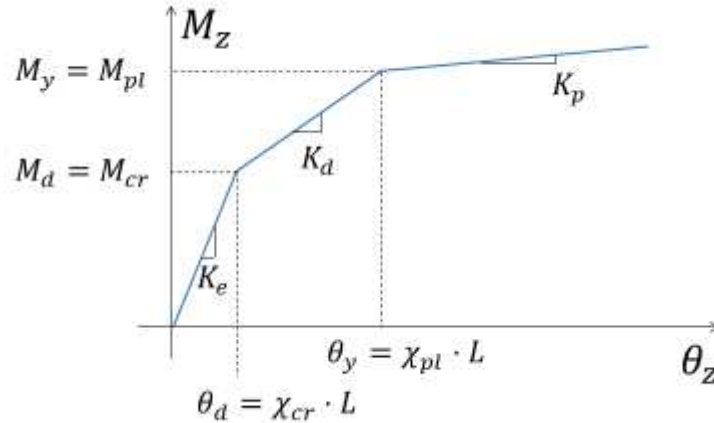


Figure 2.38 – Paramétrage proposé du modèle non linéaire

La longueur caractéristique attribuée à l'élément représente la taille de la zone fissurée. Compte tenu des observations expérimentales, on proposera en premier lieu d'utiliser  $L = 0.10m$ .

La détermination et le calage de ce paramètre seront discutés au Chapitre 3.

Néanmoins ce choix de paramétrage présente le désavantage d'ajouter une petite souplesse au modèle élastique de jonction (composé uniquement de l'élément volumique élastique, lié par des relations cinématiques aux nœuds des plaques connectées). Le comportement du modèle non linéaire (dans lequel les éléments rotules non linéaires sont intercalés entre l'élément volumique de jonction, toujours élastique, et les plaques connectées) avec ce paramétrage n'est donc pas exactement identique dans sa phase élastique à celui du modèle de jonction élastique seul.

Pour pallier ce désavantage, on proposera le paramétrage alternatif ci-dessous :

$$\left\{ \begin{array}{l} K_e = 100 \cdot \frac{f_c h^3}{12} \cdot \Delta z \\ \theta_d^+ = \frac{M_{cr}^i}{K_e} \\ \theta_d^- = -\frac{M_{cr}^s}{K_e} \\ K_d^+ = \frac{(M_{pl}^i - M_{cr}^i)}{(\chi_{pl}^i \cdot L - \theta_d^+)} \cdot \Delta z \\ K_d^- = \frac{1}{L} \cdot \frac{(M_{pl}^s - M_{cr}^s)}{(\chi_{pl}^s \cdot L - \theta_d^-)} \cdot \Delta z \\ K_p = \frac{1}{100} \cdot \min(K_d^+, K_d^-) \cdot \Delta z \\ M_y^+ = M_{pl}^i \cdot \Delta z \\ M_y^- = -M_{pl}^s \cdot \Delta z \end{array} \right. \quad (2.118)$$

Cette proposition de paramétrage est illustrée sur la figure ci-dessous.

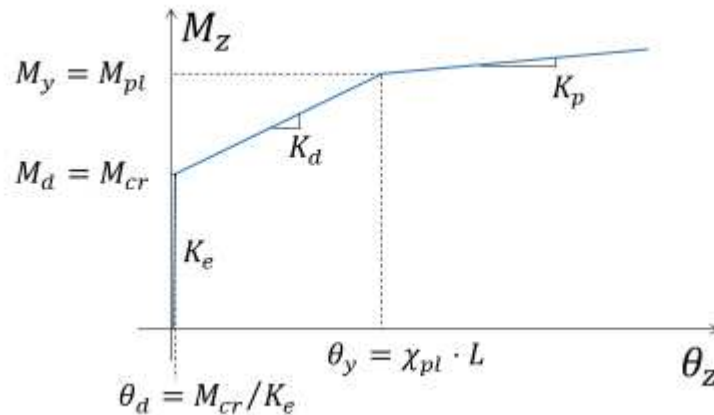


Figure 2.39 – Paramétrage alternatif proposé du modèle non linéaire

Ce second choix de paramétrage permet d'assurer une cohérence parfaite avec le modèle élastique de jonction. Néanmoins la raideur initiale très forte pénalise fortement la résolution du calcul éléments finis, et entraîne des difficultés numériques lors de la résolution avec code\_aster.

Il nécessiterait de bénéficier d'un élément fini spécifique permettant d'assurer la relation cinématique correspondante entre les degrés de liberté concernés sans avoir à affecter de raideur « infinie » (raideur de pénalisation très forte devant les autres raideurs du modèle). Un tel élément existe dans code\_aster mais ne porte pas de degrés de liberté en rotation à l'heure actuelle.

L'ajout de degrés de liberté en rotation à un tel élément et l'implantation de la loi de comportement non linéaire dans l'élément en question pourra faire l'objet d'un développement ultérieur à effectuer dans le code pour faciliter la convergence lorsque ce second choix de paramétrage est retenu.

Néanmoins, on verra au Chapitre 3.2.2.2 que l'écart entre les résultats obtenus avec ces deux paramétrages sur une structure est faible ; on pourra donc, en l'attente de développements ultérieurs, privilégier la première méthode de paramétrage présentée.

## Chapitre 3. Validation des modèles de jonction

Ce chapitre présente la démarche de validation des modèles développés dans le cadre de cette thèse, le modèle élastique de jonction ainsi que le modèle non linéaire de jonction.

### 1 BENCHMARK DE VALIDATION DU MODELE ELASTIQUE

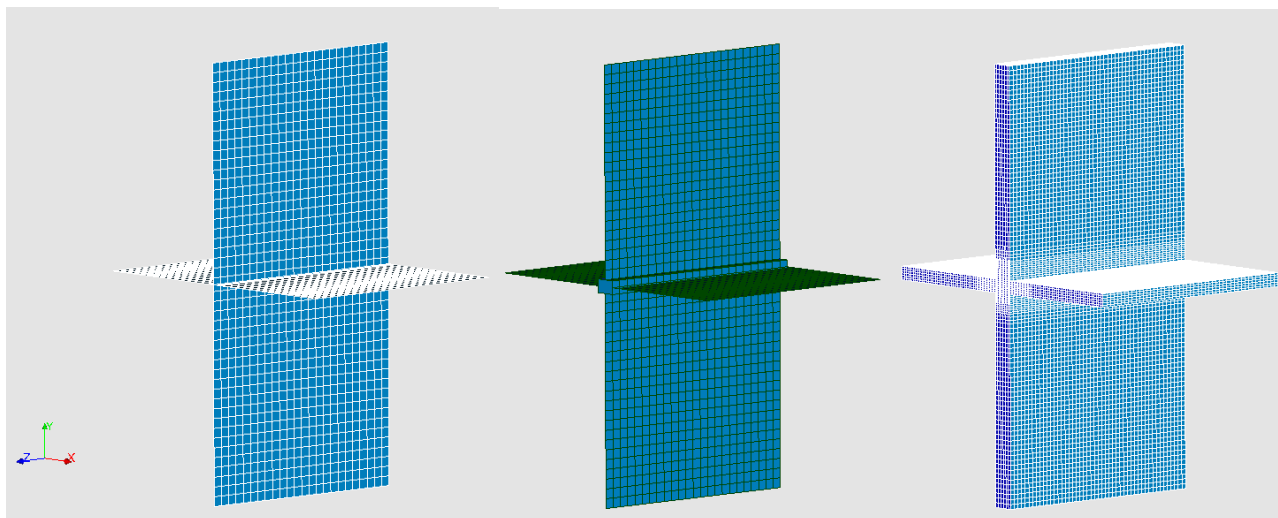
La démarche de validation présentée au Chapitre 2.2.2 est détaillée dans ce paragraphe.

Un plan d'expérience a été conçu, pour comparer la cinématique et la raideur du modèle élastique à celle d'un modèle de référence dans différentes configurations.

De façon à valider le modèle élastique, une comparaison est effectuée entre :

- une modélisation plaques usuelle (plaques prolongées jusqu'à l'axe de la jonction où les rotations sont supposées parfaitement transmises – en éléments finis de type DKT, selon la théorie de Love-Kirchhoff) ;
- une modélisation plaques dans laquelle la jonction est représentée par le modèle élastique proposé avec ses relations cinématiques spécifiques ;
- une modélisation de référence, reposant sur un modèle volumique 3D de l'ensemble de la structure.

Ces modélisations sont présentées en Figure 3.1.



*Figure 3.1 – Modélisations comparées : modélisation plaques usuelle (à gauche), modélisation plaques avec modèle de jonction élastique (au centre) et modélisation volumique de référence (à droite)*

Un plan d'expérience est mis en place pour évaluer l'influence des paramètres et valider le modèle élastique de jonction dans un domaine d'utilisation compatible avec les applications industrielles visées.

On effectue dans un premier temps une comparaison sur des modèles élastiques isotropes, sans intégrer l'anisotropie qui peut être amenée par les aciers de ferrailage au matériau béton armé.

Les paramètres qui sont pris en compte en élasticité isotrope sont les suivants :

## Validation du modèle

- L'épaisseur du plancher, que l'on fait varier de 10cm à 60cm (3 valeurs) ;
- L'épaisseur du voile, que l'on fait varier de 30cm à 80cm (3 valeurs) ;
- Le mode de chargement de la jonction et conditions aux limites associées (7 modes de chargements unitaires testés).

Les modes de chargements testés, ainsi que les conditions aux limites appliquées, sont détaillées ci-dessous :

- Sollicitations « hors plan » :
  - H1 : Déplacement horizontal appliqué en tête de voile, extrémités des planchers encastrés, base du voile encastrée ;
  - V2 : Déplacement vertical vers le bas appliqué en tête de voile, base du voile encastrée ;
  - V3 : Déplacements verticaux vers le bas appliqués de façon symétrique à chaque extrémité de plancher, base du voile encastrée ;
  - V4 : Déplacements verticaux appliqués de façon antisymétrique à chaque extrémité de plancher, base du voile encastrée, déplacements horizontaux de la tête de voile bloqués ;
  - H5 : Déplacements horizontaux dans la même direction appliqués à chaque extrémité de plancher, base du voile encastrée, déplacements verticaux et rotations des extrémités de planchers bloqués ;
- Sollicitations « dans le plan » :
  - H6 : Déplacements horizontaux dans la même direction appliqués à chaque extrémité de plancher, base du voile encastrée ;
  - H7 : Déplacements horizontaux dans des directions opposées appliqués à chaque extrémité de plancher, base du voile encastrée.

Ces modes de chargement sont schématisés en Figure 2.20.

On effectue ensuite une comparaison sur des modèles élastiques orthotropes, de façon à s'assurer que la légère anisotropie amenée par la présence des aciers de ferrailage ne modifie pas significativement les conclusions de la première étude.

Pour cela, on considèrera les taux de ferrailage suivants dans les différentes parties de structure :

- Le ratio de ferrailage du plancher est supposé compris entre 75 et 300kg/m<sup>3</sup> ;
- Le ratio de ferrailage du voile est supposé compris entre 75 et 300kg/m<sup>3</sup> ;
- Le taux de ferrailage longitudinal du chaînage est supposé compris entre 0,5 et 1% de la section du nœud.
- L'enrobage des armatures ( $c_{calc}$ , au centre de gravité des 2 lits principaux d'armatures, en supposant que le premier lit est de plus épinglé :  $c_{calc} = c_{nom} + d_{epingle} + d_{aciers\ principaux}$ ) est supposé égal à 15% de l'épaisseur de l'élément de structure.

La comparaison entre la modélisation plaques usuelle, la modélisation plaques agrémentée du modèle élastique de jonction et le modèle de référence volumique est faite sur deux bases :

- D'une part, on compare la raideur macroscopique de l'ensemble constitué par le nœud de jonction et les éléments connectés (calcul de la réaction aux points auxquels on impose un déplacement unitaire) ; la dimension des éléments connectés, pour avoir des hypothèses cohérentes avec une jonction située dans un bâtiment nucléaire-type et avec le choix de la modélisation coques, est au minimum de 3m et 10 fois l'épaisseur de l'élément.
- D'autre part, on compare les déformées en projetant celles-ci sur le maillage du modèle plaques + élément de jonction, au niveau du plan médian du modèle.

## Validation du modèle

Les comparaisons des raideurs macroscopiques sont présentées sur les graphes en Figure 3.2 et en Figure 3.3.

On compare, pour chacun des cas de chargements H1 à H7 cités ci-dessus, et représentés sur le graphe par une couleur différente, la raideur macroscopique du modèle éléments plaques reliés par des éléments de jonction à la raideur macroscopique évaluée sur un modèle entièrement volumique, pris comme référence.

L'écart entre les deux valeurs est représenté sur le graphe en Figure 3.2 en pourcentage, pour différentes épaisseurs de voile ( $ev$ , en cm) et épaisseurs de planchers ( $ep$ , en cm). Les écarts positifs traduisent le fait que le modèle testé est plus raide que le modèle de référence, les écarts négatifs le fait qu'il est plus souple.

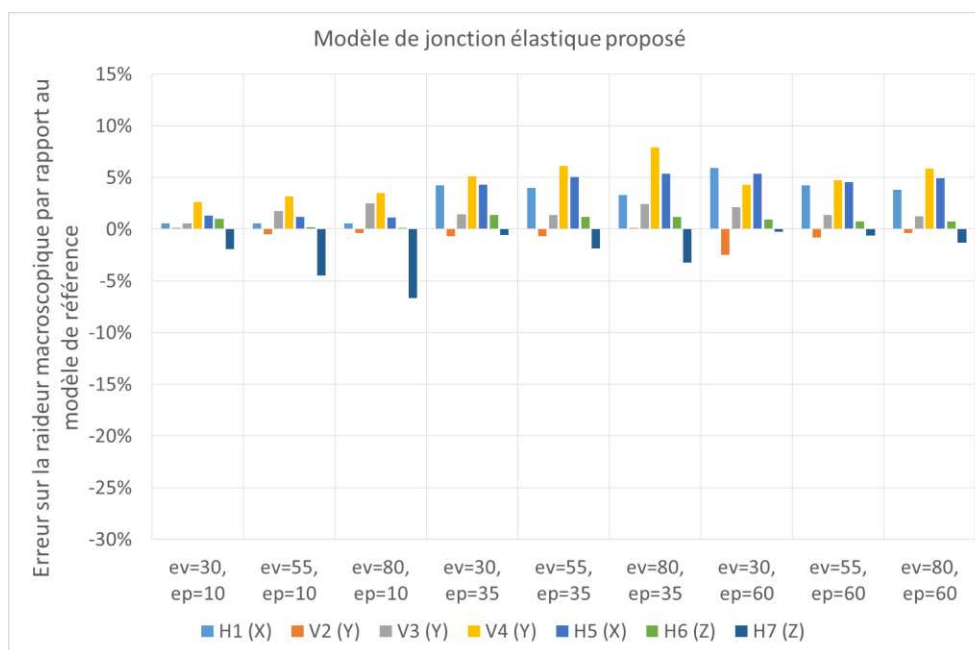


Figure 3.2 – Comparaison des raideurs macroscopiques du modèle proposé et du modèle volumique fin de référence (matériau élastique isotrope)

De façon à évaluer l'apport du modèle proposé, on étudie également la comparaison de la modélisation usuelle en ingénierie, composée entièrement de plaques prolongées jusqu'à l'axe de la jonction, avec la modélisation de référence.



## Validation du modèle

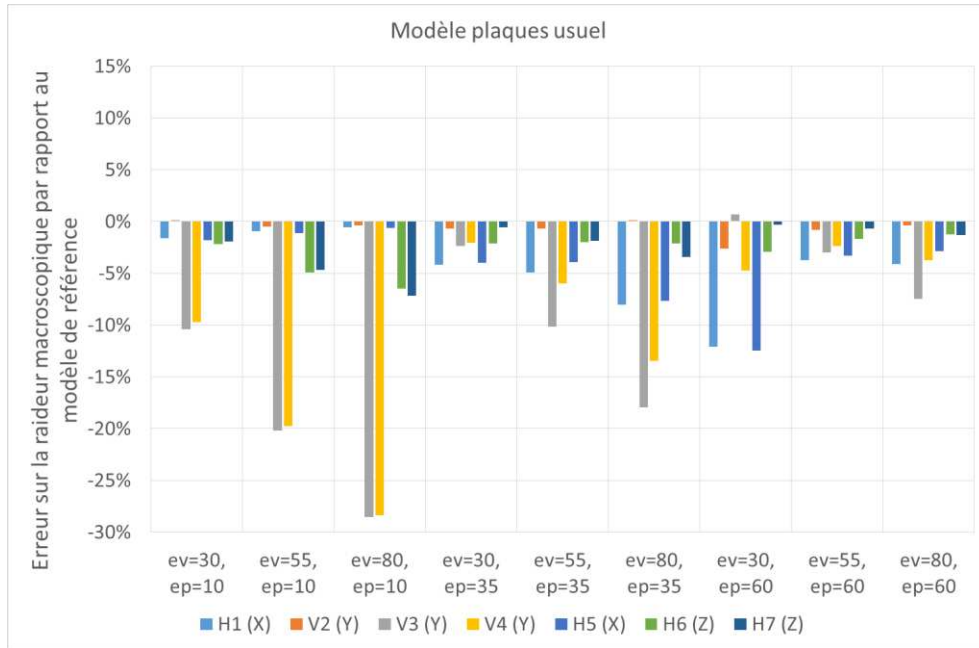


Figure 3.3 – Comparaison des raideurs macroscopiques du modèle 100% plaques et du modèle volumique fin de référence (matériau élastique isotrope)

On compare également les résultats du modèle de référence avec ceux que donnerait un modèle de plaques s'arrêtant au nu des voiles et planchers reliés par un élément de jonction entièrement rigide, de façon à différencier les écarts imputables à la modélisation plaques de ceux liés à l'élément de jonction.

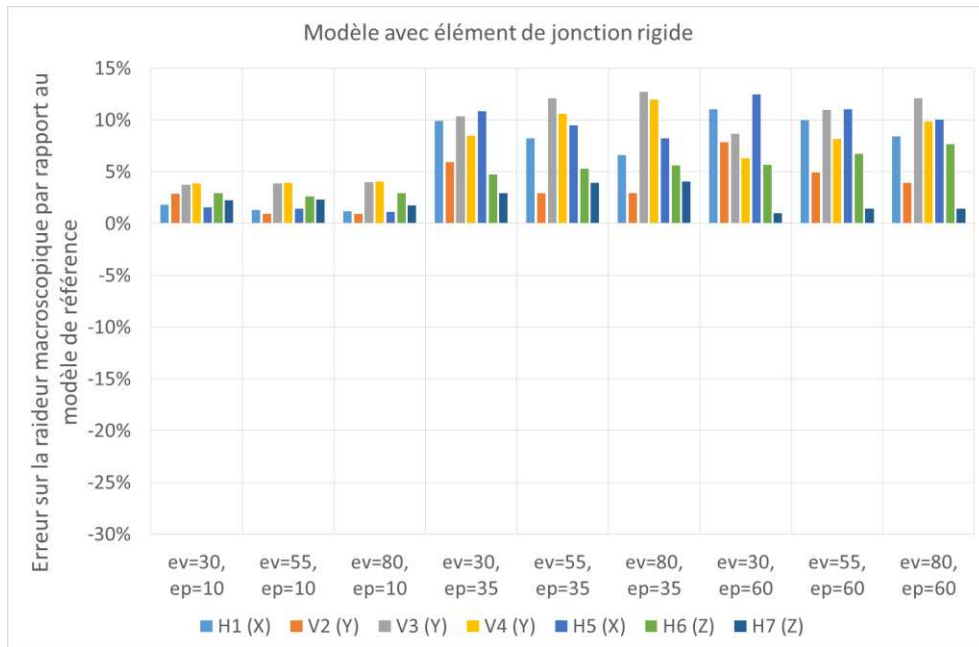


Figure 3.4 – Comparaison des raideurs macroscopiques du modèle plaques + élément de jonction rigide et du modèle volumique fin de référence (matériau élastique isotrope)

## Validation du modèle

Les résultats de ces comparaisons sont synthétisés dans le Tableau 3.1 ci-dessous.

Tableau 3.1 – Comparaison des rigidités des zones de jonctions entre les différentes modélisations – les valeurs négatives correspondent à un assouplissement.

		H1	V2	V3	V4	H5	H6	H7
Modèle avec jonction VS référence	Médiane	3,8%	-0,5%	1,5%	4,7%	4,6%	0,9%	-1,8%
	Ecart type	2%	1%	1%	2%	2%	0%	2%
Modèle plaque VS référence	Médiane	-4,1%	-0,5%	-10,2%	-6,0%	-3,3%	-2,1%	-1,9%
	Ecart type	4%	1%	10%	9%	4%	2%	2%

Les résultats obtenus avec le modèle orthotrope sont présentés en Figure 3.5. Ils permettent de confirmer l'influence très faible de la légère orthotropie introduite pour prendre en compte la contribution à la rigidité des aciers dans les différentes directions.

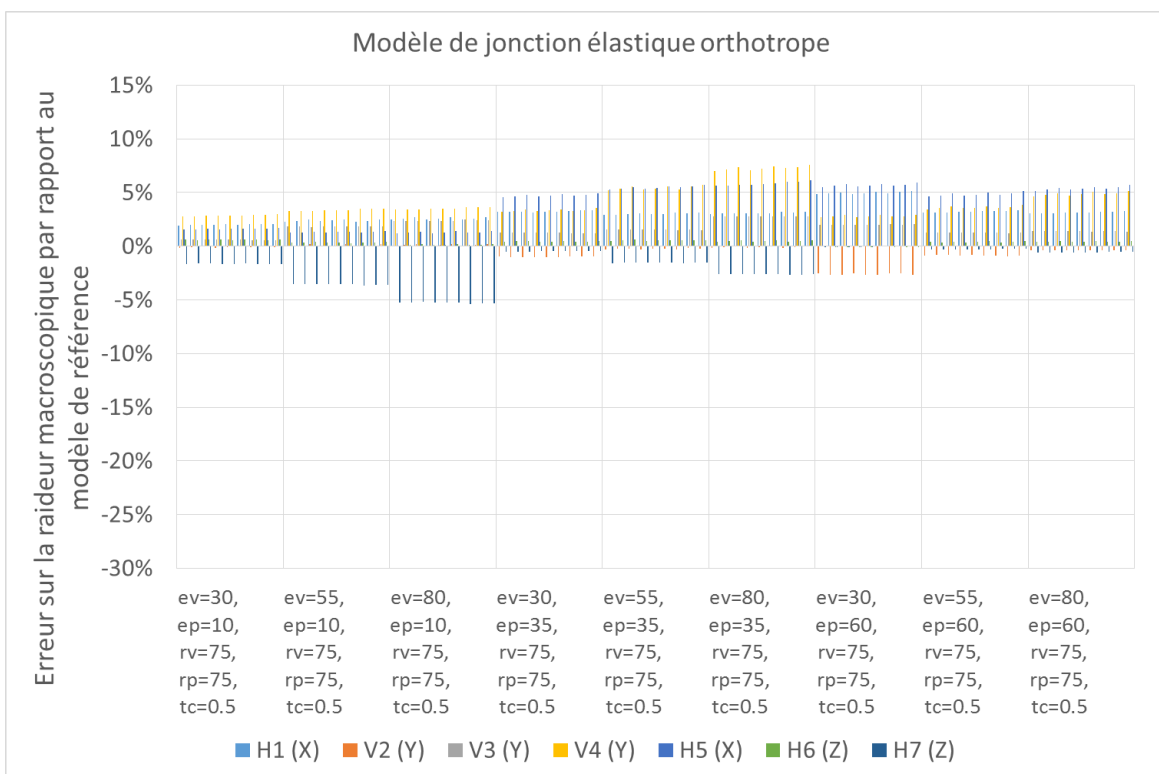


Figure 3.5 – Comparaison des raideurs macroscopiques du modèle proposé et du modèle volumique fin de référence (matériau élastique orthotrope)

En comparaison au modèle 3D de référence, les résultats du modèle de jonction proposé sont en moyenne légèrement plus raides, car la cinématique est plus restreinte. Néanmoins, dans l'ensemble

## Validation du modèle

les résultats sont nettement améliorés par rapport à la modélisation usuelle actuelle (encastrement parfait des plaques prolongées jusqu'à l'axe de la jonction).

On constate que les résultats sont raisonnablement conformes au modèle de référence, avec néanmoins une erreur plus importante lorsque les proportions de la jonction (épaisseur du voile comparée à l'épaisseur du plancher) s'éloignent du 1 pour 1. Cela peut s'expliquer par le ratio de forme de l'élément volumique utilisé pour représenter la jonction (jusqu'à 1 pour 8 sur les cas testés), qui est alors trop important pour obtenir des résultats de bonne qualité.

Il est à noter la très faible influence des paramètres liés au taux de ferrailage en comparaison aux paramètres d'épaisseur des éléments de structure connectés. Sur l'ensemble des cas testés, l'influence du taux de ferrailage longitudinal du chaînage peut être considérée comme nulle.

Au niveau des déformées, on constate également une très bonne correspondance de la cinématique du modèle proposé et du modèle de référence. Les écarts les plus importants concernent :

- Les extrémités d'éléments connectés (voile ou plancher) libres de conditions limites : en effet, le mouvement de ceux-ci est un mouvement d'entraînement piloté par le comportement du nœud, et même un écart d'angle minime au niveau de la connexion à la jonction génère une erreur en déplacement relativement importante à l'extrémité de l'élément connecté (et proportionnelle à la longueur de celui-ci), comme illustré en Figure 3.6.
- Les cas où les proportions de la jonction sont trop éloignées du 1 pour 1, comme explicité ci-dessus, pour les mêmes raisons.

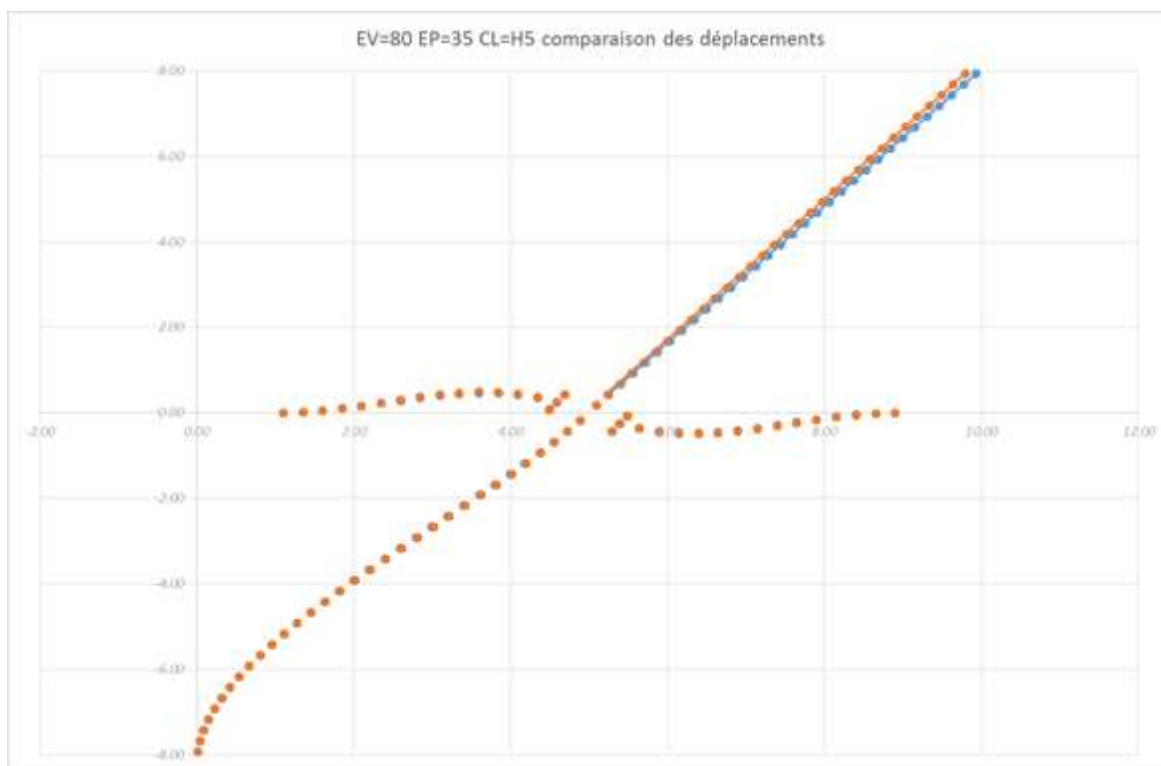


Figure 3.6 – Comparaison des déformées du modèle proposé (en orange) et du modèle volumique fin de référence (en bleu) - matériau élastique isotrope, déformations amplifiées d'un facteur 500

## Validation du modèle

En conclusion, en comparaison au modèle 3D de référence, les résultats du modèle de jonction proposé sont en médiane légèrement plus raides mais peu dispersés, car la cinématique est plus contrainte. Néanmoins, dans l'ensemble les résultats sont nettement améliorés par rapport à la modélisation usuelle actuelle (encastrement parfait des plaques prolongées jusqu'à l'axe de la jonction) qui est en médiane plus souple et plus dispersée. Les résultats en flexion marquent la différence la plus significative entre le modèle proposé et la modélisation plaque usuelle. Les résultats sont extrêmement voisins pour le modèle orthotrope, étant donné la faible contribution des aciers à la raideur globale élastique de la structure, qui est de l'ordre de  $10^{-2}$ .

Par la suite, on se restreindra donc à l'utilisation du modèle de jonction élastique isotrope, considéré comme suffisamment représentatif même en présence d'armatures.

# Validation du modèle

## 2 ESSAIS DE LA CAMPAGNE CEA / EDF SUR LES JONCTIONS VOILE-PLANCHER - A PARTIR DE 2018

Ces essais sont présentés de façon détaillée au Chapitre 1.2.

### 2.1 Modélisation des essais

De façon à préparer les essais, puis à valider a posteriori la pertinence du modèle de jonction voile/plancher, on cherche à modéliser le comportement des maquettes lors des essais.

On a établi pour cela cinq modélisations avec code\_aster :

- Modélisation A : un modèle volumique complet des maquettes, qui servira de référence ;
- Modélisation B : un modèle « mixte » composé d'éléments volumiques dans la zone de la jonction et d'éléments de structure (plaques et poutres) au-delà ;
- Modélisation C : un modèle en éléments de structure uniquement (plaques et poutres), dans l'esprit de la pratique actuelle de l'ingénierie ;
- Modélisation D : le modèle élastique de jonction inséré dans un modèle en éléments de structure (plaques et poutres).
- Modélisation E : le modèle non linéaire de jonction inséré dans un modèle en éléments de structure (plaques et poutres).

Les modélisations A, B et C ont été réalisés à la fois pour les maquettes flexion et les maquettes cisaillement, de façon à préparer les essais de la campagne CEA-EDF : confirmer le comportement modal attendu, évaluer l'impact de la présence de la table vibrante Azalée sur celui-ci, préparer le positionnement des capteurs, etc. Ces éléments ne participant pas directement à l'objectif du présent chapitre, qui est de confronter les nouveaux modèles de jonction proposés aux essais, ils sont donc présentés en annexe C.

#### 2.1.1 Présentations des différentes modélisations pour la maquette flexion

Pour la maquette flexion, les différentes modélisations listées ci-dessus sont représentées en Figure 3.7.

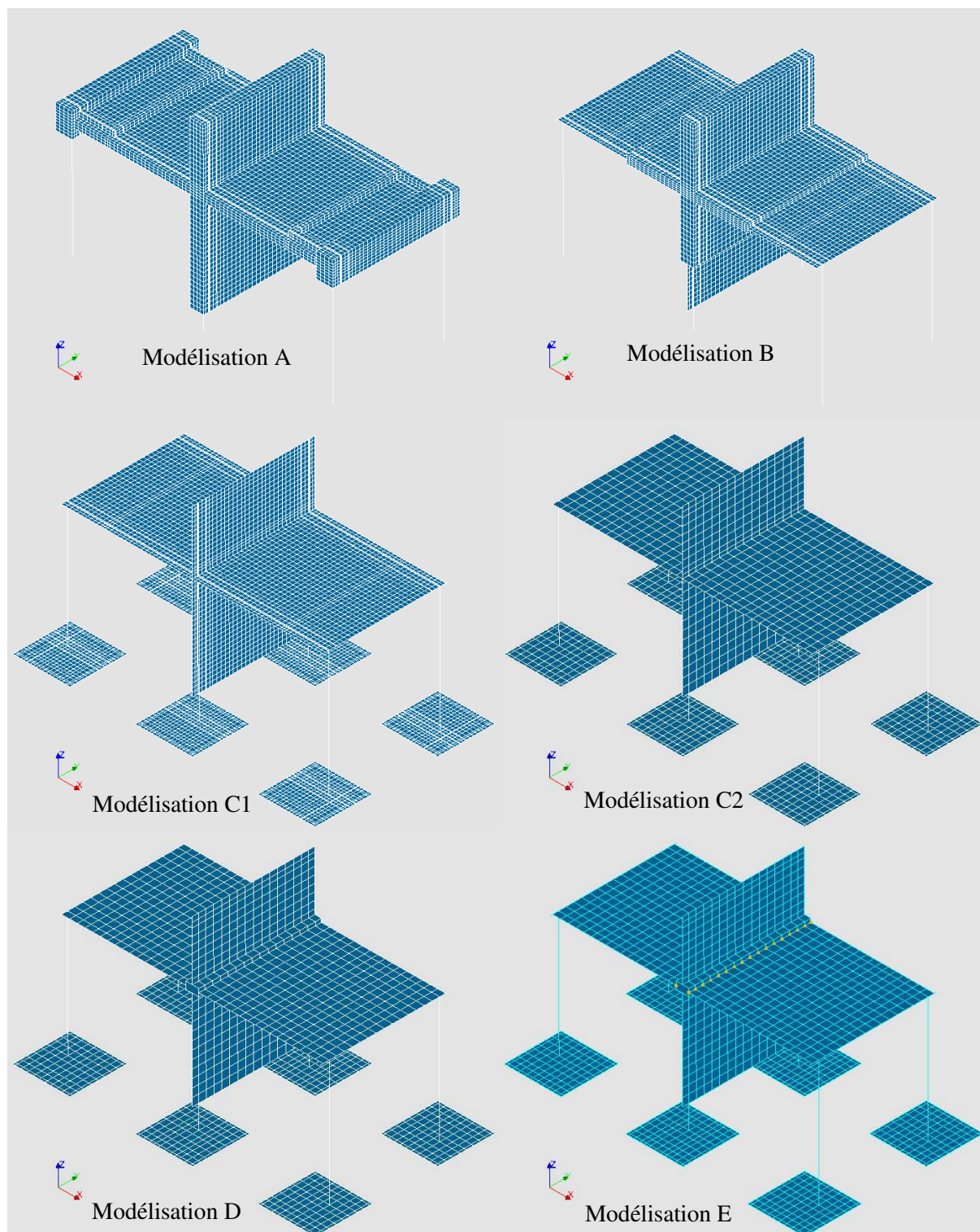
Les trois premières modélisations (A, B et C1 avec une discrétisation fine), en raison de leur nombre très important de degrés de liberté, n'ont été utilisées que pour l'évaluation du comportement dynamique initial (analyse modale) ainsi que pour une évaluation de la rigidité initiale de la maquette soumise à un chargement horizontal comme celui appliqué par le vérin.

Les trois dernières modélisations (C2, D et E avec une discrétisation plus grossière) ont permis de réaliser des calculs statiques et dynamiques non linéaires pour évaluer leur capacité à représenter le comportement de la maquette flexion pendant les essais de flexion statique, et de flexion dynamique sur la table vibrante Azalée.

On détaillera ci-après les caractéristiques des modélisations C2, D et E utilisées pour les calculs non linéaires. Dans les trois cas, la taille de maille est d'environ 10cm.

Le modèle C2 est composé exclusivement d'éléments de structure (plaques et poutres), conformément aux pratiques de modélisations usuelles en ingénierie à l'échelle d'une structure ou d'un bâtiment. La modélisation de la jonction voile plancher consiste, conformément à ces pratiques, à prolonger jusqu'à l'axe de la jonction les éléments plaques représentant le voile et les planchers, et à considérer que les translations et rotations sont transmises de façon parfaite au niveau de cet axe (nœuds confondus partageant les mêmes degrés de liberté en translation et rotation).

## Validation du modèle



*Figure 3.7 – Vues des modélisations de la maquette flexion. De gauche à droite : en haut : modélisations A et B ; au centre : modélisations C1 et C2 ; en bas : modélisations D et E (en orange la localisation des rotules non linéaires).*

## Validation du modèle

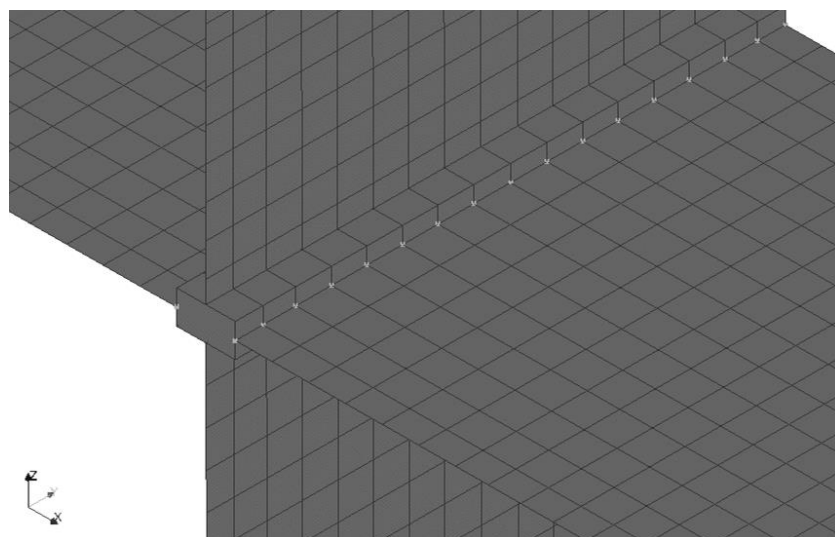
Les éléments plaques (DKT, suivant la théorie de Love-Kirchhoff) et poutres d'Euler-Bernoulli (POU\_D\_E, éléments finis à polynômes d'Hermitte avec un opérateur de masse complet, en translation et en rotation) sont linéaires. Ce modèle C, dans sa version plus faiblement discrétisée, compte 11352 degrés de liberté et 3563 éléments.

Le modèle D est composé d'éléments de structure (plaques et poutres), à l'exception de la zone de jonction, qui est représentée par des éléments volumiques linéaires (16 éléments finis le long de la jonction), liés aux éléments plaques représentant le plancher et le voile par des relations cinématiques linéaires. La modélisation de la jonction voile plancher est conforme aux propositions faites pour le modèle élastique de jonction.

Les éléments volumiques représentant la jonction sont linéaires, les éléments plaques et poutres linéaires.

Ce modèle a 11454 degrés de liberté et 3636 éléments.

Le modèle E est composé exclusivement d'éléments de structure (plaques et poutres), à l'exception de la zone de jonction qui est représentée par des éléments volumiques linéaires, liés aux éléments plaques représentant le voile par des relations cinématiques linéaires. Pour les planchers, des éléments discrets à deux nœuds sont intercalés entre le nœud relié aux éléments de jonction par les conditions cinématiques et le nœud des éléments plaque du plancher, dont la position géométrique coïncide avec le premier. La modélisation de la jonction voile plancher est conforme aux propositions faites pour le modèle non linéaire de jonction. Pour optimiser le temps de calcul, on n'intègre pas les rotules entre la jonction et le voile, où l'on sait qu'à part lors du dernier run, il n'y a pas eu d'ouverture de fissure ni de non-linéarité.



*Figure 3.8 – Vue de la modélisation de la jonction avec le modèle de jonction non linéaire : modélisation E.*

Les éléments volumiques représentant la jonction sont linéaires, les éléments plaques et poutres linéaires. Les rotules sont portées par des éléments discrets à 2 nœuds dont la position géométrique est confondue. Leur localisation est indiquée par les points de couleur plus claire sur la Figure 3.8.

Ce modèle compte 11658 degrés de liberté et 3670 éléments.

Le paramétrage du modèle non linéaire en flexion est effectué conformément à la première stratégie de paramétrage présentée au Chapitre 2.3.5.3. Les paramètres dépendant des données matériau et

## Validation du modèle

des caractéristiques de la section sont calculés par ce biais, à partir des données issues des plans et des essais de caractérisation. On teste le modèle avec quatre valeurs de longueur caractéristique, le seul paramètre ne dépendant pas des caractéristiques matériaux ou de la section :  $L = 0,05m$  (modélisation E1),  $L = 0,1m$  (modélisation E2),  $L = 0,2m$  (modélisation E3) et  $L = 0,4m$  (modélisation E4).

### 2.1.2 Comportements dynamiques initiaux : analyses modales élastiques

Le détail des analyses menées, ainsi que des études de sensibilité qui ont été effectuées, est présenté en annexe C.

De façon à vérifier la pertinence des modèles proposés, on compare les résultats de l'analyse modale à ceux obtenus sur la modélisation A de référence en particulier, ainsi qu'aux résultats de l'étude de dimensionnement (NUVIA Structure, 2017), appelée ci-après « Dim ».

Les résultats sont présentés dans le Tableau 3.2 ci-dessous.

Sur la fréquence et la forme du premier mode dans la direction X, qui est le mode le plus sollicité lors des essais dynamiques, et qui correspond également à la déformée de la maquette lors des essais statique, les fréquences évaluées sont relativement cohérentes entre les modélisations.

Sur les modes de plancher dans la direction Z, qui sont également sollicités lors des essais dynamiques, l'écart est un peu plus important entre modèles, la fréquence de ce mode étant directement liées à la portée du plancher, qui diffère entre les modèles, et étant plus sensible à la différence des conditions aux limites avec ou sans prise en compte de la table vibrante Azalée et des platines support.

L'écart vis-à-vis des autres modes n'est pas impactant pour les études menées sur les maquettes flexion, les sollicitations dans les autres directions étant très faibles.

Tableau 3.2 – Comportement modal des modèles A, B, C, D et E et du modèle coques de l'étude de dimensionnement (NUVIA Structure, 2017)

Modélisation	Dim	A	B	C1	C2	D	E1	E2	E3	E4
Fréquence du mode de flexion du voile (Hz) :	5.05	5.30	5.24	4,99	5.07	5.60	5.58	5.56	5.52	5.45
Fréquence du mode de torsion du voile (Hz) :	8.83	8.70	8.94	8,84	9.84	9.85	9.85	9.85	9.84	9.84
Fréquence du mode de cisaillement du voile (Hz) :	42.3	34.0	33.9	25,7	62.6	64.2	64.2	64.2	64.2	64.2
Fréquence du mode de flexion du voile et du plancher (déformée asymétrique) (Hz) :	44.7	45.3	43.8	42,6	45.7	48.5	48.4	48.4	48.3	48.1
Fréquence du mode de flexion du plancher (déformée symétrique) (Hz) :	48.5	45.6	44.5	41,8	49.9	53.9	53.7	53.6	53.3	52.8



# Validation du modèle

## 2.2 Essais de flexion statique

Les résultats des essais de flexion statique sont comparés avec les résultats de différentes modélisations, de façon à permettre d'évaluer la contribution des différents éléments composant les modélisations à l'adéquation des résultats :

- La modélisation C2 avec les planchers non linéaires ;
- La modélisation D (modèle de jonction élastique) avec les planchers non linéaires ;
- La modélisation D (modèle de jonction élastique) avec les planchers non linéaires entièrement rotulés à leur connexion avec la jonction ;
- La modélisation E (modèle de jonction non linéaire en flexion) avec les planchers élastiques ;
- La modélisation E (modèle de jonction non linéaire en flexion) avec les planchers non linéaires.

La loi de comportement retenue pour les planchers en non linéaire est la loi GLRC\_DM (Markovic, et al., 2007). Il s'agit d'un modèle global d'endommagement dédié à la représentation du comportement du béton armé pour des structures minces de type plaques ou coques. Il représente l'endommagement en flexion et sous sollicitations membranaires, mais ne permet pas de représenter la plasticité des aciers. Par ailleurs il est restreint à un ferrailage identique entre les faces et les directions. La procédure de paramétrage de cette loi, qui a été revue au cours de la thèse, est décrite de façon détaillée en annexe E. On a appliquée ici la démarche de « courbure cible » en flexion, en visant d'obtenir une adéquation maximale entre la loi bilinéaire et la loi moment courbure de référence pour les courbures comprises jusqu'au seuil de plastification des aciers.

Remarque : on ne compare pas les résultats des modélisations purement élastiques (A, B et C) avec les résultats d'essai, l'intérêt en étant inexistant en dehors de la phase élastique dans laquelle ces trois modélisations sont très proches en termes de raideur globale, étant donné les résultats des analyses modales sur ces modèles.

### 2.2.1 Analyses modales

Les analyses modales au marteau de choc ne sont pas exploitées ici, leurs résultats montrant qu'elles sont effectuées à un niveau de sollicitation trop faible pour que les rotules se mettent en mouvement, et de ce fait sont réalisées pour des conditions aux limites différentes à la fois du modèle et des essais statiques.

Par ailleurs les résultats obtenus lors des essais statiques ont montré que la variabilité du niveau de sollicitation était très forte d'un essai à l'autre et, en raison de la sensibilité des fréquences apparentes de la maquette au niveau de sollicitation, ne permettait pas d'identifier une évolution des fréquences liée au seul endommagement de la structure.

### 2.2.2 Courbe force-déplacement

Les résultats en termes de courbe force-déplacement pour les différentes modélisations comparées sont présentés sur les graphes ci-après, de la Figure 3.9 à la Figure 3.15.

Les résultats expérimentaux n'y sont pas représentés de façon complète pour éviter d'alourdir le graphe, mais sous la forme schématique d'une courbe enveloppe des essais.

On notera en Figure 3.9 que les modélisations C (modélisation plaques usuelle) et D (modèle élastique de jonction) ne permettent pas de reproduire le comportement non-linéaire observé lors des essais. En particulier :

## Validation du modèle

- Le modèle GLRC\_DM n'incluant pas de plasticité, la phase des essais où la rigidité globale de la maquette devient très faible et où les aciers plastifient dans la fissure située à la connexion entre les planchers et la jonction n'est pas représentée.
- La perte de rigidité progressive de l'encastrement des planchers dans la jonction n'est pas représentée : les modélisations avec les planchers encastrés au niveau de la jonction deviennent rapidement trop raides. La modélisation avec les planchers rotulés au niveau de la jonction (présentée ici car correspondant à l'une des pratiques usuelles en ingénierie pour représenter les jonctions sous des niveaux de sollicitations importants), qui équivaut quasiment à créer un mécanisme dans le cas de la maquette de flexion, est quant à elle beaucoup trop souple.

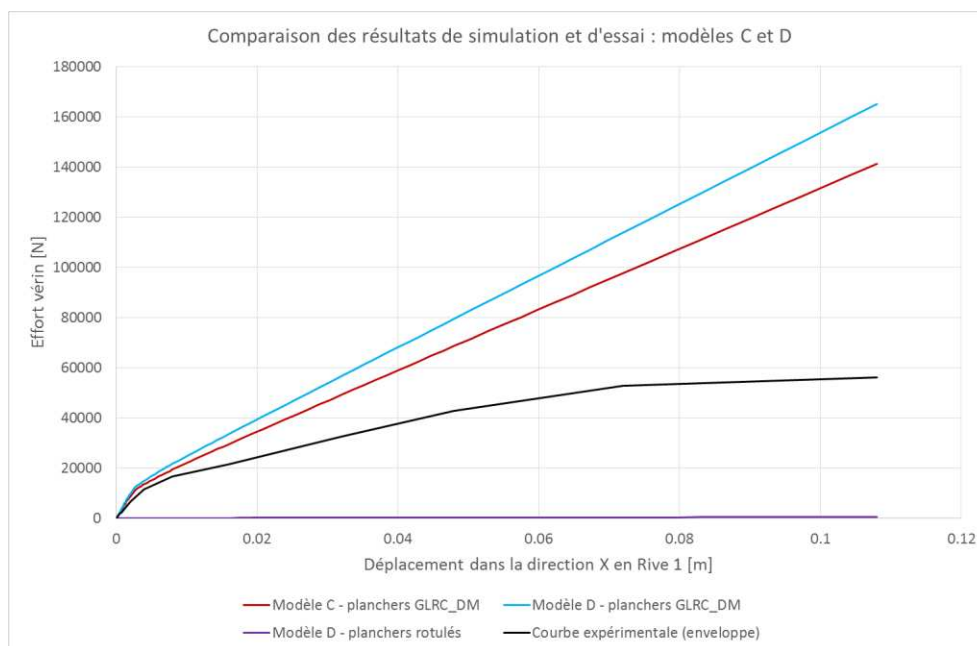


Figure 3.9 – Comparaison des résultats de simulation numérique et d'essais pour les modèles C et D (modèle de jonction élastique) avec planchers non linéaires

La modélisation E (modèle non linéaire de jonction en flexion), associée à une modélisation élastique des planchers, permet quant à elle de reproduire correctement les trois phases observées : la phase de comportement global élastique, la phase de dégradation de raideur subséquente, et la phase ultime plastique. Par contre la raideur globale de la maquette est surestimée, comme on peut le constater en Figure 3.10.

Les deux méthodes de paramétrage présentées au Chapitre 2.3.5.3 ont ici été comparées. On constate l'absence d'impact significatif sur la courbe enveloppe globale du choix de l'une ou l'autre méthode de paramétrage.

## Validation du modèle

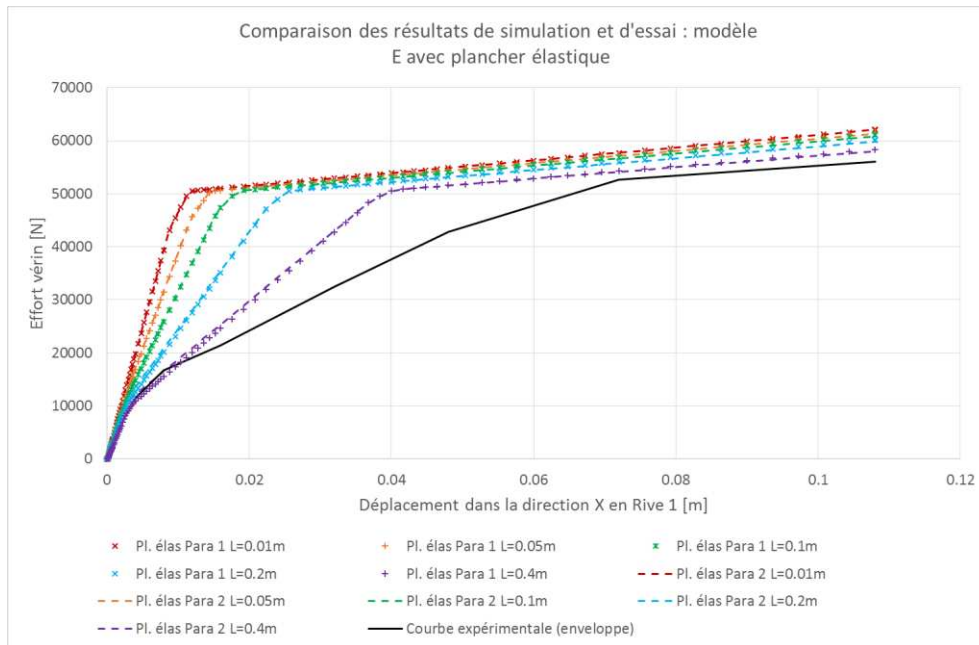


Figure 3.10 – Comparaison des résultats de simulation numérique et d'essais pour le modèle E (modèle non linéaire de jonction) avec planchers élastiques

La modélisation E (modèle non linéaire de jonction en flexion), associée à une modélisation non linéaire des planchers, permet en dernier lieu (Figure 3.11) de reproduire correctement les trois phases observées sur la courbe enveloppe des essais (la phase de comportement global élastique, la phase de dégradation de raideur subséquente, et la phase ultime plastique), ainsi que la rigidité globale de la maquette.

On constate sur ces essais que les méthodes de paramétrage 1 et 2 donnent des résultats extrêmement proches. Etant donné les difficultés de convergence occasionnées par la seconde méthode, on retiendra donc uniquement pour la suite des études de validation la première méthode de paramétrage du modèle de jonction non linéaire.

Les résultats les plus proches des résultats expérimentaux sont obtenus avec la longueur caractéristique  $L = 0.4m$ .

## Validation du modèle

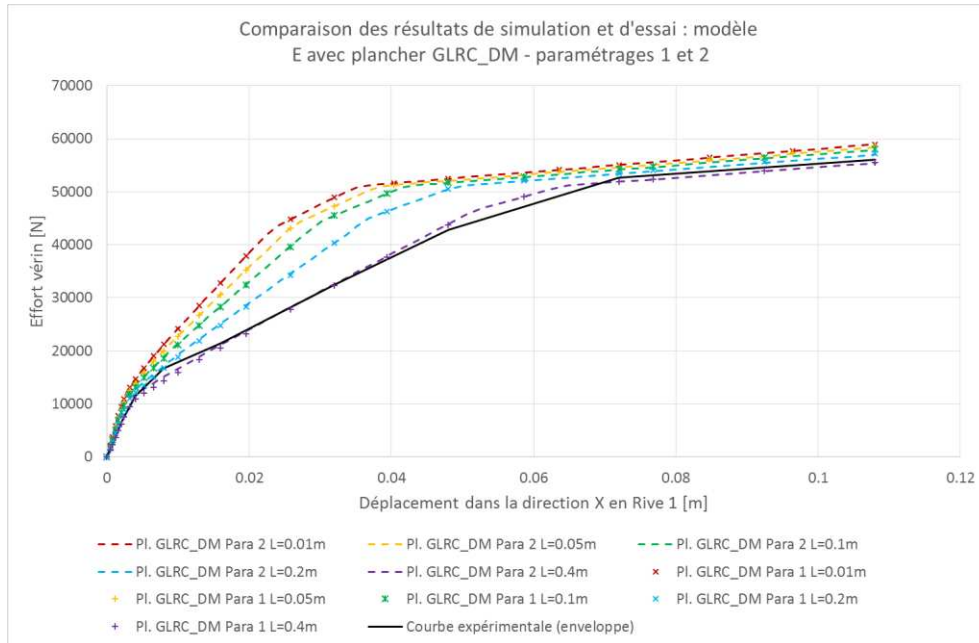


Figure 3.11 – Comparaison des résultats de simulation numérique et d'essais pour le modèle E (modèle non linéaire de jonction) avec planchers non linéaires

Une simulation des essais en cyclique, en Figure 3.12, est également réalisée avec le modèle E (modèle non linéaire de jonction en flexion) associé à une modélisation non linéaire des planchers.

Là encore, les résultats les plus pertinents en termes de raideur sécante en fin d'essai sont obtenus avec la longueur caractéristique  $L = 0.4m$ .

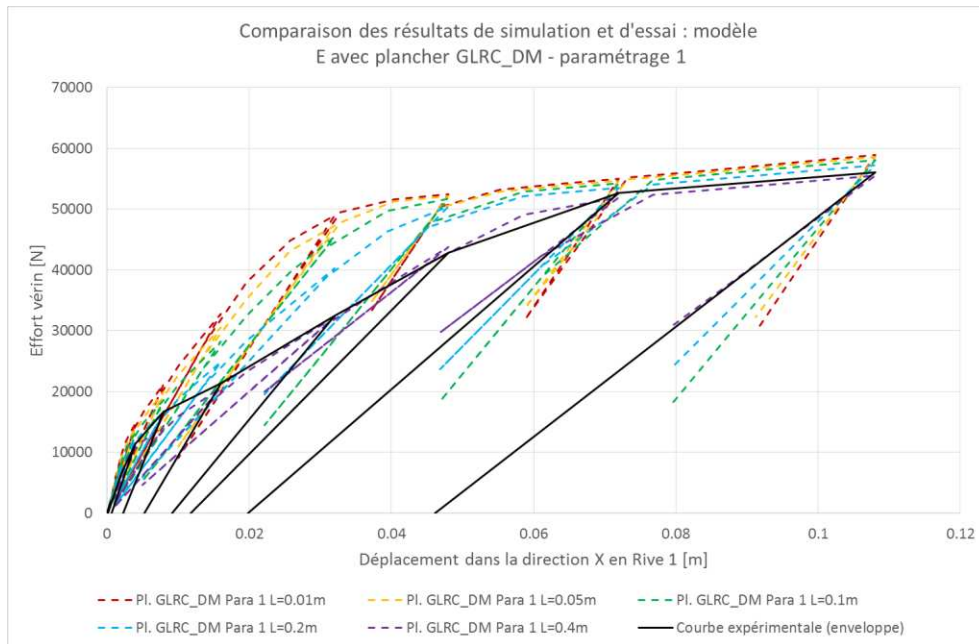


Figure 3.12 – Comparaison des résultats de simulation numérique et d'essais pour le modèle E avec planchers non linéaires : paramétrage 1 – résultats en cyclique

## Validation du modèle

Les résultats de la simulation avec le modèle E (modèle non linéaire de jonction en flexion) associé à une modélisation non linéaire des planchers, avec première méthode de paramétrage proposée et avec une longueur caractéristique  $L = 0.4m$  sont superposés aux résultats expérimentaux complets sur le graphe en Figure 3.13.

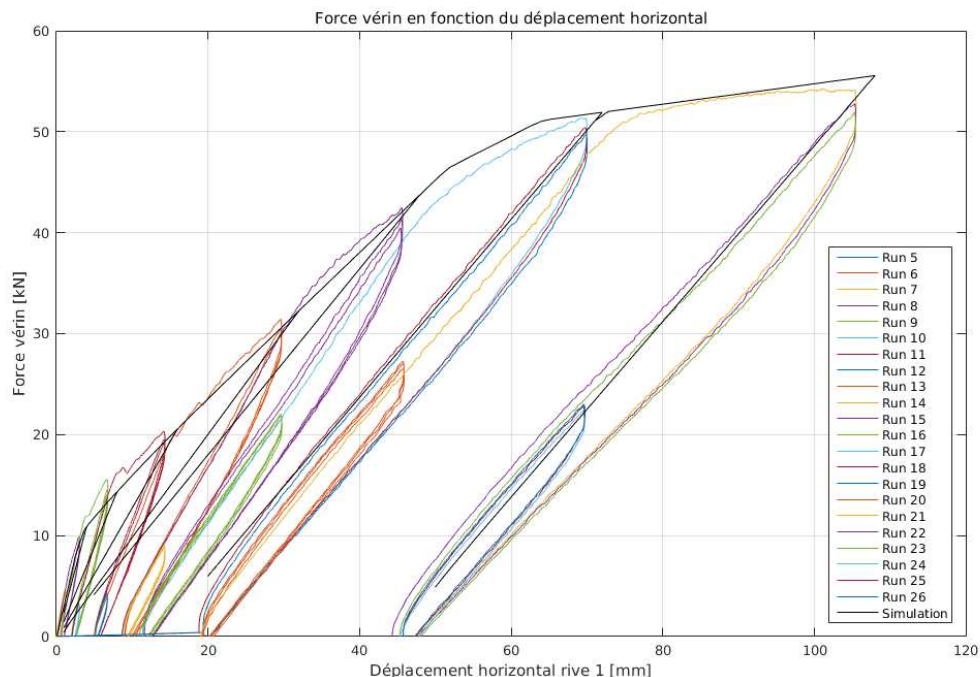


Figure 3.13 – Comparaison des résultats de simulation numérique et d'essais pour le modèle E4 avec planchers non linéaires : paramétrage 1 –  $L=0,4m$  – résultats en cyclique

La concordance essais / calculs étant jugée satisfaisante, ce choix de paramétrage du modèle est retenu pour la simulation des essais dynamiques (solicitations de type sismique de la maquette sur table vibrante).

On peut s'interroger néanmoins sur la justification d'un tel paramétrage, la longueur caractéristique donnée à la rotule plastique étant très supérieure aux dimensions de la zone endommagée à la connexion de la jonction et du plancher (de l'ordre de 10cm), et aux valeurs réglementaires recommandées pour ces approches (1,2 fois l'épaisseur sur un appui intermédiaire par exemple pour l'EN1992-1-1).

Une explication possible pourrait venir de la très faible adhérence acier béton constatée expérimentalement lors des essais de caractérisation avec les barres HA6 utilisées, dont les indentations étaient en réalité très faibles. L'adhérence mesurée a donné des résultats très inférieurs à la norme, ce qui questionne le caractère « haute adhérence » de ces barres. Ces éléments pourraient expliquer une décohérence de l'acier et du béton au niveau de la fissure sur une zone plus importante, et à partir de contraintes plus faibles que cela ne devrait être le cas.

Cela peut être la source d'une capacité de rotation des sections plus importante que ce qui n'a été évalué par le calcul, d'où la nécessité d'augmenter la longueur équivalente de la rotule (qui augmente la rotation des sections à moment équivalent) pour obtenir des résultats en accord avec les mesures expérimentales dans le cas des essais de flexion statique.

## Validation du modèle

On notera que la calibration de la loi de comportement non-linéaire utilisée pour les planchers est dans ce cas également peut-être à revoir, et que la longueur équivalente à considérer au niveau de la rotule non linéaire en flexion à la connexion du plancher et de la jonction pourrait peut-être alors prendre des valeurs plus raisonnables.

Une exploitation des essais de flexion statiques réalisés sur des poutres fabriquées avec les mêmes matériaux que les maquettes permettraient éventuellement de statuer à ce sujet à l'avenir.

### 2.3 Essais de flexion dynamique

Les essais de flexion dynamique menés dans le cadre de la campagne expérimentale CEA-EDF ont été présentés de façon détaillée au Chapitre 1.2.2.

Etant donné les non-linéarités importantes (frottements, jeux, chocs) observées au niveau des conditions aux limites pendant les essais de flexion dynamique, et leur impact sur la fréquence apparente de la maquette, il paraît évident qu'une modélisation qui n'intégrerait pas ces non-linéarités ne pourra reproduire fidèlement le comportement observé lors des essais.

Malheureusement, les tentatives d'introduction dans les modèles d'éléments représentant de façon un peu plus réaliste ces conditions aux limites et leurs particularités ont entraîné des difficultés de convergence des calculs telles que cela constitue un problème à part entière et nécessiterait de nouveaux développements dans code\_aster pour réduire ces difficultés de convergence sans passer par des modèles 3D complets avec contact, jeu et frottement des pivots et rotules.

Nous nous contenterons donc ici d'une simulation du comportement dynamique de la maquette avec l'hypothèse de rotules et pivots parfaits en tant que conditions aux limites. L'objectif sera alors de voir si la dégradation générale de rigidité observée lors des sollicitations de type bruits blancs à bas niveau après les runs sismiques peut être reproduite avec cette modélisation. Néanmoins, la fréquence apparente observée expérimentalement de la maquette avec ses conditions aux limites non linéaires étant différente de la fréquence des modèles, et étant rapidement tombée à des niveaux correspondant à la phase ascendante du spectre d'excitation sismique et non plus à son plateau, même cette comparaison restreinte n'est pas réellement pertinente.

L'évolution de la fréquence propre du mode propre principal dans la direction X est retracée sur le graphe en Figure 3.14. On constate que la variabilité des fréquences propres d'une modélisation à l'autre est en réalité très faible comparée à la variabilité des mesures en fonction du niveau de sollicitation, en raison des conditions aux limites spécifiques de la maquette.

Les paramètres d'amortissement retenus pour les simulations sont les suivants : un amortissement de Rayleigh calé à 7% pour les modèles linéaires ; un amortissement de Rayleigh calé à 3,5% pour les runs 8 et 12 (0,18 à 0,35g), puis à 5% pour les runs 16 à 39 (0,46g à 0,97g), et enfin à 7% pour les runs 46 et 60 (1,12g à 2,05g). Ces valeurs d'amortissement sont cohérentes avec les valeurs d'amortissement résiduelles (à bas niveau) observées au cours de l'évolution de l'endommagement de la maquette SMART.

## Validation du modèle

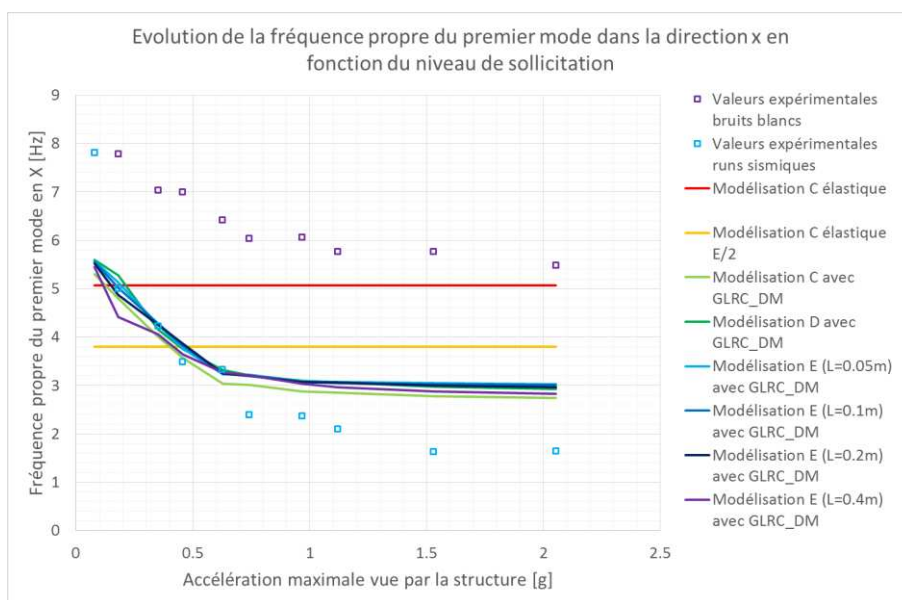


Figure 3.14 – Evolution des fréquences propres de la maquette pour le mode propre principal dans la direction X : comparaisons des valeurs expérimentales et des résultats de calcul

Pour raisonner en termes de perte de rigidité, on trace sur le graphe en Figure 3.15 l'évolution des fréquences propres normées sur leur valeur initiale. A noter que pour les valeurs évaluées lors des runs sismiques, on a considéré comme fréquence propre initiale la fréquence propre évaluée sur le premier run bruit blanc, précédant les runs sismiques. Bien entendu, la sensibilité au niveau de chargement est telle que la courbe correspondante est entièrement dépendante de ce choix de fréquence initiale.

La dégradation des fréquences propres observée dans les calculs non linéaires est supérieure à celle constatée sur les mesures bruits blancs de la maquette.

Néanmoins, si l'on considère la maquette et ses conditions aux limites (rotules et pivots) comme deux systèmes non linéaires en série, il est clair que l'évolution de la raideur globale, même ramenée à la raideur initiale, n'est pas uniquement proportionnelle à l'évolution de la raideur de la maquette à proprement parler (hors conditions aux limites).

Il est donc difficile d'en conclure des éléments en faveur ou en défaveur de la pertinence des modèles proposés.

Néanmoins, on constate une assez bonne concordance sur la progression de la dégradation de raideur en fonction du niveau de sollicitation maximal subi par la maquette : les évaluations de fréquences sur base de bruits blancs montrent qu'à partir du run 46, la fréquence apparente globale et donc la raideur globale cesse de chuter et se stabilise. Les modélisations montrent la même tendance : à partir des runs 39 ou 46, la fréquence propre du premier mode cesse de se dégrader et se stabilise.

Les valeurs tabulées des fréquences propres au cours des différents runs sont listées au Tableau 3.3.

## Validation du modèle

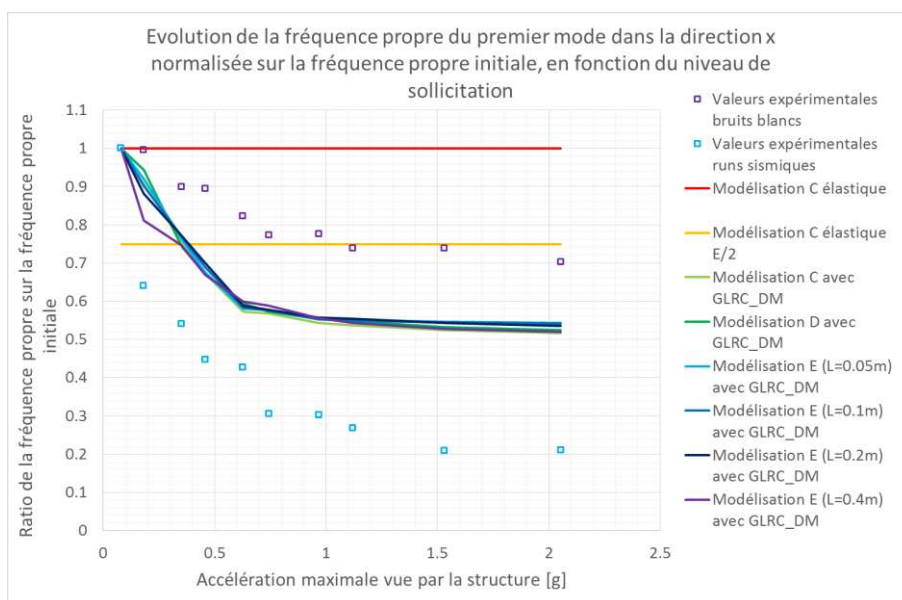


Figure 3.15 – Evolution des fréquences propres de la maquette pour le mode propre principal dans la direction X : comparaisons des valeurs expérimentales et des résultats de calcul normés sur leurs valeurs initiales respectives

Tableau 3.3 – Evolution des fréquences propres apparentes évaluées expérimentalement et comparaison à l'évolution des fréquences propres pour les modélisations testées.

Run sismique		Modélisation								Données expérimentales	
Numéro du run	ZPA [g]	C élastique	C élastique E/2	C avec GLRC_DM	D avec GLRC_DM	E1 avec GLRC_DM	E2 avec GLRC_DM	E3 avec GLRC_DM	E4 avec GLRC_DM	Bruits blancs	Runs sismiques
-	0.08	5.07	3.80	5.30	5.60	5.58	5.56	5.52	5.45	7.81	-
08	0.18			4.80	5.28	5.13	5.01	4.87	4.42	7.78	5.00
12	0.35			4.01	4.16	4.25	4.28	4.26	4.06	7.03	4.22
16	0.46			3.56	3.75	3.77	3.83	3.87	3.64	6.99	3.49
23	0.63			3.04	3.32	3.24	3.24	3.25	3.27	6.42	3.33
32	0.74			3.01	3.21	3.22	3.20	3.19	3.21	6.04	2.39
39	0.97			2.88	3.10	3.09	3.07	3.08	3.03	6.06	2.36
46	1.12			2.85	3.06	3.07	3.05	3.06	2.96	5.77	2.10
53	1.53			2.78	2.98	3.05	3.03	3.00	2.88	5.77	1.63
60	2.05			2.74	2.93	3.02	3.01	2.96	2.83	5.49	1.64



## Validation du modèle

On s'intéresse alors à d'autres indicateurs pour essayer d'évaluer la pertinence des modèles proposés, et en particulier on propose de retracer l'évolution de l'accélération horizontale du plancher de la maquette en fonction de l'angle de rotation relatif des planchers par rapport au voile, en moyenne, comme cela avait été fait pour les valeurs expérimentales en Figure 1.93 et en Figure 1.94.

On trace ces courbes pour l'ensemble des modélisations étudiées, en sélectionnant les nœuds du modèle les plus proches des positions des points de mesure exploitées pour obtenir les courbes expérimentales citées ci-dessus, pour y évaluer les rotations des planchers, du voile et de la réhausse.

De même, on évalue pour l'ensemble des modélisations proposées l'évolution de l'accélération horizontale du plancher à partir des valeurs calculées aux nœuds les plus proches des positions des capteurs placés sur les poutres de rive, qui ont permis l'obtention des courbes expérimentales.

De façon à mieux distinguer les réponses des différents modèles, on trace sur les graphes de la Figure 3.16 à la Figure 3.21 les réponses des différents modèles en regard des valeurs expérimentales.

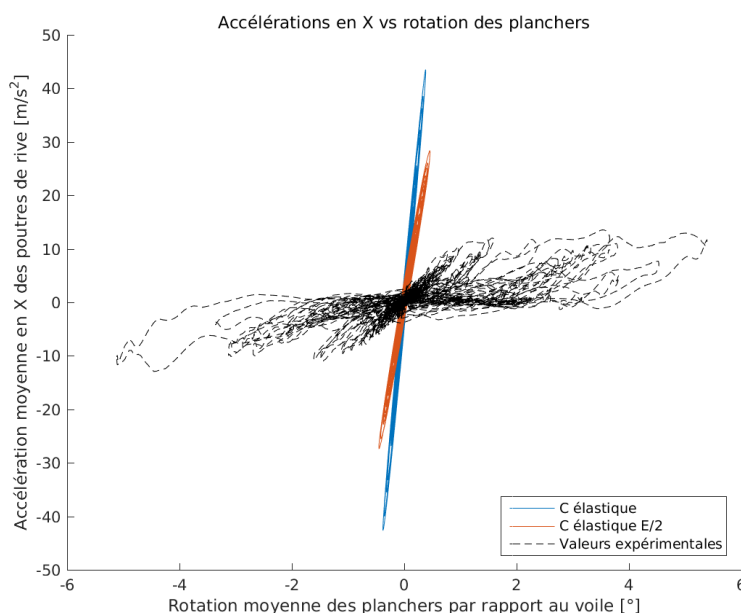


Figure 3.16 – Accélération moyenne horizontale des planchers en fonction de la rotation moyenne des planchers par rapport au voile, pour les modélisations C (modélisation plaque usuelle) avec plancher élastique.

Les résultats obtenus en élastique, en Figure 3.16, montrent une relation entre accélération moyenne horizontale et rotation de la jonction quasi-linéaire. En suivant l'évolution de l'accélération moyenne horizontale, grandeur qui est bien corrélée au moment s'exerçant sur la jonction comme l'ont montré les observations expérimentales, on constate bien les effets de la linéarité du modèle : les rotations maximales ou résiduelles sont très sous-estimées, les moments (ou accélérations ici) sont surestimés.

En Figure 3.17, les tracés correspondants à la modélisation plaques usuelle et à la modélisation plaques incluant le modèle de jonction élastique, dans lesquelles une loi de comportement non linéaire, GLRC\_DM, a été affectée aux éléments finis de plaques représentant les planchers, sont présentés.

Là encore, bien que dans une moindre mesure par rapport aux calculs élastiques ci-dessus, on constate une raideur trop importante des modèles, au-delà de la phase élastique initiale :

## Validation du modèle

l'endommagement seul des planchers, sans plasticité, n'est pas du tout suffisant pour reproduire l'évolution des rotations constatées, qui sont de fait sous-estimées.

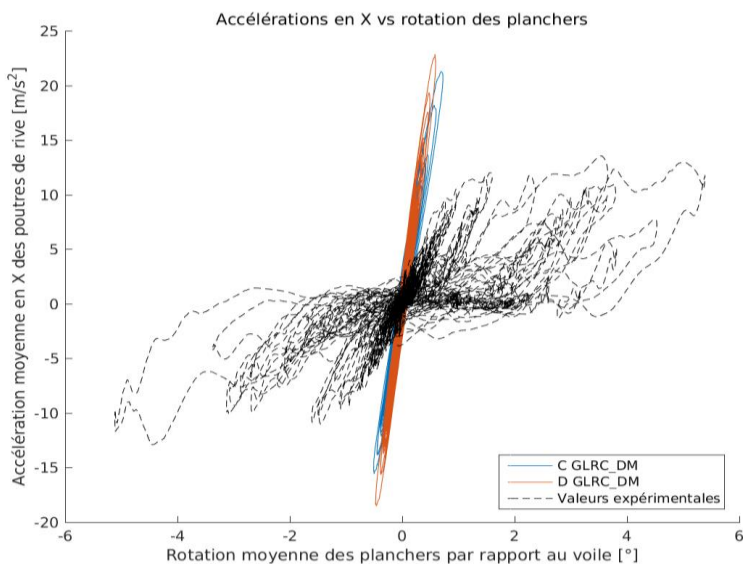


Figure 3.17 – Accélération moyenne horizontale des planchers en fonction de la rotation moyenne des planchers par rapport au voile, pour les modélisations C et D avec plancher non linéaire.

La modélisation réalisée avec les trois premiers paramétrages testés pour le modèle non linéaire de jonction : E1, E2 et E3, (Figure 3.18 à Figure 3.20), montre des perspectives plus intéressantes, bien que la raideur de la phase endommageante soit surestimée et que le comportement cyclique au-delà du seuil de plasticité ne soit pas représentatif de la forme des boucles d'hystérésis observées expérimentalement, qui comportent un pincement.

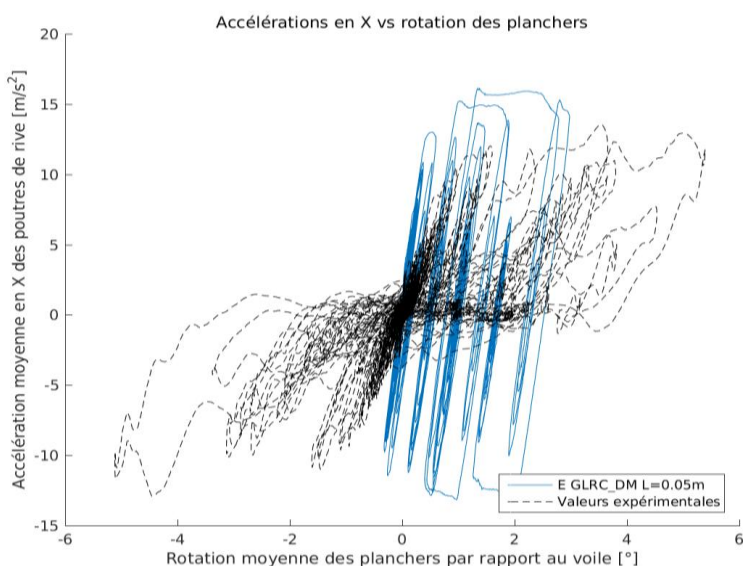


Figure 3.18 – Accélération moyenne horizontale des planchers en fonction de la rotation moyenne des planchers par rapport au voile, pour la modélisation E1.

## Validation du modèle

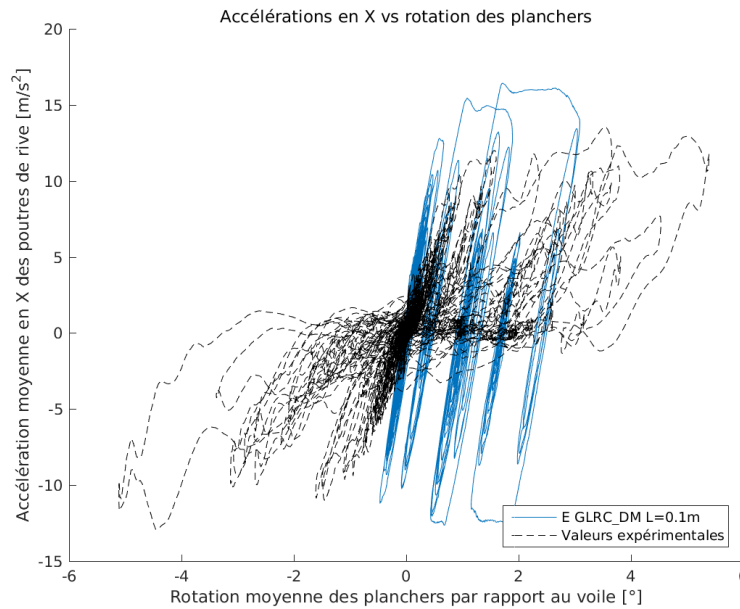


Figure 3.19 – Accélération moyenne horizontale des planchers en fonction de la rotation moyenne des planchers par rapport au voile, pour la modélisation E2.

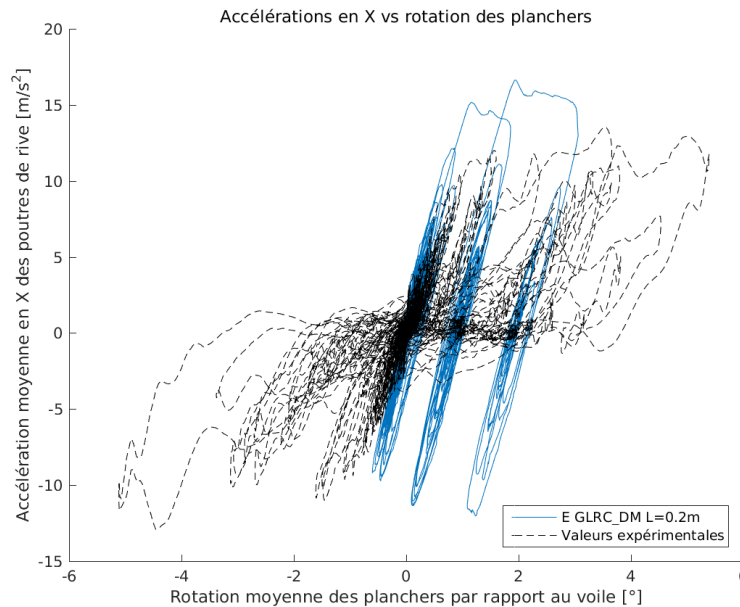


Figure 3.20 – Accélération moyenne horizontale des planchers en fonction de la rotation moyenne des planchers par rapport au voile, pour la modélisation E3.

Enfin, les calculs effectués avec le 4<sup>ème</sup> paramétrage évalué pour le modèle non linéaire de jonction sont cette fois-ci plus proches des résultats expérimentaux en termes de raideur moment rotation, comme cela avait déjà été constaté sur les essais flexion statique. Ce paramétrage est donc bien le plus adapté dans le cas de la maquette considérée.

## Validation du modèle

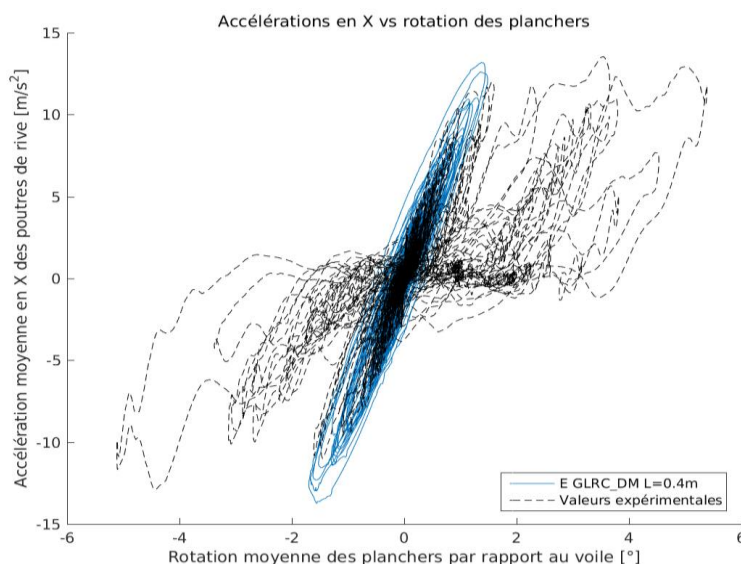


Figure 3.21 – Accélération moyenne horizontale des planchers en fonction de la rotation moyenne des planchers par rapport au voile, pour la modélisation E4.

Par contre la sollicitation de la maquette prise en compte dans les calculs n'a pas permis d'activer significativement la plasticité du modèle. Une modélisation plus adéquate des conditions aux limites, telle qu'elle a été discutée en début du présent paragraphe, le permettrait peut-être.

Ces éléments confirment l'intérêt du modèle de jonction non linéaire pour représenter de façon plus précise l'évolution de la raideur moment rotation dans la zone de la jonction, même s'il pourrait être amélioré au-delà du seuil de plasticité pour inclure les phénomènes liés au glissement acier-béton dans la zone de la fissure.

### 3 ESSAIS « MAQUETTE P4 » - 2002

Ces essais, datant de 2002, ont été retenus pour contribuer à la validation du modèle de jonction, car ils présentent l'avantage de solliciter un plancher supporté par 4 voiles dans la direction verticale.

#### 3.1 Présentation des essais

Une campagne d'essais a été menée par EDF et le CEA en mars 2002 sur une maquette de plancher de type P4, pour caractériser le comportement au séisme vertical des planchers et valider les méthodologies de calcul des spectres de plancher des ouvrages de génie civil des REP. Cette campagne est décrite dans le rapport d'essai (Chaudat, 2002).

La maquette représente à l'échelle 1/2,5 une zone de plancher du bâtiment BAS-BL d'une tranche P4.

La loi de similitude de Cauchy-Froude a été appliquée dans la conception de la maquette (i.e. les fréquences sont augmentées d'un rapport  $\sqrt{2,5} \approx 1,58$  sur la maquette). Cependant les masses additionnelles placées ont été augmentées par rapport à la simple application de la loi de similitude afin de représenter également la présence de charges d'exploitation.

En raison des capacités de la table vibrante Azalée du CEA à Saclay, et de façon à permettre l'observation de fissuration dans le plancher aux niveaux d'excitation visés, les épaisseurs des



## Validation du modèle

Le poteau a une section carrée  $0,27\text{m}\times 0,27\text{m}$  ; sa hauteur est de  $1,195\text{m}$ . La dalle a une épaisseur de  $0,09\text{m}$ . Les voiles V01 et V04 ont une épaisseur de  $0,18\text{m}$  tandis que les voiles V02 et V03 ont une épaisseur de  $0,09\text{m}$  ; leur hauteur sous plancher est  $1,035\text{m}$ , et la hauteur totale des voiles 1 et 4 est  $1,625\text{m}$ . La section des poutres nervures est indiquée sur la Figure 3.22.

L'ensemble des plans de coffrage de la maquette est présenté dans le rapport d'essai (Chaudat, 2002).

Le ferrailage est constitué d'aciers HA5 et HA6. L'ensemble des plans de ferrailage est présenté dans le rapport d'essais (Chaudat, 2002). On a dû réduire de 35% le ferrailage par rapport au respect strict du facteur d'échelle afin de pouvoir endommager suffisamment la maquette, compte tenu des capacités de la table vibrante Azalée.

Le ferrailage du plancher est constitué de deux nappes d'acier HA5, espacés de  $0,09\text{m}$ . Le ferrailage des voiles est constitué de deux nappes d'acier HA6, espacés de  $0,09\text{m}$ . L'enrobage des aciers est de  $0,015\text{m}$ .

Le ferrailage du poteau est constitué d'aciers longitudinaux HA6. Pour les poutres 1 et 3, les armatures longitudinales inférieures sont 8 HA6, et les armatures longitudinales supérieures sont 4 HA6. Pour les poutres 2 et 4, les armatures longitudinales inférieures sont 4 HA6, et les armatures longitudinales supérieures sont 4 HA5.

Afin de représenter la charge d'exploitation, et de respecter la loi de similitude de Cauchy-Froude, des masses additionnelles sont disposées sur la surface du plancher. Ces masses additionnelles sont de  $1380\text{ kg/m}^2$  sur la dalle principale (zone comprise entre V01, V04 et les poutres 1 et 3) et de  $410\text{ kg/m}^2$  sur les débords.

La maquette est fixée à la table par l'intermédiaire de 16 barres de précontrainte HR de diamètre  $12\text{ mm}$  (voiles V01 et V04 : 8 barres, voiles V02 et V03 : 7 barres et poteau P1 : 1 barre). Le détail de fixation des voiles et du poteau à la table est donné dans le rapport d'essais (Chaudat, 2002).

La maquette a été réalisée en deux coulées. La première coulée comprend la partie basse des voiles, jusqu'en sous-face du plancher. La seconde coulée comprend le plancher, ses débords, les nervures et le poteau.

La maquette a subi une opération de levage pour être placée sur la table Azalée. Cette opération a peut-être généré un premier endommagement de la maquette, léger puisque n'ayant pas occasionné de fissuration visible. Cette hypothèse sera discutée par la suite.



Figure 3.23 - Levage de la maquette P4 pour mise en place sur la table vibrante Azalée

Des essais de caractérisation sur éprouvette ont été réalisés sur le béton des deux coulées.

## Validation du modèle

La classe de résistance demandée pour le béton de la première coulée était B30. En raison des faibles résistances caractéristiques obtenues lors des essais de caractérisation, la résistance caractéristique demandée pour le béton de la seconde coulée a été B35.

Les résultats des essais de caractérisation réalisés à l'âge du béton lors des essais sont donnés dans le Tableau 3.4. Les caractéristiques des aciers sont présentées dans le Tableau 3.5.

Tableau 3.4 – Caractéristiques moyennes du béton mesurées sur éprouvettes, (Chaudat, 2002)

Béton	Module élastique statique (MPa)	Contrainte de rupture en compression (MPa)	Contrainte de rupture en traction (fendage) (MPa)
Coulée 1	25 736	31.8	3.1
Coulée 2	27 155	37.3	3.1

Tableau 3.5 – Caractéristiques moyennes des aciers d'armature, (Chaudat, 2002)

Acier	Module élastique statique (MPa)	Limite élastique (Re en MPa)	Limite à rupture (Rm en MPa)	Rm/Re
HA 5	190953	615	630	1,02
HA 6	198203	553	553	1,10

### 3.1.2 Description des essais

Les essais comprennent deux types de sollicitation :

- des essais « bruit blanc » à faible niveau (0,08g) afin de mesurer les fréquences de résonance de la maquette en vertical, réalisés dans l'état initial et après chaque run sismique ;
- des essais sismiques mono-axiaux dans la direction verticale, de niveau d'excitation croissant. Le signal imposé est un accéléromètre transféré calculé au niveau d'un plancher de bâtiment BAS-BL à partir d'un spectre de sol de type NRC calé à 0,1g, d'une durée d'une vingtaine de secondes et amplifié de façon croissante. Les runs réalisés sont numérotés de 1 à 11, avec un niveau d'accélération maximale croissante de 0,074g à 1,45g (soit un facteur de 0,5 à 10 environ par rapport au niveau de dimensionnement). L'accélérogramme correspondant est présenté en Figure 3.24.

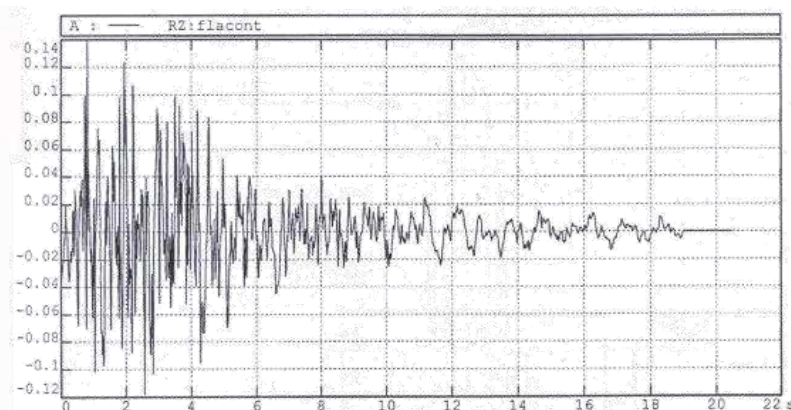


Figure 3.24 – Accélérogramme imposé à la base de la maquette (Chaudat, 2002)

## Validation du modèle

Les runs qui sont reproduits dans les calculs sont les runs 1 à 7 (jusqu'à 0,59g, soit un niveau 4 fois supérieur au niveau de dimensionnement environ), couvrant le domaine de comportement linéaire de la maquette et les premières non-linéarités, avec l'apparition d'une fissuration au droit des jonctions avec les voiles, en face supérieure du plancher. La liste des runs et de leurs niveaux est présentée au Tableau 3.6.

Tableau 3.6 – Liste des essais et niveaux réels d'excitation maximaux obtenus sur la table, (Chaudat, 2002)

Essai	Niveau max (g)
Run 1	0.074
Run 2	0.15
Run 3	0.23
Run 4	0.33
Run 5	0.34
Run 6	0.37
Run 7	0.59
Run 8	0.79
Run 9	1.08
Run 10	1.29
Run 11	1.45

La maquette a été instrumentée au niveau du plancher, pour un suivi des déplacements verticaux (4 points en sous-face) et des accélérations verticales (23 points en face supérieure) au cours des différents runs. Les mesures d'accélération ont été enregistrées avec un échantillonnage à 100 Hz et filtrées à 50 Hz. Cet échantillonnage n'est pas vraiment suffisant par rapport aux gammes de fréquence d'intérêt (la fréquence de Nyquist est très proche de la fréquence du second mode propre de la maquette).

Par ailleurs le comportement de la table et de la fixation de la maquette à la table n'a pas fait l'objet d'un suivi spécifique (l'accélération de référence est mesurée en un point situé au centre de la table, les voiles n'ont pas été instrumentés). Or des difficultés de pilotage de la table et une certaine interaction avec la maquette, significatives à partir du run 7, ont pu être constatées.

Les déplacements verticaux résiduels ont également été mesurés après chaque run, en chacun des 4 points en sous-face de plancher.

### 3.1.2.1 Comportement modal

Le premier mode vertical du plancher a une fréquence propre initiale de 19,3Hz, qui diminue après le run 4. Elle est évaluée à 17,9Hz après le run 7 (0,59g).

L'amortissement associé, déterminé par analyse modale des essais bruit blanc, réalisés après chaque run sismique, est évalué à 2,35 % initialement, et augmente à partir du run 4 pour atteindre 4 % environ après le run 7, cf. (Chaudat, 2002). On note que ces valeurs d'amortissement réduit, que l'on peut qualifier de « résiduel », sont plus faibles que celles identifiables au cours de la phase forte de



## Validation du modèle

la réponse sismique, produisant une part plus importante de dissipation d'énergie. L'ensemble des valeurs évaluées lors des essais est présenté dans le Tableau 3.7.

La fréquence et l'amortissement du second mode suivent des tendances similaires à celles du 1er mode, bien que la chute de fréquence du second mode soit moins importante que celle du 1<sup>er</sup> mode au cours des runs

Tableau 3.7 – Evolution des fréquences et amortissements après les différents runs pour le premier mode, (Chaudat, 2002)

Après Run	Accélération max. - Table (g)	Fréquence (Hz) Mode 1 / Mode 2	Amortissement (%) Mode 1 / Mode 2
-	Valeur initiale	19.3 / 39.4	2.35 / 1.8
1	0.07	19.3 / 37.9	2.11 / 2.2
2	0.15	19.3 / 37.9	2.29 / 2.1
3	0.23	19.24 / 37.6	2.04 / 2.1
4	0.34	18.9 / 37.4	3.39 / 2.5
7	0.59	17.9 / 36.4	4.01 / 2.6
8	0.79	16.7 / 35.0	3.65 / 3.85
9	1.08	16.1 / 34.1	3.97 / 3.7
10	1.29	14.7 / 31.8	4.07 / 4.4

### 3.1.2.2 Comportement au cours des runs sismiques

Les premières fissures sont apparues sur la face supérieure du plancher, le long des voiles V01 et V04, au cours du run 4 (0,33g). Ces fissures ont continué à évoluer au cours des runs suivants. Sous le plancher principal, des fissures sont apparues au cours du run 9 (1,08g), suivant un schéma « en étoile », et ont peu évolué ensuite. Ces fissures ont été schématisées en Figure 3.25.

## Validation du modèle

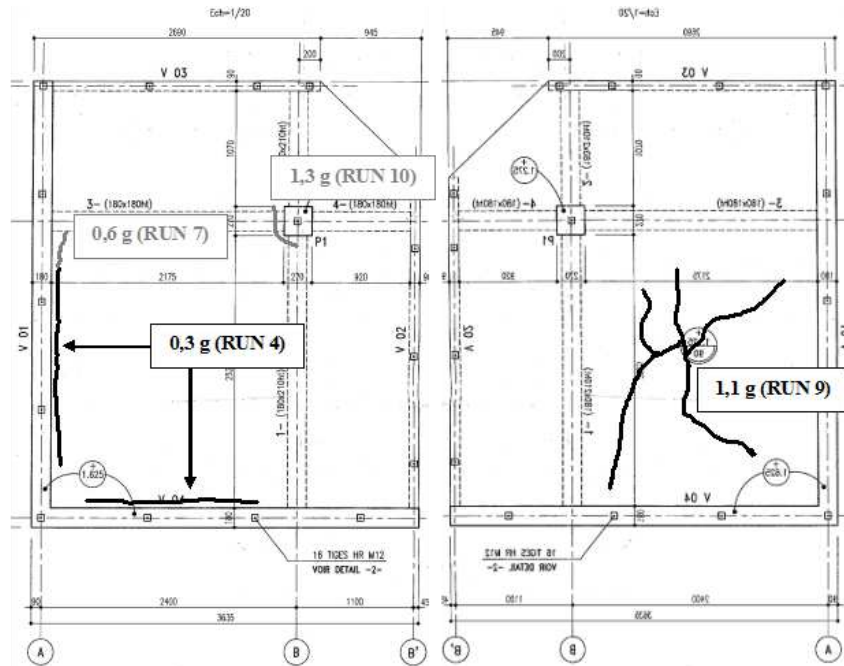


Figure 3.25 – Fissuration sur les faces supérieure (à gauche) et inférieure (à droite) du plancher principal, (Chaudat, 2002)

Des déplacements résiduels, listés dans le Tableau 3.8, sont observés sous le plancher et les nervures après le run 3, et s’amplifient fortement à partir du run 7.

Tableau 3.8 – Déplacement résiduel et résiduel cumulé sous le plancher et les nervures, (Chaudat, 2002)

Run	Accélération max. - Table (g)	Déplacement résiduel (mm) / Déplacement résiduel cumulé (mm)		
		Centre du plancher (dzp1)	Centre Nervure N1 (dzn1)	Centre Nervure N2 (dzn2)
1	0.074	0 / 0	0 / 0	0 / 0
2	0.15	0 / 0	0 / 0	0 / 0
3	0.23	-0,06 / -0,06	-0,01 / -0,01	-0,02 / -0,02
4	0.34	-0,09 / -0,17	-0,03 / -0,04	-0,02 / -0,04
7	0.59	-0,30 / -0,47	-0,06 / -0,10	-0,11 / -0,15
8	0.79	-0,50 / -0,97	-0,15 / -0,25	-0,18 / -0,33
9	1.08	-0,56 / -1,53	-0,17 / -0,42	-0,14 / -0,47
10	1.29	-0,97 / -2,50	-0,30 / -0,72	-0,11 / -0,58

Les aciers instrumentés sont restés dans le domaine élastique.

# Validation du modèle

## 3.2 Modélisation des essais : modélisation plaque de référence

Pour constituer une modélisation de référence des essais, qui sera ensuite comparée aux résultats obtenus en ajoutant le modèle de jonction au paragraphe 3.3, on présente ici la modélisation plaque usuelle qui a été réalisée ainsi que les résultats obtenus avec cette modélisation.

### 3.2.1 Modélisation

A partir d'une modélisation préexistante de la maquette P4, plusieurs modélisations ont été proposées de façon à évaluer la capacité de modélisations de degré de complexité différent à représenter les phénomènes observés, et en particulier à évaluer les spectres de planchers verticaux, calculés au centre du plancher, à différents niveaux de sollicitation.

Les modélisations qui ont été comparées sont les suivantes :

- Modélisation A : Le plancher et les voiles sont modélisés avec des éléments finis de plaque de Kirchhoff-Love en déformations et efforts généralisés (DKTG) associés à un comportement élastique. Les poutres et le poteau sont représentés par des éléments poutres d'Euler-Bernoulli (POU\_D\_E) avec un comportement élastique, de même que les barres de précontrainte liant la maquette à la table. Les masses additionnelles sont modélisées par des éléments discrets en translation (DIS\_T). Le module de Young affecté au béton du plancher a été recalé en fonction des données expérimentales disponibles, pour assurer une concordance avec la fréquence propre initiale du mode propre principal en vertical du plancher. L'amortissement est représenté par un amortissement global de Rayleigh calé à 7% sur la plage 15–75 Hz.
- Modélisation B : Le plancher est modélisé avec des éléments finis de plaque DKTG associés à la loi de béton armé DHRC (Combescure, et al., 2015), (Combescure, et al., 2013). Il s'agit d'un modèle global avec endommagement et déformations irréversibles, dédié à la représentation du comportement du béton armé pour des structures minces de type plaques ou coques. Il représente l'endommagement en flexion et sous sollicitations membranaires, ainsi que les déformations irréversibles amenées par le glissement acier-béton, mais ne permet pas de représenter la plasticité des aciers. Le module de Young affecté au béton du plancher a été recalé en fonction des données expérimentales disponibles, pour assurer une concordance avec la fréquence propre initiale du mode propre principal en vertical du plancher (Ce calage est différent de la modélisation A étant donné la prise en compte de la contribution des aciers). Les poutres sont modélisées avec des poutres multifibres. Les fibres en béton utilisent la loi MAZARS\_GC, qui est une déclinaison de la loi d'endommagement de Mazars (Mazars, 1984) en unidimensionnel, valide pour des chargements cycliques. Les fibres d'armatures ont un comportement élasto-plastique à écrouissage cinématique, avec un critère de plasticité de Von Mises. Le poteau et les voiles ont un comportement élastique. L'amortissement est représenté par un amortissement global de Rayleigh calé à 2,35% sur la plage 15–75 Hz pour les 3 premiers runs, et calé à 4% pour les runs 4 et 7.
- Modélisation C : Le plancher et les voiles sont modélisés avec des éléments finis DKTG associés à un comportement élastique. Les poutres et le poteau sont représentés par des éléments poutres avec un comportement élastique. Le module de Young affecté au béton du plancher correspond au module recalé de la modélisation A, divisé par 2 pour tenir compte de façon simplifiée de la fissuration du plancher. L'amortissement est représenté par un amortissement global de Rayleigh calé à 7% sur la plage 15–75 Hz.

## Validation du modèle

- Modélisation D : Le plancher est modélisé avec des éléments finis DKTG associés à la loi de béton armé GLRC\_DM, présentés au paragraphe 2.2 du présent chapitre. Les poutres sont modélisées avec des poutres multifibres, basées sur des poutres de Timoshenko. Les fibres en béton utilisent la loi MAZARS\_GC. Les voiles et le poteau ont un comportement élastique. Les paramètres des lois de comportement ont été déterminés à partir des données expérimentales disponibles. Le calage des paramètres de la loi GLRC\_DM a été effectué selon la méthode « tangente » présentée ci-dessous. Le module de Young affecté au béton du plancher est celui de la modélisation B. L'amortissement est représenté par un amortissement global de Rayleigh calé à 2,35% sur la plage 15–75 Hz pour les 3 premiers runs, et calé à 4% pour les runs 4 et 7.
- Modélisation E : Cette modélisation est identique à la modélisation D, excepté le fait que le calage des paramètres de la loi GLRC\_DM a été effectué selon la méthode « courbure cible » présentée ci-dessous, sur la base de la flèche résiduelle au centre du plancher en fin du run 7.

On notera que, lors de cette phase, la méthode de recalage de la fréquence initiale du modèle qui avait été privilégiée lors du benchmark associé aux essais a été suivie : le module d'Young du plancher a été ajusté pour que la fréquence propre du premier mode dans la direction Z soit cohérente avec la fréquence propre évaluée expérimentalement, ce qui amène à prendre en compte un module de 10 à 20% inférieur à la valeur évaluée expérimentalement.

En partant du constat que le niveau de sollicitation atteint dans la structure pour les niveaux sismiques visés (du séisme de dimensionnement à quelques fois ce niveau de séisme) n'était pas suffisant pour atteindre un comportement complètement fissuré de la dalle, qui était l'hypothèse sous-jacente à la méthode de paramétrage préexistante de la loi de comportement GLRC\_DM, une méthode de paramétrage plus adaptée à ces niveaux de sollicitation a été développée.

Cette méthode de paramétrage, présentée de façon détaillée en annexe E, propose deux calages de la loi de comportement :

- L'un dédié à la représentation d'une structure commençant à s'endommager (par exemple, une structure sollicitée entre 1 et 2 fois son niveau de dimensionnement), ne nécessitant pas une connaissance exacte *a priori* du niveau d'endommagement atteint (méthode « tangente ») ;
- L'autre permettant d'effectuer un calage plus fin de la loi, intéressant dans le cadre d'un benchmark par exemple, connaissant le niveau de sollicitation visé. Il peut permettre un calage plus fin que le calage précédent, et la prise en compte de non-linéarités un peu plus fortes que le calage précédent, néanmoins il nécessite une connaissance *a priori* du niveau de sollicitation visé et son usage reste donc limité à des calculs avec rebouclage ou à la représentations d'essais / benchmarks (méthode « courbure cible »).

### 3.2.2 Comportement modal

La fréquence propre calculée pour le premier mode propre est comparée à l'évaluation expérimentale qui en a été faite au moyen d'un bruit blanc bas niveau.

Pour les modèles faisant intervenir des lois de comportement non-linéaires, le calcul des fréquences propres est effectué à partir de la matrice tangente.

Les résultats sont présentés sur en Figure 3.26.

## Validation du modèle

Etant donné le recalage effectué, la valeur initiale coïncide avec les résultats expérimentaux. Par contre la fréquence propre du premier mode évaluée avec les modèles non linéaires décroît ensuite plus rapidement que ne le font les observations expérimentales.

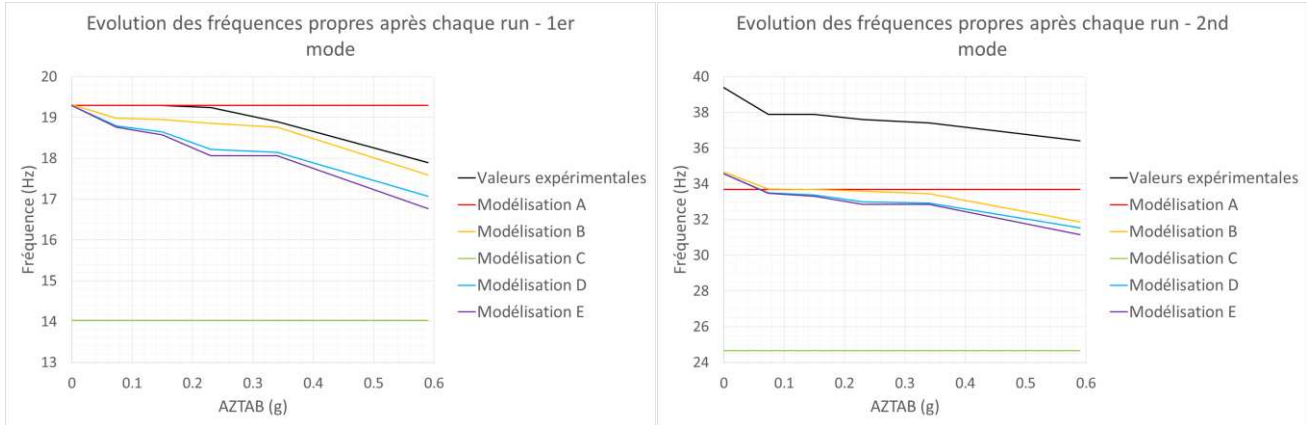


Figure 3.26 – Evolution des fréquences propres du premier et du second mode

La fréquence du second mode est quant à elle moins bien reproduite par les différentes modélisations, qui en évaluent des fréquences bien plus basses.

### 3.2.3 Spectres de réponse en pseudo-accelération au centre du plancher

La comparaison sera focalisée sur deux des runs, le run 3 (ZPA : 0.23g, soit une sollicitation de l'ordre de 2 fois le niveau de dimensionnement) et le run 7 (ZPA : 0.59g, soit une sollicitation de l'ordre de 4 fois le niveau de dimensionnement), représentatifs des niveaux de sollicitation d'intérêt dans une structure réelle soumise à un séisme de niveau plusieurs fois supérieur à son niveau de dimensionnement.

Les spectres de réponse à 5 % d'amortissement en pseudo-accelération absolue au centre du plancher sont comparés pour les différentes modélisations au SRO construit à partir de l'accélérogramme enregistré au centre du plancher au cours de l'essai.

Ces spectres sont représentés sur les graphes en Figure 3.27.

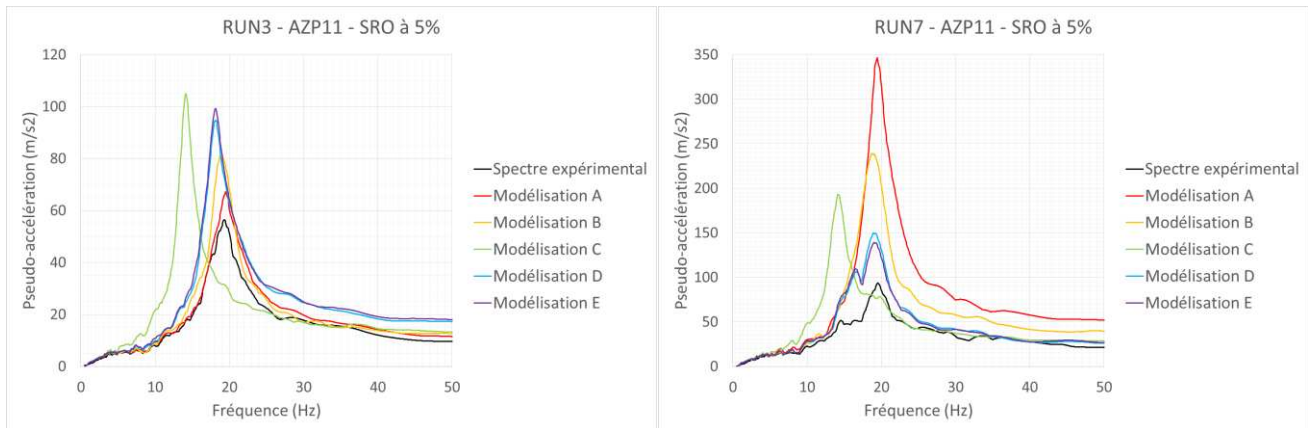


Figure 3.27 – SRO à 5% d'amortissement au centre du plancher pour les run 3 et 7

## Validation du modèle

Pour le run 3 (run très faiblement non linéaire), on constate une très bonne corrélation entre les résultats expérimentaux et le calcul élastique (modélisation A) avec les valeurs de module initial recalé et un amortissement réduit de 7 % avec les résultats expérimentaux.

Le calcul élastique avec le module divisé par 2 (modélisation C) amène une fréquence propre très différente de celle évaluée lors des essais (très peu de dégradation de la fréquence propre principale à ce stade) et donc un spectre de réponse assez différent.

Les modélisations D et E (GLRC\_DM) donnent des spectres de réponse avec un pic légèrement décalé par rapport aux valeurs expérimentales, dû à un endommagement trop précoce du béton, avec une certaine amplification par rapport aux résultats qui pourrait être associée au fait que la dissipation d'énergie (amortissement) dans ce modèle de comportement du béton armé n'est pas complètement représentée, en particulier en ce qui concerne la partie hystérétique.

La modélisation B (DHRC) permet d'obtenir un résultat un peu plus proche de l'expérimental à ce stade, avec une apparition plus tardive de l'endommagement que pour les deux modélisations précédentes.

Pour le run 7 (run faiblement non linéaire), on constate une bonne corrélation entre les résultats expérimentaux et les spectres évalués avec GLRC\_DM (modélisations D et E) en termes de fréquence au pic et de ZPA.

L'amplification au pic est surestimée, ce qui pourrait être associé à un défaut de modélisation de l'amortissement dans le modèle de comportement du béton armé GLRC\_DM, néanmoins les valeurs obtenues sont plus proches des résultats expérimentaux que le calcul élastique (modélisation C) avec un module élastique divisé par 2 et un amortissement réduit égal à 7 %, qui présente par ailleurs le désavantage de mal cibler la fréquence au pic.

Les calculs linéaires avec le module élastique instantané non divisé (modélisation A) et amortissement réduit égal à 7 % amènent quant à eux à un facteur supérieur à 3,5 sur l'estimation de l'amplification au pic.

La modélisation B (DHRC) donne de bons résultats vis à vis de la fréquence au pic, néanmoins la réponse du plancher (à la fois en termes de ZPA et valeur au pic) est surestimée à ce stade du comportement non-linéaire.

### 3.2.4 Synthèse des résultats

La mise en œuvre de différents types de modélisation pour représenter le comportement du plancher en béton armé de la maquette P4 au séisme vertical a été comparée à deux niveaux de sollicitation (comportement très faiblement à faiblement non-linéaire).

Les résultats confirment la pertinence de l'approche élastique simplifiée avec un module initial non réduit lorsque le niveau de sollicitation n'est que légèrement supérieur au niveau de dimensionnement et ne permet d'activer que de très faibles non-linéarités (run 3 – ZPA 0,23g).

Au niveau de sollicitation activant un comportement faiblement non linéaire dans la structure (run 7 – ZPA 0,59g), l'usage de la loi de béton armé GLRC\_DM pour les éléments plaques et de la loi de béton MAZARS\_GC pour les éléments poutres multifibres permet d'obtenir des spectres de réponse au centre du plancher plus proches des résultats expérimentaux que les méthodes simplifiées élastiques. L'accélération au pic, la fréquence au pic, et la ZPA des spectres de réponse au centre du plancher sont plus proches des résultats expérimentaux.

On note cependant le fait que la dissipation d'énergie (amortissement) dans le modèle de comportement du béton armé GLRC\_DM n'est pas complètement représentée, en particulier en ce

## Validation du modèle

qui concerne la partie hystérétique. Le souhait de n'ajouter au modèle que l'amortissement résiduel caractérisé lors des runs bruit blancs bas niveau, par le biais d'un amortissement de Rayleigh, amène de fait à sous-estimer ici l'amortissement et à sur-estimer les pics des spectres calculés par rapport aux résultats expérimentaux.

La modélisation avec des lois de comportement non-linéaires comme DHRC ou GLRC\_DM permet également d'obtenir une bonne estimation de l'ordre de grandeur des déplacements résiduels au centre du plancher, ce que ne permettent pas les calculs élastiques.

On a observé aussi que la modélisation du comportement non linéaire des poutres en béton armé soutenant le plancher en sous-face joue également un rôle favorable dans la réponse sous séisme de cette maquette : on a notamment mis en évidence un effet sur les fréquences des pics, qui se rapprochent des mesures expérimentales, grâce aux éléments poutres multifibres et la loi non linéaire de béton MAZARS\_GC.

Néanmoins, un point reste peu satisfaisant dans les études présentées ci-dessus : en effet, pour obtenir une fréquence propre initiale identique à celle évaluée avant le début des essais sismiques sur la maquette, il a été nécessaire de diminuer fortement le module d'Young du plancher par rapport à la valeur qui en avait été déterminée expérimentalement sur éprouvettes.

Malgré cela, on constate que la dégradation de fréquence propre du premier mode est surévaluée par les modèles non linéaires, avec lesquels une dégradation de fréquence se produit dès les premiers runs. Or les valeurs déterminées expérimentalement montrent que la première dégradation mesurée l'a été après le run 3. Par ailleurs, la dégradation de raideur se produit ensuite plus rapidement dans les simulations que sur la maquette, malgré les hypothèses tendant à surévaluer la raideur endommagée associées par exemple à la modélisation D.

Une hypothèse, envisageable malgré l'absence de données précises à ce sujet, serait que la maquette aurait été légèrement endommagée avant le début des essais, en particulier pendant l'opération de levage et transport, en raison d'effets dynamiques lors de cette opération ainsi que d'une raideur éventuellement insuffisante dans la direction verticale des poutres supportant la base du poteau pendant cette opération (Figure 3.23). Cela expliquerait à la fois le fait que la raideur initiale constatée ne correspond pas à l'attendu, et le fait que celle-ci n'a pas évolué du tout avant qu'un certain niveau de sollicitation (correspondant au niveau de sollicitation déjà vu par la maquette) ne soit atteint.

Pour les calculs suivants, avec le modèle de jonction, on testera si cette hypothèse permet d'améliorer la représentativité des calculs par rapport aux essais.

### 3.3 Introduction des jonctions

#### 3.3.1 Modélisations

Pour évaluer l'apport du modèle de jonction non linéaire, on comparera différentes modélisations :

- La modélisation D présentée au paragraphe précédent (modélisation plaques usuelle avec la loi de comportement GLRC\_DM pour le plancher, calée pour être pertinente à faible niveau d'endommagement) ;
- La modélisation E, similaire à la précédente, et n'en différant que par le paramétrage de la loi GLRC\_DM, calée pour être pertinente avec le niveau d'endommagement observé lors du run 7 ;
- La modélisation E, que l'on a complétée par le modèle élastique de jonction pour l'ensemble des jonctions présentes (jonctions voile/ plancher et voile /voile).

## Validation du modèle

- La modélisation E, que l'on a complétée par le modèle élastique de jonction pour les jonctions voile / voile et par le modèle non linéaire de jonction pour les jonctions voile-plancher, les rotules étant insérées uniquement à la connexion entre le plancher et la jonction. Comme précédemment, on prend en compte quatre valeurs possibles pour le paramètre de longueur caractéristique, les autres paramètres étant déterminés à partir des données matériau et de la section :  $L = 0,05m$  (modélisation E1),  $L = 0,1m$  (modélisation E2),  $L = 0,2m$  (modélisation E3) et  $L = 0,4m$  (modélisation E4).

### 3.3.2 Chargement

Conformément à l'hypothèse faite au paragraphe 3.2.4, on supposera qu'un léger endommagement de la maquette s'est produit préalablement aux essais sismiques. Pour cela on effectuera un premier calcul statique où on appliquera la gravité, en supposant que le poteau n'est pas bloqué dans ses déplacements verticaux, et qu'un coefficient d'amplification dynamique des charges de 1,5 est représentatifs des effets dynamiques produits par le levage. Ensuite on reviendra à l'équilibre pour le début des essais dynamique, en bloquant la base du poteau, et en appliquant uniquement la gravité.

### 3.3.3 Evolution des fréquences propres

L'évolution des fréquences propres obtenues avec les différentes modélisations est présentée en Figure 3.28.

On remarque que l'évolution des fréquences propres associée aux différentes modélisations est plus similaire aux observations expérimentales, et que la fréquence propre du second mode ainsi que son évolution est également mieux reproduite.

D'après les données présentées, le modèle non linéaire paramétré avec une longueur équivalente comprise entre 0,2 et 0,4m donnerait les résultats les plus pertinents en termes de fréquences propres par rapport aux données expérimentales.

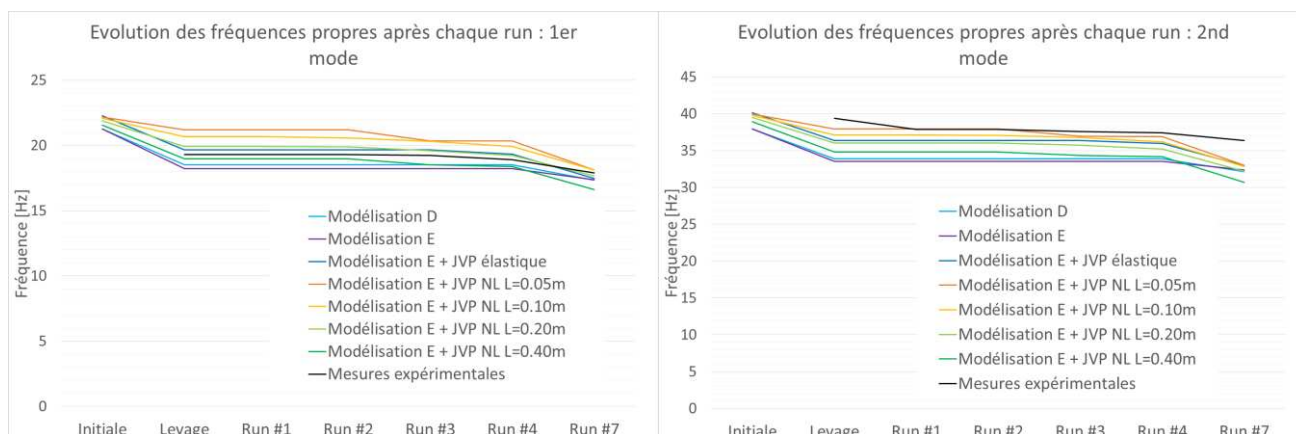


Figure 3.28 – Evolution des fréquences propres du 1<sup>er</sup> et du 2<sup>nd</sup> mode propre vertical au cours des runs : comparaison essais / calculs

Néanmoins les hypothèses assez fortes faites sur le pré-endommagement de la maquette, dont on ne connaît pas réellement le chargement statique équivalent, conduisent à considérer ces éléments avec précaution : avec un autre chargement statique équivalent, la longueur équivalente la plus pertinente ne serait peut-être pas la même.



## Validation du modèle

### 3.3.4 Spectres de planchers

Les spectres de planchers, calculés au centre de la dalle, sont comparés avec le SRO calculé à partir des accélérations enregistrées expérimentalement en ce point pour les runs 3 et 7.

Pour le run 3, faiblement non linéaire (solicitation de l'ordre de 2 fois le niveau de dimensionnement), on ne constate pas en Figure 3.29 d'apport significatif de l'introduction du modèle non linéaire de jonction sur les spectres au centre du plancher par rapport au calcul élastique linéaire à 7% d'amortissement. On notera que les résultats obtenus avec le paramétrage correspondant à une longueur équivalente  $L=0,2\text{m}$  pour la rotule non linéaire permettent d'approcher au mieux les résultats expérimentaux.

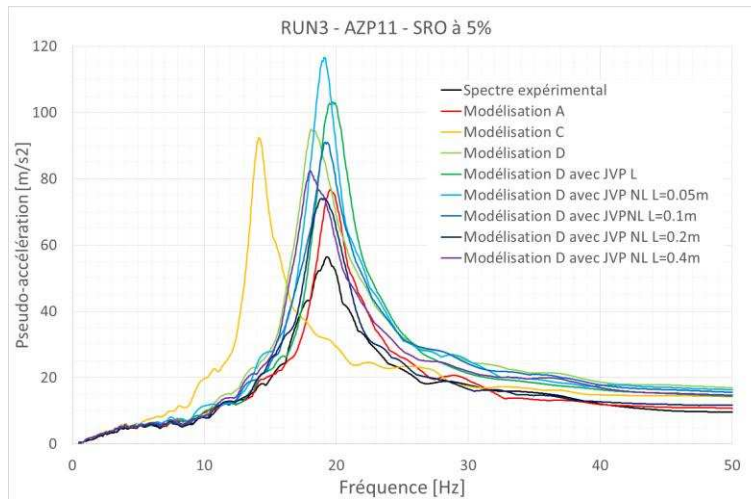


Figure 3.29 – SRO au centre du plancher pour le run 3 : comparaison essais / calculs

Lors du run 7 (Figure 3.30), plus fortement non linéaire (solicitation de l'ordre de 4 fois le niveau de dimensionnement), l'intérêt des modélisations avec le modèle de jonction non linéaire est perceptible. La modélisation paramétrée avec une longueur équivalente égale à 0,1m est cette fois-ci celle qui s'approche au plus près des résultats expérimentaux.

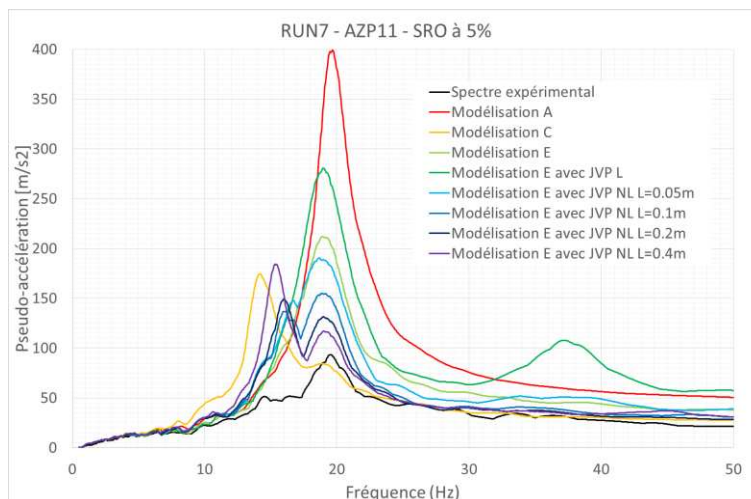


Figure 3.30 – SRO au centre du plancher pour le run 7 : comparaison essais / calculs

## Validation du modèle

En conclusion, les résultats obtenus en supposant un pré-endommagement semblent plus cohérents avec l'évolution des fréquences expérimentales. Un vrai travail de recalage du pré-endommagement pourrait sans doute permettre d'améliorer encore la représentativité des calculs.

Néanmoins, comme indiqué ci-dessus, en l'absence de données précises sur le pré-endommagement de la structure, qui n'est qu'une hypothèse, il serait prématuré de conclure sur la validité de l'une des modélisations proposées plutôt qu'une autre.

Malheureusement, les rotations des sections n'ont pas été mesurées sur la maquette, ce qui ne permet pas d'effectuer de comparaisons plus pertinentes pour évaluer l'intérêt des modélisations proposées par rapport aux essais.

### 4 CONCLUSIONS SUR LA VALIDATION DU MODELE DE JONCTION

Dans ce chapitre, différentes étapes de validation du modèle ont été présentées.

Le modèle élastique de jonction a tout d'abord été confronté à un modèle volumique de référence dans le cadre d'un plan d'expériences, visant à s'assurer que la comparaison couvrait l'ensemble du domaine d'application visé pour le modèle. Les résultats ont montré dans l'ensemble une amélioration de la représentation de la raideur et de la cinématique de la portion de structure étudiée par rapport à la modélisation plaque usuelle.

Le modèle élastique et le modèle non linéaire de jonction ont ensuite été confrontés aux résultats expérimentaux obtenus dans le cadre de la campagne expérimentale CEA-EDF sur les jonctions voile-plancher décrite au Chapitre 1.2. En statique, l'un des paramétrages proposés pour le modèle non linéaire permet d'obtenir des résultats en bon accord avec les résultats expérimentaux. En dynamique, malgré les difficultés à reproduire numériquement la sollicitation réellement vue par la maquette (modélisation des conditions limites non réalistes), le même paramétrage montre des résultats qui semblent pertinents en termes de raideur pour la phase endommageante. Pour rendre le modèle plus pertinent au-delà du seuil de plasticité, il faudrait que le modèle reproduise mieux la forme des boucles d'hystérésis observée en cyclique, ce qui constitue une perspective si des essais quasi-statiques cycliques alternés peuvent être menés par la suite pour calibrer le modèle et y intégrer les effets du glissement acier-béton dans la zone de la fissure.

Les résultats de la campagne d'essais P4 (essais dynamiques sur table vibrante d'un plancher sollicité dans la direction verticale, menés en 2002) montrent que l'usage du modèle de jonction non linéaire ouvre de nouvelles perspectives intéressantes d'interprétation des essais. Néanmoins certaines hypothèses effectuées ne peuvent être vérifiées par manque de données, et la jonction n'a que peu été instrumentée : aucune donnée sur les rotations des sections du voile ou du plancher n'est par exemple disponible pour comparaison.

Par ailleurs ces études ont permis d'évaluer l'impact du modèle en termes de temps de modélisation et de temps de calcul. Cet impact reste raisonnable et le temps de calcul est du même ordre de grandeur que le temps de calcul avec un modèle non-linéaire pour les plaques représentant le plancher. Néanmoins l'utilisation sur des bâtiments réels avec un nombre très important de jonctions nécessiterait une facilitation de modélisation et de la mise en données.

# Chapitre 4. Application du modèle de jonction à un cas d'étude industriel

## 1 DEFINITION D'UN BATIMENT NUCLEAIRE TYPE

Pour tester l'apport du modèle de jonction élastique sur le dimensionnement ou la vérification au séisme d'un bâtiment nucléaire, en élastique, un bâtiment-type a été défini, suffisamment simple pour avoir un comportement dynamique facile à appréhender et pour permettre une visualisation du cheminement des efforts suivant les chargements, mais intégrant quelques caractéristiques représentatives des bâtiments nucléaires étudiés. En particulier, ce bâtiment montre de fortes différences d'épaisseur d'un élément de structure à l'autre, des décalages de files parfois inévitables du fait des contraintes d'installation, un radier particulièrement épais.

Cette application est volontairement limitée au modèle de jonction élastique, les calculs de dimensionnement étant réalisés en élastique, et l'usage de calculs non linéaires en réévaluation restant encore rare dans les applications industrielles.

### 1.1 Description du bâtiment et du chargement

Le bâtiment type retenu est un bâtiment de 5 étages, chaque étage étant d'une hauteur moyenne de 5m, avec un radier de 1,5m d'épaisseur et des voiles et planchers d'épaisseur variable suivant les niveaux et les files, comprise entre 0,2 et 0,6m. L'emprise au sol du bâtiment est de 10,6m par 6,6m.

Le sol est un sol dur (sol HA au sens des EUR, avec un module de cisaillement  $G=6\text{GPa}$ , un coefficient de Poisson de 0,3 et une vitesse de propagation des ondes de cisaillement  $V_S=1550\text{m/s}$ ).

Les charges permanentes et variables sur les planchers sont comprises entre 10 et  $20\text{kN/m}^2$ .

Le séisme est représenté par un spectre EUR sol dur large bande, avec la ZPA (Zero Period Acceleration) calée à  $0,4g$ , comme représenté en Figure 4.1.

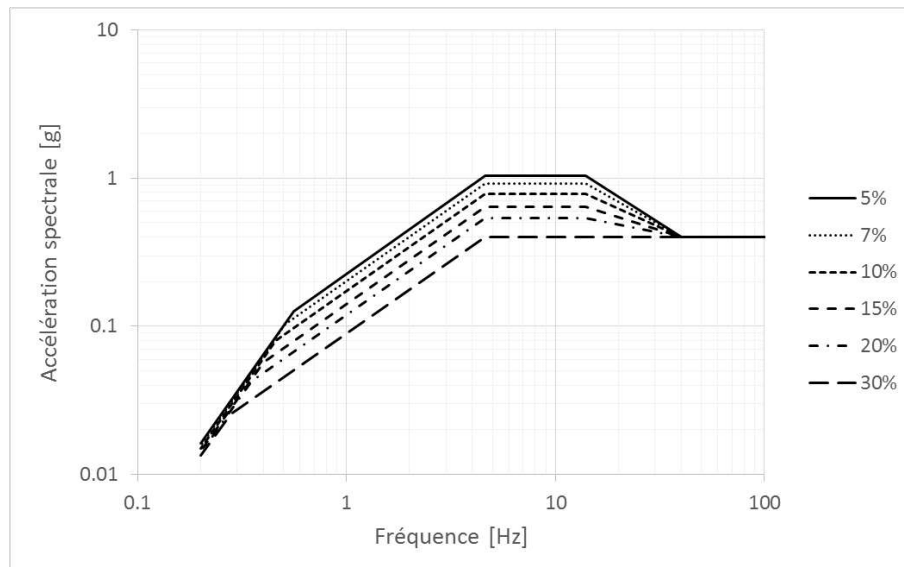


Figure 4.1 – Spectre de séisme horizontal considéré.

Les combinaisons de chargements considérées sont les 24 combinaisons de Newmark correspondant à l'ELU accidentel de séisme. Les charges variables sont pondérées d'un coefficient 0.3 dans ces combinaisons.

Pour une plus grande lisibilité des résultats, les cas de chargements thermiques n'ont pas été considérés dans les combinaisons. Seuls interviennent les effets de la gravité sur le poids propre, les chargements permanents et variables, et l'action du séisme.

## 1.2 Modélisations de la structure et des chargements

Deux modélisations de la structure sont réalisées avec code\_aster, visibles en Figure 4.2 :

- Une modélisation plaques conforme à la pratique usuelle en ingénierie (l'ensemble des éléments de structure, voiles, planchers, radier sont représentés par des éléments plaques prolongés jusqu'à l'axe des jonctions où les translations et rotations sont parfaitement transmises). Cette modélisation comprend 209 772 degrés de liberté ;
- Une modélisation où les jonctions entre voiles et entre voiles et planchers sont représentées à l'aide du modèle élastique de jonction. Le radier est modélisé à l'aide d'éléments volumiques, et la jonction entre le premier niveau de voiles (modélisé par des plaques) et le radier est assurée par l'écriture de relations cinématiques similaires à celles utilisées pour lier l'élément volumique de la jonction aux voiles et aux planchers. Cette modélisation compte 259 292 degrés de liberté.

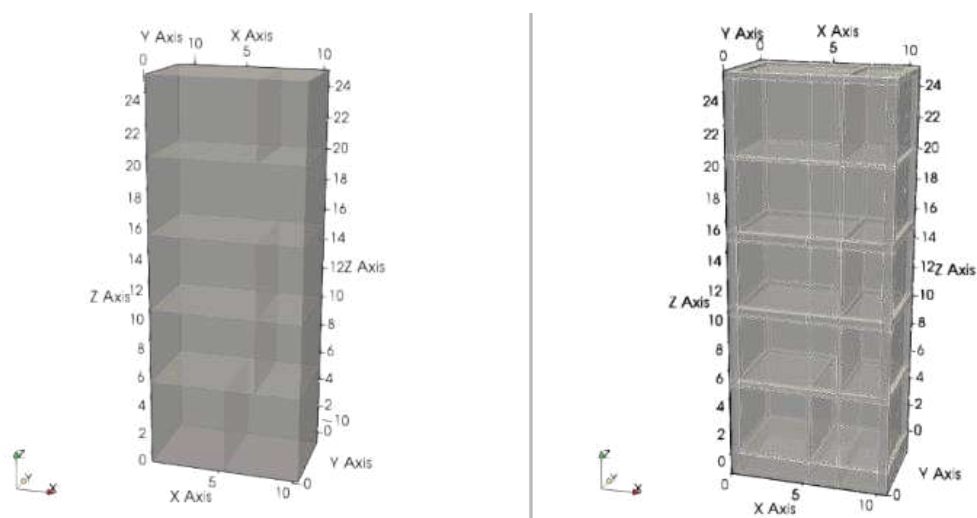


Figure 4.2 – Vues des modélisations – à gauche la modélisation plaque usuelle, à droite la modélisation avec le modèle élastique de jonctions et un radier volumique

L'interaction sol-structure est représentée par un tapis de ressorts de sol en translation dans les 3 directions (opérateur RIGI\_PARASOL de code\_aster). Un calcul d'impédance par la méthode de Deleuze a été utilisé pour déterminer les caractéristiques des ressorts, et un calage d'impédance a été effectué.

Sur la modélisation plaques, les charges surfaciques permanentes et variables ont été appliquées sur l'ensemble de la surface des planchers modélisée (y compris la zone comprise en réalité dans la jonction, pour se conformer à la pratique usuelle en ingénierie). Sur la modélisation avec le modèle de jonctions, les charges surfaciques ont été appliquées sur l'ensemble de la surface des planchers modélisée en plaques, c'est-à-dire du nu au nu des voiles.

Pour le calcul de la réponse spectrale, on effectue un cumul quadratique complet (CQC) des réponses modales.

### 1.3 Comportement statique et dynamique de la structure

Les déformées sous poids propre des deux modélisations sont comparées en Figure 4.3. Les ordres de grandeurs sont comparables, la masse étant égale aux jonctions près (comptabilisées deux fois dans le modèle plaque).

On notera que pour la masse accélérée sous séisme (comprenant la masse de la structure, les masses associées aux charges permanentes et la part des masses associées aux charges variables présentes en séisme), l'écart entre les deux modèles est quand même de 6%, ce qui n'est pas tout à fait négligeable.

On constate également un impact sur la flèche au centre des planchers, supérieure dans le cas du modèle plaque usuel. Cela s'explique par la différence de portée, qui comprend la partie de plancher incluse dans le voile dans le cas du modèle plaques. La différence de portée constatée dans le cas du bâtiment retenu est de 6 à 16% suivants les voiles et planchers considérés. Comme détaillé au Chapitre 2.2.1, l'impact de la différence de portée sur les fréquences propres, moments et flèches n'est pas négligeable.

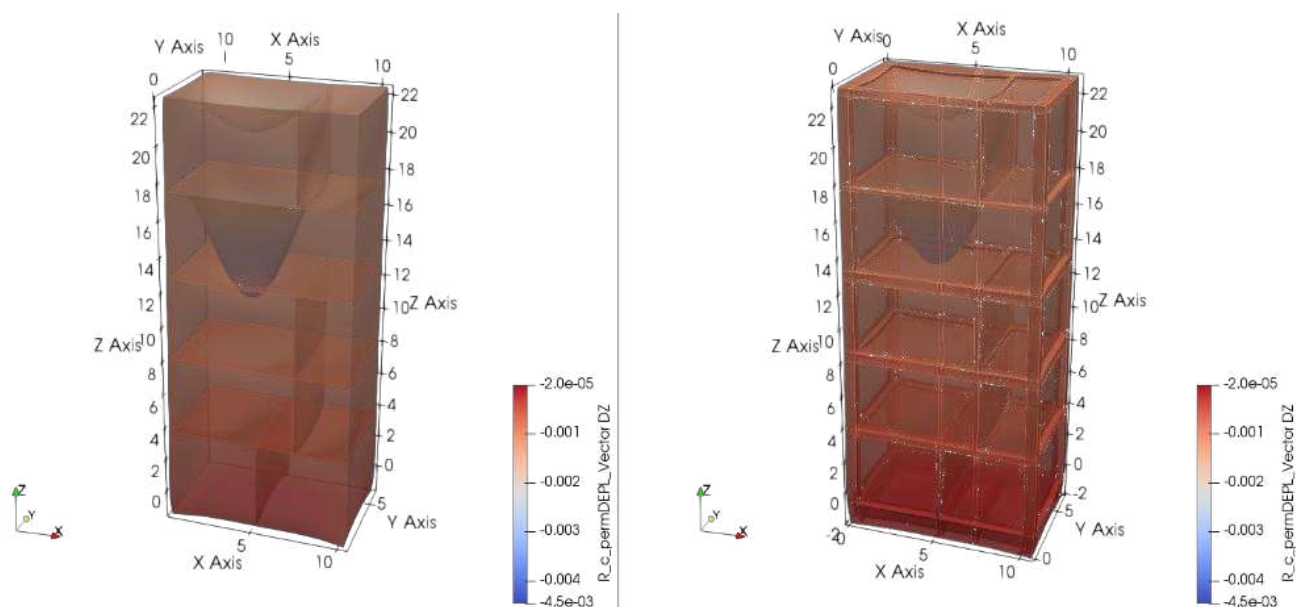


Figure 4.3 – Déformées sous poids propre des deux modèles (amplifiées d'un facteur 2000)

Les modes propres des deux modèles, sur base encastree, sont très proches : quelques dixièmes de Hertz d'écart pour les modes globaux (flexion, torsion) et jusqu'à quelques Hertz d'écart pour les modes locaux (flexion d'un ou plusieurs éléments de structure).

La modélisation avec l'élément de jonction, de portées réduites, montre des fréquences propres plus élevées que le modèle plaque usuel, malgré la légère réduction de masse dans ce modèle.

Une illustration du mode propre principal en flexion, dans la direction X, est donnée en Figure 4.4.

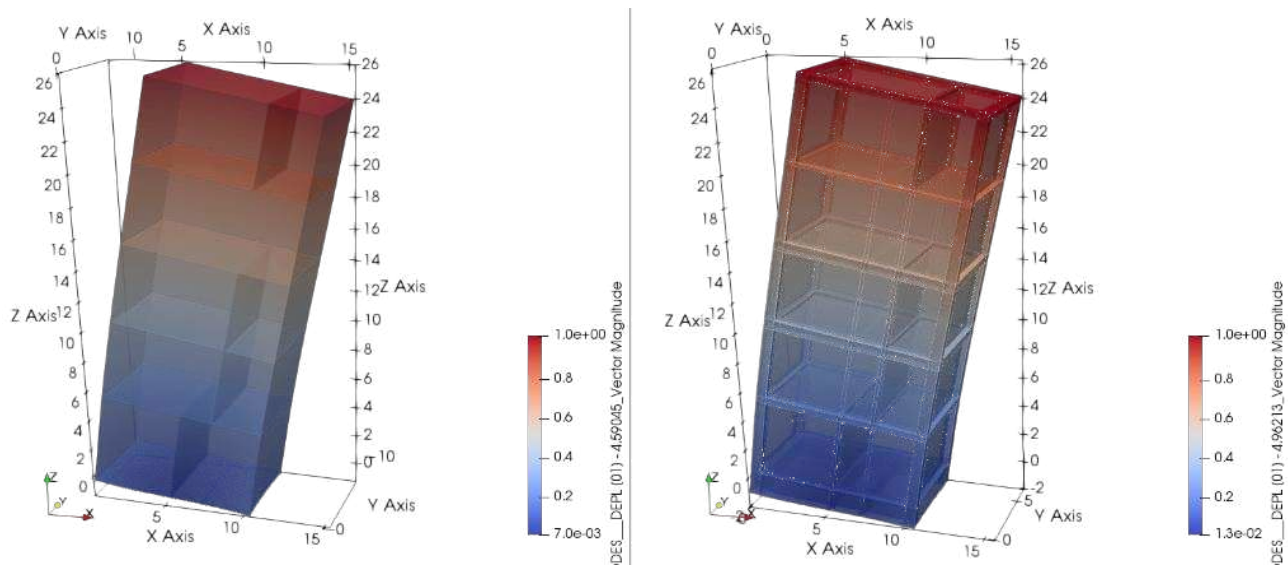


Figure 4.4 – Mode propre principal des deux modèles en flexion en x - déformations amplifiées

Avec la prise en compte de la raideur du sol, représentée par les ressorts, l'écart entre les deux modèles est un peu plus important (jusqu'à un Hertz d'écart sur les modes globaux), néanmoins le comportement modal reste relativement similaire entre les deux modèles.

Les fréquences des modes globaux sont présentées dans le Tableau 4.1.

Tableau 4.1 – Fréquences propre des modes principaux des deux modèles (avec interaction sol-structure)

Fréq. du mode [Hz]	Modèle plaque	Modèle proposé
Flexion Y	3,16	3,43
Flexion X	4,59	4,96
Torsion Z	13,73	14,74
Vertical Z	19,78	21,40

## 2 APPLICATION A L'OPTIMISATION DU FERRAILLAGE

L'intérêt de la modélisation avec le modèle de jonction élastique est de permettre d'obtenir directement à l'issue du calcul éléments finis une estimation plus réaliste des besoins en ferrailage, intégrant *a priori* la correction des moments sur appuis de l'EC2 sans nécessiter de correction ultérieure, et tout en restant sur une approche de dimensionnement élastique au séisme, conformément aux règles de dimensionnement applicables aux ouvrages nucléaires.

On étudie sur le cas d'application proposé l'impact de cette optimisation sur l'évaluation des quantités de ferrailage nécessaires.

La Figure 4.5 présente la demande en ferrailage dans la direction Y (dans la direction verticale pour les voiles, dans la direction de l'axe Y pour les planchers), évaluée sur les deux modèles, pour la face inférieure. Le ferrailage est calculé suivant la méthode en référence (Capra et al., 1978).

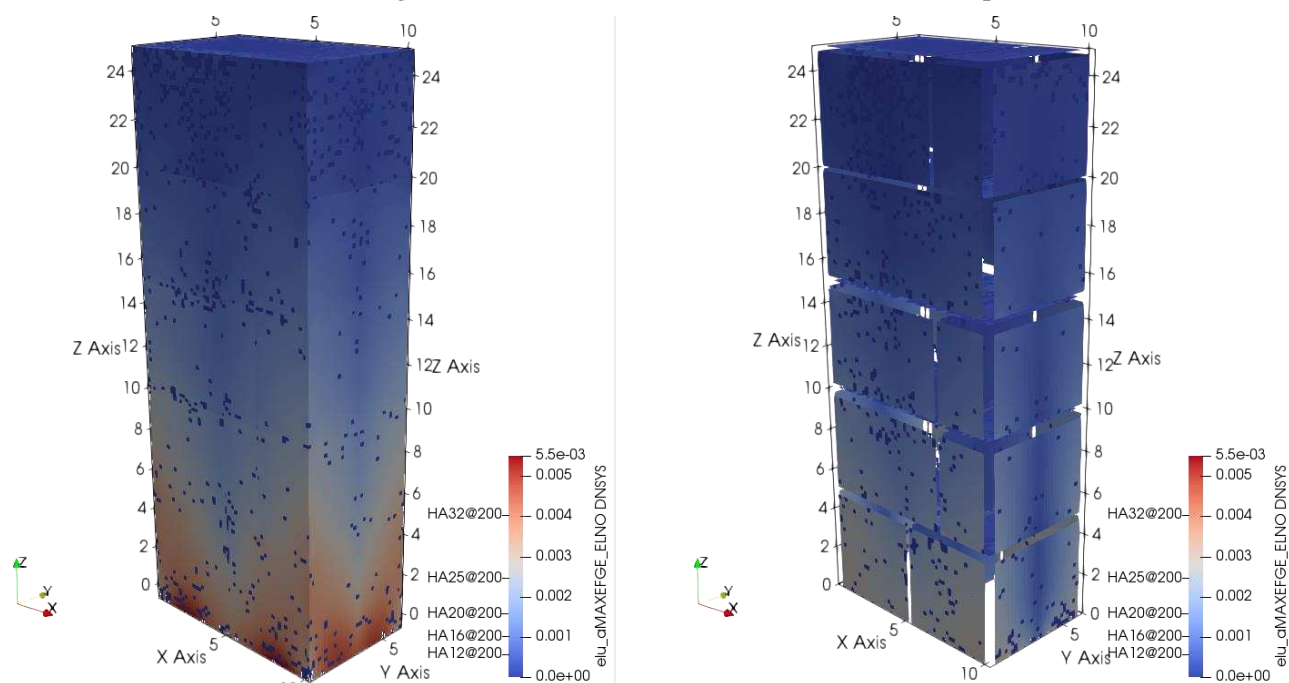


Figure 4.5 – Ferrailage dans la direction verticale des voiles, à l'intrados

De façon à évaluer quantitativement les appels de ferrailage, et à identifier l'impact potentiel sur la constructibilité, la distribution des sections de ferrailage et de la densité de ferrailage est appréciée de manière globale en utilisant une méthode simple de statistique descriptive. On s'est intéressé à la distribution relative des populations de sections d'armature sur 100 classes réparties entre 0 et la valeur maximale du ferrailage considéré pour les deux types de modélisation. Les résultats sont représentés sur la Figure 4.6.

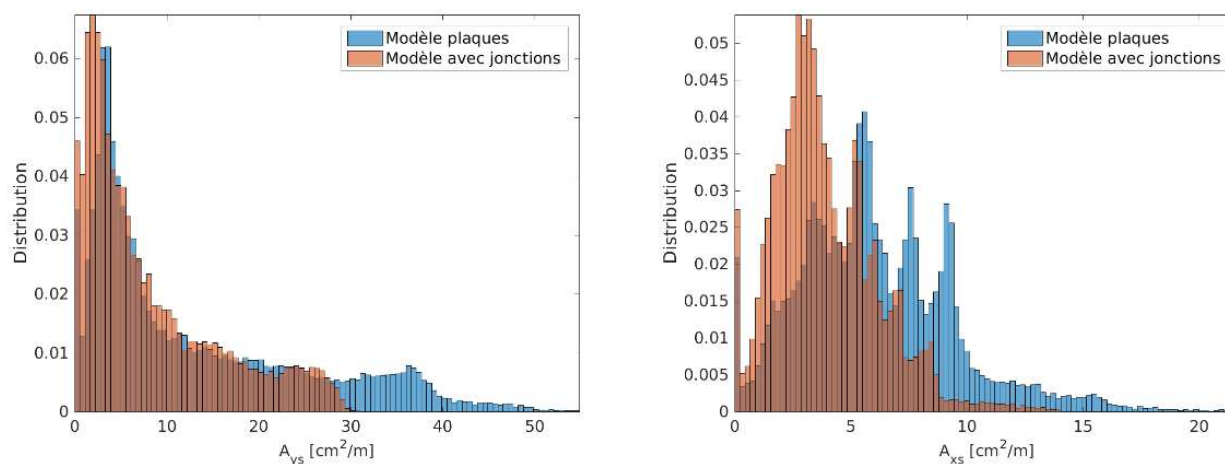


Figure 4.6 – Comparaison de la distribution des sections de ferrailage sur une des faces, dans les deux directions

Pour l'un des voiles externes de la structure, on évalue ci-après les sections d'aciers qui seraient à mettre en place par niveau.

Tableau 4.2 – Comparaison des sections de ferrailage longitudinal enveloppes aux différents niveaux du voile externe côté X+ (V = vertical, H = horizontal)

Niveau	Modèle plaques				Modèle avec jonctions			
	Extrados V	Intrados V	Extrados H	Intrados H	Extrados V	Intrados V	Extrados H	Intrados H
1	HA32+H A20@20 0	HA32@ 200	HA20@ 200	HA20@ 200	HA32/25 @200	HA25@ 200	HA20@ 200	HA20@ 200
2	HA32@ 200	HA32/25 @200	HA16@ 200	HA16@ 200	HA25@ 200	HA25@ 200	HA16@ 200	HA16@ 200
3	HA25@ 200	HA25@ 200	HA16@ 200	HA16@ 200	HA20@ 200	HA20@ 200	HA16@ 200	HA16@ 200
4	HA20@ 200	HA20@ 200	HA16@ 200	HA16@ 200	HA16@ 200	HA16@ 200	HA16@ 200	HA16@ 200
5	HA12@ 200	HA12@ 200	HA12@ 200	HA12@ 200	HA12@ 200	HA12@ 200	HA12@ 200	HA12@ 200

Sur l'ensemble du voile considéré, qui travaille principalement en flexion, le modèle proposé, intégrant une modélisation volumique du radier et le modèle élastique proposé pour les jonctions, permettrait de réduire le ferrailage longitudinal de 25%.

L'impact est nettement plus faible, voire quasiment nul, sur des éléments de structure travaillant principalement en traction membranaire (planchers ou voiles intérieurs de plus faible épaisseur). Par ailleurs, aucun critère de ferrailage minimum n'a été pris en compte ici. L'application d'un critère de ferrailage minimum sur le voile considéré réduirait *de facto* l'optimisation qui pourrait être faite des quantités de ferrailage, sous réserve que celles-ci passent sous le seuil correspondant.

Le gain global est donc dépendant en particulier du ferrailage minimum et de la proportion de zones travaillant en flexion.

Les facteurs qui contribuent à ce gain de ferrailage dans l'exemple étudié sont les suivants :

- La réduction des portées, des masses et des moments résultants par l'utilisation des éléments de jonction (les masses sont comptées une seule fois, les portées réelles sont prises en compte, les charges surfaciques sont appliquées uniquement de nu à nu de voile) ;
- La méthode d'exploitation des cartes de ferrailage (même sur un modèle plaques, le choix peut être fait de n'exploiter que les zones situées en dehors des zones de jonction, à condition que la discrétisation le permette). Néanmoins comme le montre la Figure 4.5, cette correction seule n'est pas suffisante pour compenser l'erreur introduite par la modélisation plaque, avant tout liée à l'erreur sur la portée ;
- La modélisation volumique du radier, plus légitime que la modélisation plaques vu son épaisseur, qui permet d'avoir un comportement du radier plus réaliste et la rigidité globale de la structure qui en dépend, avec la prise en compte de l'interaction sol-structure.

Cette étude montre la possibilité de réaliser des études de dimensionnement ou de réévaluation plus réalistes, où la méthode de calcul n'induit pas des marges non maîtrisées supplémentaires à celles



prévues par les règlements. La conservation de marges importantes à la conception, outre celles liées à l'application des paramètres et critères réglementaires, peut alors faire l'objet d'une démarche active et maîtrisée du concepteur.

### 3 APPLICATION AU CALCUL DE SPECTRES DE PLANCHERS LINEAIRES

De façon à évaluer l'impact du changement de modélisation proposé sur les spectres de planchers calculés dans la structure, qui sont exploités ensuite pour l'évaluation de la tenue au séisme des équipements, on comparera dans ce paragraphe les spectres de planchers évalués avec chacune des modélisations.

La démarche suivie pour évaluer les spectres de plancher est conforme au principe présenté en Figure 4.7, bien qu'elle soit réduite ici au seul sol considéré (sol HA).

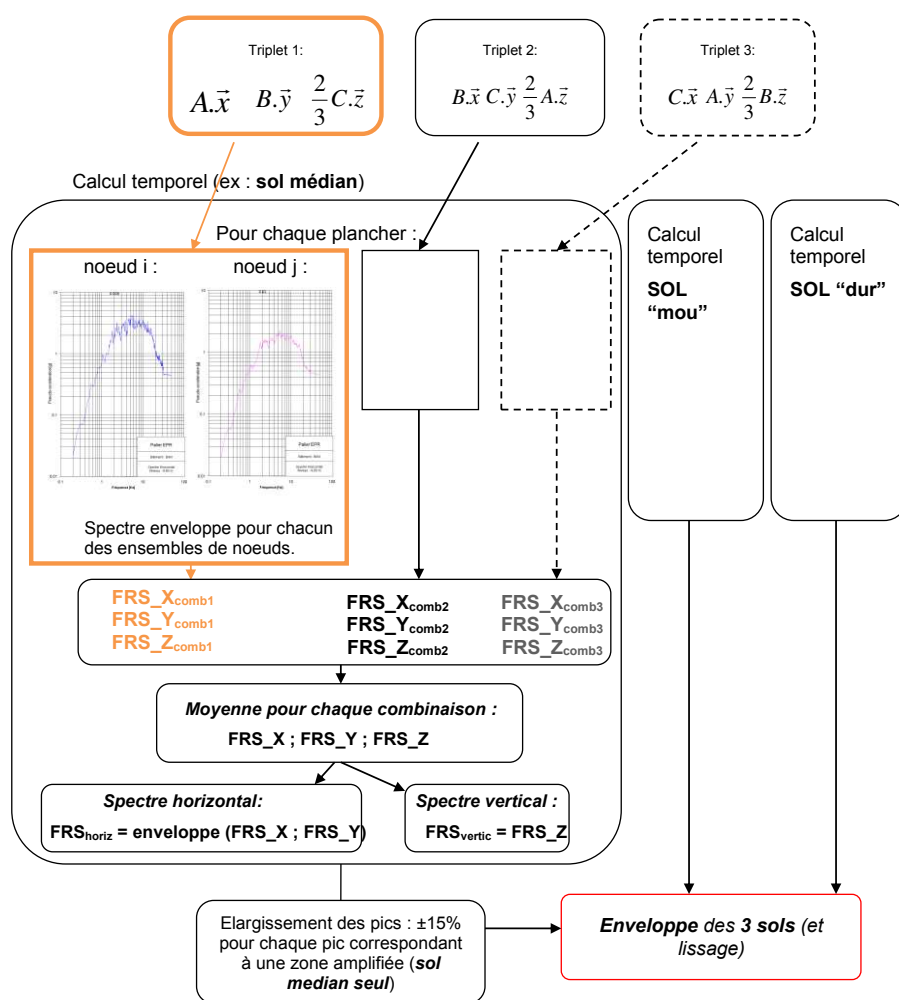


Figure 4.7 – Méthodologie pour les calculs de spectres de planchers enveloppe d'après (EDF, 2012)

Comme présenté en Figure 4.8, ces spectres de réponse sont calculés au niveau de la jonction entre les voiles et les planchers (au nu des voiles pour la modélisation avec le modèle de jonction élastique).

Par ailleurs, on calcule également des spectres de planchers tenant compte de l'amplification dynamique des planchers dans la direction verticale à partir des accélérations au centre des planchers.

L'ensemble de ces spectres sont des spectres de réponse en pseudo-accelération, calculés avec un amortissement de 5%.

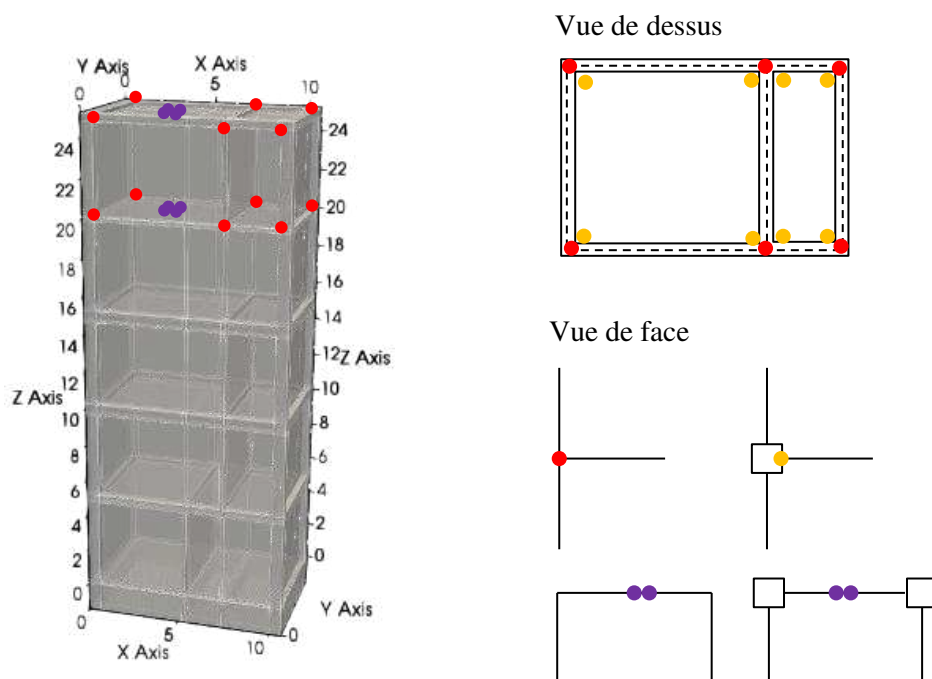


Figure 4.8 – Points de calcul des accélérations utilisées pour construire les spectres de planchers selon les modélisations (en rouge pour la modélisation plaque usuelle, en orange pour la modélisation avec le modèle de jonction ; en violet pour les spectres de planchers tenant compte des amplifications dynamiques dans la direction verticale)

Au niveau du plancher #4 ( $z=20\text{m}$ ), on présente sur la Figure 4.9 les spectres obtenus à partir de la réponse d'ensemble du bâtiment (accélérations calculées aux points en rouge / orange sur la Figure 4.8).

On constate une très grande similitude des spectres tracés, à l'exception de la direction verticale où la différence entre les modélisations est un peu plus sensible. Cet écart vient certainement principalement de l'impact de la modélisation volumique du radier sur le comportement dynamique du bâtiment avec interaction sol-structure.

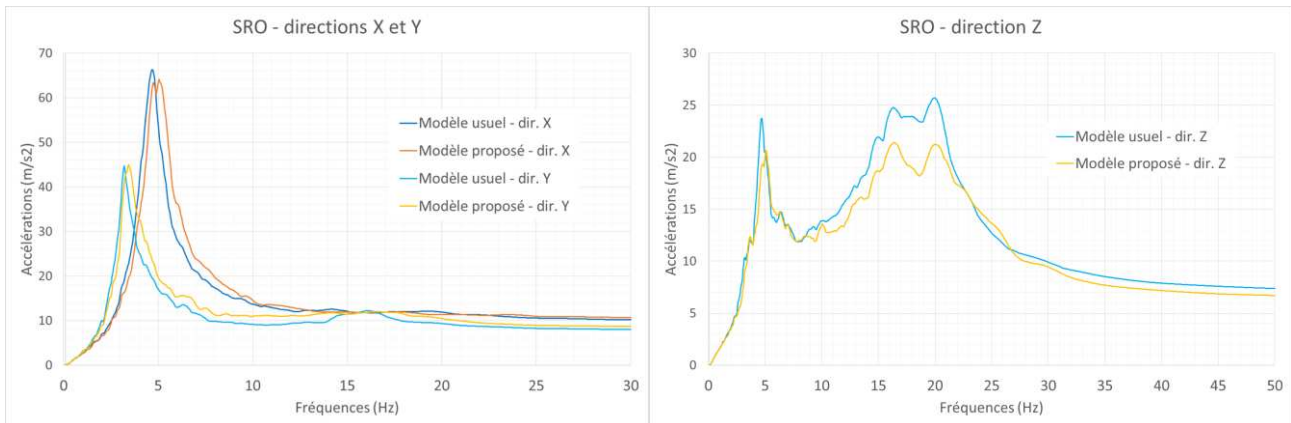


Figure 4.9 – SRO dans les directions horizontales et verticale pour le plancher #4 (au voile)

On trace également pour le plancher #4, qui est un plancher relativement souple, les spectres de planchers dans la direction verticale évalués au centre des planchers en Figure 4.10, qui prennent donc en compte l'amplification dynamique apportée par le plancher.

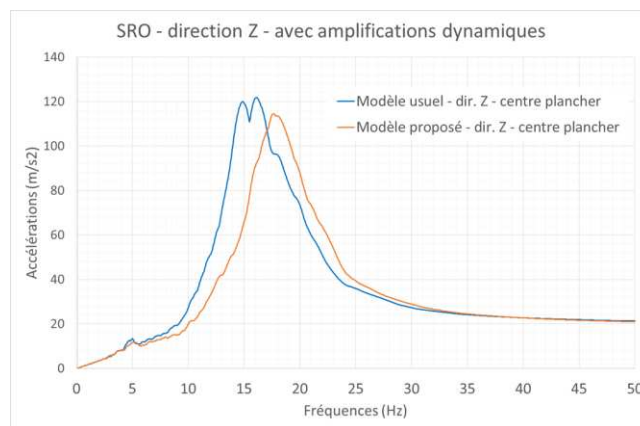


Figure 4.10 – SRO dans la direction verticale au centre du plancher #4

Pour le plancher #5, qui est plus raide, les spectres de planchers dans la direction verticale évalués au centre des planchers sont présentés en Figure 4.11.

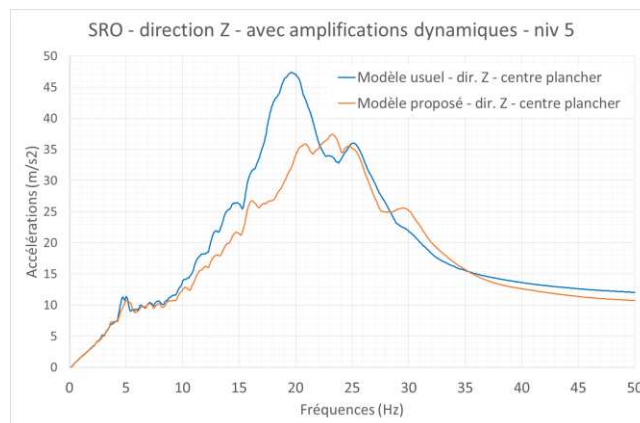


Figure 4.11 – SRO dans la direction verticale au centre du plancher #5

Dans les deux cas, on constate un léger impact sur l'amplitude des spectres qui a tendance à diminuer. Ceci s'explique par le fait que la fréquence propre des planchers étant proportionnelle à l'inverse du carré de leur portée, la prise en compte de portées plus réaliste tend à augmenter les fréquences propres élastiques des planchers. Or celles-ci étant généralement au pic ou sur la phase décroissante du spectre, cela conduit à diminuer légèrement les accélérations au centre des planchers.

De façon à généraliser un peu plus les observations précédentes, on effectue la même analyse pour un bâtiment moins élancé, réduit aux trois premiers niveaux du précédent bâtiment. Ce bâtiment, et les points de calcul des accélérations retenus pour construire les spectres de planchers, sont présentés en Figure 4.12.

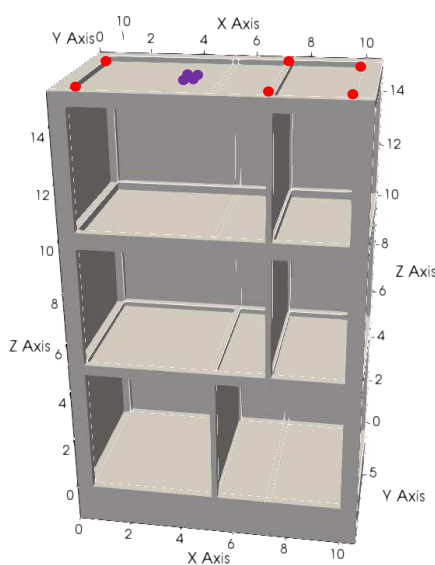


Figure 4.12 – Points de calcul des accélérations sur la modélisation du bâtiment réduite à 3 étages

Les spectres représentatifs des accélérations d'ensemble du bâtiment, obtenus au niveau 3 du bâtiment réduit, sont présentés en Figure 4.13.

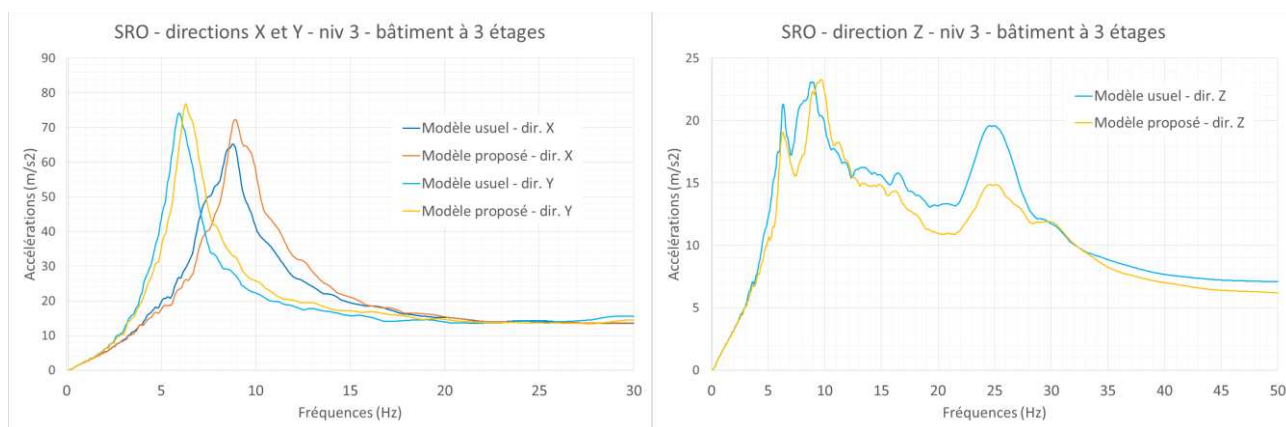


Figure 4.13 – SRO dans les directions horizontales et verticale sur le plancher #3 (au voile)

Les différences entre les modélisations sont là encore très faibles, bien que, contrairement au cas précédent, la modélisation avec le modèle de jonction donne des résultats légèrement supérieurs en termes d'accélération au pic dans les deux directions horizontales.

Les spectres verticaux évalués au centre du plancher, en Figure 4.14, montrent quant à eux la même tendance que constaté sur le bâtiment de 5 étages. Les amplifications dynamiques sont réduites par la hausse de fréquence des planchers.

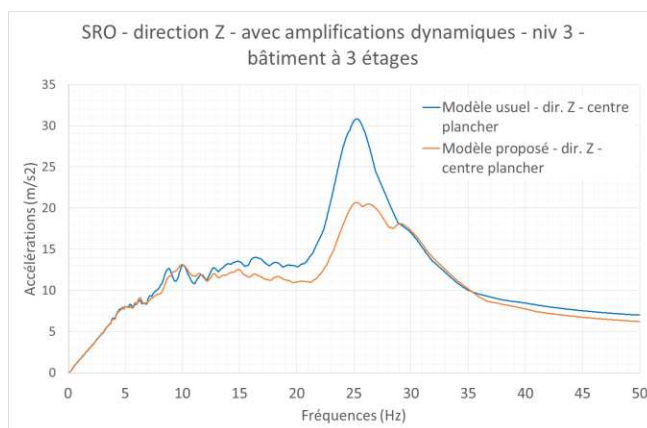


Figure 4.14 – SRO dans la direction verticale au centre du plancher #3

Pour résumer les écarts sur les spectres de planchers évalués par l'une ou l'autre modélisation, on a reporté ceux-ci en Figure 4.15.

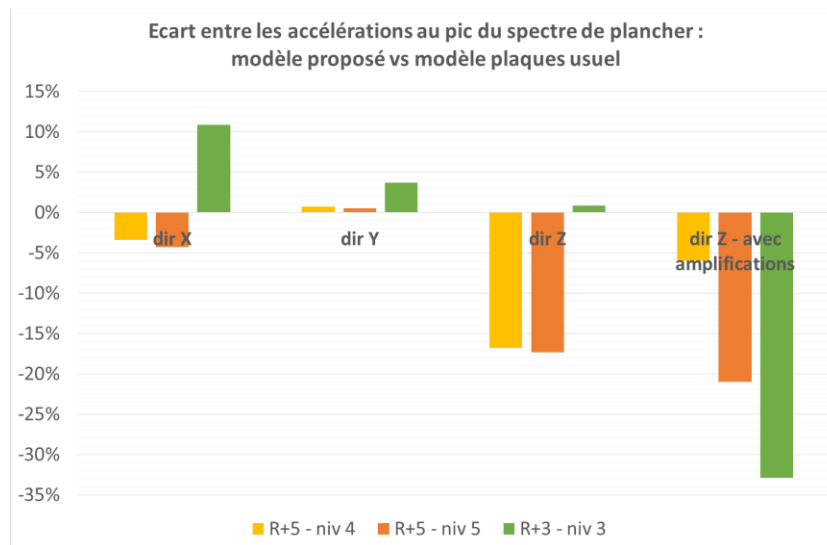


Figure 4.15 – Synthèse des écarts sur les SRO entre la modélisation plaques usuelle et la modélisation avec radier volumique et modèle élastique de jonction

Pour les spectres représentatifs des accélérations d'ensemble du bâtiment, l'impact de l'introduction du modèle élastique de jonction est très faible (très faible augmentation de la rigidité et légère baisse de la masse). Ces effets sont très faibles sur les spectres de plancher.

L'introduction d'une modélisation volumique du radier, qui a eu un impact plus important sur la rigidité globale du bâtiment compte-tenu de l'interaction sol-structure, étant donné l'inadéquation

du modèle plaques à l'épaisseur du radier, a un peu plus affecté la rigidité globale et conduit à des écarts un peu plus importants sur les spectres de réponse. Néanmoins ceux-ci restent tout à fait comparables.

Pour les spectres de planchers calculés au centre des planchers, dans la direction verticale, l'impact du changement de modélisation est beaucoup plus important. En effet la fréquence propre du plancher est proportionnelle à l'inverse du carré de sa portée, alors qu'elle est simplement proportionnelle à la masse.

Les fréquences propres des planchers étant généralement sur le plateau, la phase décroissante du spectre, voire au-delà de la fréquence de coupure pour certains, leur hausse conduit à des spectres soit équivalents soit d'amplitude au pic plus faible avec la modélisation faisant intervenir le modèle élastique de jonction.

#### 4 CONCLUSIONS SUR CE CAS D'ETUDE

La modélisation plus réaliste proposée avec l'introduction des éléments de jonction élastique et le radier modélisé à l'aide d'éléments volumiques a permis une évaluation plus réaliste des besoins en ferrailage, avec dès le calcul éléments finis la possibilité d'une évaluation directe des moments de nu à nu d'élément de structure support, intégrant la portée réelle des éléments de structure.

Le comportement dynamique global du bâtiment est peu modifié, mais sur les fréquences propres des planchers, qui jouent un rôle important dans les amplifications dynamiques locales, la prise en compte des portées réelles peut faire une différence importante, conduisant en général à une diminution de la pseudo-accélération spectrale au pic vu les gammes de fréquences.

## Chapitre 5. Conclusions et perspectives

Une campagne d'essais CEA-EDF a été menée pour mieux caractériser le comportement des jonctions voile-plancher, ces structures étant peu étudiées dans la littérature. Les essais réalisés en flexion quasi-statique puis dynamique sur table vibrante ont permis d'identifier les phénomènes se produisant au niveau des différentes parties de la jonction : au cœur de celle-ci, et à la connexion des éléments de structure avec la jonction. On retiendra en particulier l'existence de trois phases de comportement :

- Une phase purement élastique initiale, sans ouverture de fissure visible ;
- Une phase associée à une dégradation de raideur (raideur macroscopique globale, raideur en rotation à la connexion des planchers à la jonction) sans toutefois donner lieu à des déformations ou rotations résiduelles significatives. Lors de cette phase, des fissures visibles sont créées d'abord à la connexion des planchers à la jonction, lieux où les moments sont maximaux, puis progressivement sur une part de plus en plus importante de la zone tendue des planchers ;
- En dernier lieu, une phase où la raideur se stabilise à une valeur faible, et où des déformations ou rotations irréversibles constituent la majeure partie des déformations ou rotations créées. Lors de cette phase, il n'y a plus d'ouverture de nouvelles fissures, mais les fissures précédemment créées s'ouvrent de façon plus importante, en lien avec la plastification des aciers les traversant, ainsi que de phénomènes de glissements successifs et alternés entre l'acier et le béton dans la zone de la fissure, qui transparaissent dans la forme des boucles d'hystérésis.

Les courbes expérimentales montrent qu'une courbe tri-linéaire permet de décrire simplement mais raisonnablement précisément la courbe enveloppe de l'évolution du moment en fonction de la rotation des éléments de structure connectés à la jonction, à une distance de 10 à 20cm de celle-ci.

Les valeurs calculées analytiquement par analyse du comportement des sections de béton armé des moments permettant d'initier la fissuration puis la plasticité sont en bon accord avec les valeurs de moments auxquelles s'opèrent expérimentalement les transitions entre les phases.

Vis-à-vis des spectres transférés, on note l'impact de la dégradation de raideur de la structure au niveau de la jonction sur les fréquences et amplitudes des pics des spectres transférés, ce qui met en exergue la nécessité d'une représentation adéquate de cette dégradation pour la détermination des spectres de plancher à des niveaux de sollicitation supérieurs au niveau de dimensionnement.

Une étude sur le cas simple d'une poutre bi-encastée permet d'illustrer l'intérêt d'un modèle prenant en compte la portée réelle des éléments de structure et non la portée d'axe à axe qui va de pair avec la modélisation usuelle en plaques utilisée pour les bâtiments.

Un premier modèle de jonction, élastique linéaire, est donc proposé pour introduire dans un modèle éléments finis une représentation plus réaliste de la raideur et de la cinématique de la zone de la jonction dans son domaine élastique.

Ce modèle élastique, validé par la comparaison à un modèle de référence volumique dans le cadre d'un plan d'expériences numérique, est ensuite confronté à une application industrielle dans le cadre d'une étude de l'impact de cette modélisation sur le dimensionnement et l'évaluation des spectres de plancher pour un bâtiment représentatif d'une structure nucléaire type.

## Conclusions et perspectives

Cette application met en lumière l'intérêt du modèle pour une évaluation au plus juste des besoins en ferrailage à proximité de la jonction, et pour l'évaluation des spectres de planchers verticaux amplifiés en raison de la fréquence propre des planchers.

Par la suite, un modèle non linéaire de jonction, avec un élément d'interface non linéaire en flexion entre le nœud de la jonction et les éléments de structure connectés, est également développé et proposé pour représenter les phénomènes non linéaires survenant à la connexion des éléments structurels et de la jonction lorsque la structure est soumise à des sollicitations de type flexion hors plan du plancher. Ce modèle non linéaire est construit selon une démarche cohérente et de même degré de rhéologie et de complexité que celle qui a prévalu à la formulation de modèles de comportement globaux de structures minces en béton armé comme le modèle GLRC\_DM. Ainsi, on met à disposition un ensemble de modèles de comportement cohérent pour des études industrielles à l'échelle d'un bâtiment.

Ce modèle non-linéaire, qui a été mis en œuvre pour la modélisation des essais de flexions statique et dynamique, ainsi que des essais dynamiques de planchers de type « P4 » sur table vibrante, permet d'obtenir des résultats intéressants en termes de dégradation de raideur en rotation, qui ne peuvent pas être obtenus avec les modélisations plaques usuelles, même en leur affectant les modèles de comportement non linéaires de plaques disponibles dans code\_aster.

De nombreuses perspectives s'ouvrent à l'issue de ce travail.

Les essais quasi-statiques en cisaillement membranaire restent à effectuer, en prenant en compte les aléas survenus lors des campagnes réalisées pour mieux maîtriser la fabrication et les conditions aux limites de la maquette pendant l'essai.

Les essais dynamiques en cisaillement membranaire, malgré la rupture prématurée du plancher, devront être interprétés en relation avec les essais de cisaillement statique.

Des essais complémentaires en flexion statique cyclique alternée permettraient de servir de base à une amélioration du comportement plastique du modèle, avec l'introduction en particulier de l'effet du glissement acier-béton dans la zone de la fissure pour obtenir notamment une forme plus réaliste des boucles d'hystérésis.

Un modèle de comportement non linéaire en cisaillement hors plan du plancher pourrait également être développé pour le cœur de la jonction. Il n'est pas nécessaire à la reproduction des phénomènes observés lors des essais, mais pourrait peut-être l'être pour des éléments de dimensions et de résistance différentes, comme l'on montré d'autres essais de la littérature. Il faudrait néanmoins disposer des données expérimentales nécessaires à la définition de sa calibration et à sa validation.

Actuellement, le modèle non linéaire n'intègre pas de seuil(s) de rupture, la rupture étant en dehors du domaine d'application visée. Néanmoins cela constituerait un ajout ultérieur pertinent, en particulier si des données expérimentales permettaient de valider ce seuil.

Il serait également intéressant de compléter le modèle non linéaire en flexion pour intégrer l'effet membrane.

D'un point de vue de l'implantation numérique du modèle de jonction non linéaire, on pourrait souhaiter améliorer l'implantation du modèle en passant par le développement d'un élément fini dont le support est un segment, formé d'éléments finis de plaques dégénérées, à 2 fois 2 nœuds, cohérents avec la formulation des éléments finis de plaques de Kirchhoff-Love DKT. Ce nouvel élément fini permettrait d'éviter l'introduction d'éléments discrets dans le modèle et de circonvier les problèmes de convergence amenés par la très forte raideur initiale associée à la phase élastique du modèle.



## Conclusions et perspectives

D'un point de vue de la mise en œuvre industrielle du modèle élastique de jonction, un travail d'automatisation reste à effectuer avant d'imaginer sa mise en œuvre sur des modèles de bâtiments de grande taille et complexes.

Avant de pouvoir utiliser le modèle non linéaire sur des applications industrielles dans le domaine des structures nucléaires, un travail sur la méthode de calibration des paramètres et sur la validation du modèle reste également à accomplir, à partir d'études expérimentales et numériques. Néanmoins ce travail sera facilité par le fait que tous les paramètres du modèle, sauf un, peuvent être déduits des caractéristiques géométriques de la section de béton armé des éléments de structure au droit de leur connexion à la jonction, et de leurs propriétés matériaux usuelles.

Enfin, pour améliorer la confrontation du modèle non linéaire de jonction aux essais flexion dynamique, l'introduction de conditions aux limites plus représentatives permettrait peut-être d'arriver à mieux représenter le comportement dynamique de la structure, et de ce fait les sollicitations vues par celle-ci lors des essais.

En ce qui concerne le paramétrage du modèle non linéaire, des pistes de réflexion concernant l'influence du glissement acier-béton sur le paramétrage à retenir pourraient certainement être déduites d'une exploitation plus détaillée des essais effectués sur des poutres représentatives, réalisées avec les mêmes matériaux et le même taux de ferrailage que les planchers des maquettes. Cela permettrait peut-être d'évaluer l'impact du défaut d'adhérence des barres HA6 utilisées, constaté lors des essais d'arrachement, sur le comportement observé.

En dernier lieu, il serait souhaitable de pouvoir disposer de modèles de béton armé globaux, utilisables sur des éléments finis de plaques, dont la phénoménologie soit plus riche, et qui incluent en particulier la plasticité des aciers, pour améliorer la représentativité globale des modélisations proposées en non linéaire.

## Bibliographie

Addressi, D. & Ciampi, V., 2007. A regularized force-based beam element with a damage-plastic section constitutive law. *International journal for numerical methods in Engineering*, Volume 70, pp. 610-629.

Al-Aghbari, A. A. N., Hamzah, S. H., Hamid, N. H. A. & Rahman, N. A., 2012. Structural performance of two types of wall slab connection under out-of-plane lateral cyclic loading. *Journal of Engineering Science and Technology*, 7(2), pp. 177-194.

Alath, S. & Kunnath, S. K., 1995. *Modeling Inelastic Shear Deformation in RC Beam-Column Joints*. Boulder, Colorado, 10th Engineering Mechanics Conference, May 21-24 1995.

Altoontash, A., 2004. *Simulation and damage models for performance assessment of reinforced concrete beam-column joints*. s.l.:Stanford University PhD thesis.

Amorim, D. L. d. F., Proença, S. P. & Florez-Lopez, J., 2013. A model of fracture in reinforced concrete arches based on lumped damage mechanics. *International Journal of Solids and Structures*, Volume 50, pp. 4070-4079.

Anon., 1993. *CEB-FIP Model Code 1990*. Bulletin d'information No. 195–196: Comité Euro-International du Béton, Fédération Internationale de la Précontrainte.

Ansari, A. A., Bhutto, M. A., Bhatti, N.-u.-K. & Memon, R. A., 2015. Strength of wall-slab junction with new form of shear reinforcement in a laterally loaded tall shear wall building. *Journal of Civil Engineering and Architecture*, Volume 9, pp. 193-206.

CEB, 1994. *Bulletin n°220. Behaviour and analysis of reinforced concrete structures under alternate actions inducing inelastic response*, s.l.: FIB.

Chandrasekaran, S., Nunziante, L., Serino, G. & Carannante, F., 2011. Curvature ductility of RC sections based on Eurocode: Analytical procedure. *KSCCE Journal of Civil Engineering*, Issue 15, pp. 131-144.

Chan, N., 2017. *Etude numérique du comportement d'une jonction voile-plancher*, Mémoire de projet de fin d'études: ENS Paris Saclay / CEA / EPF.

Chaudat, T., 2002. *Rapport des essais sismiques réalisés sur une maquette de plancher EDF type P4 à l'échelle réduite*, s.l.: CEA/DM2S/SEMT/EMSI.

Chaudat, T., 2016. *Cahier des spécifications techniques pour l'étude de dimensionnement de maquettes de jonction (voile/plancher) en béton armé*, Saclay: CEA/DEN/DANS/DM2S/SEMT/EMSI/ST/16-019/A.

Chaudat, T., 2020. *Comportement sismique des jonctions voile/plancher - Rapport des essais Flexion Dynamique*, Saclay: CEA/DANS/DM2S/SEMT/EMSI/NT/20-xxxxx/A.

Chaudat, T., 2020. *Comportement sismique des jonctions voile/plancher - Rapport des essais Flexion Statique*, Saclay: CEA/DEN/DANS/DM2S/SEMT/EMSI/NT/19-65271/A.

Chen, S.-J., 1986. *Reinforced concrete floor slabs under in-plane monotonic and cyclic loading*, Thesis: Lehigh University.

Chen, X., Zhou, D.-H., Wang, P. & Zhang, S.-P., 2015. New procedure for determining the moment-curvature relationship of a reinforced concrete section. *Magazine of Concrete Research*, 67(3), pp. 121-132.

Chun, S. C. & Ha, T., 2014. Cyclic Behavior of Wall-Slab Joints with Lap Splices of Cold-Straightened Rebars and Mechanical Splices. *Journal of Structural Engineering*, 141(2), pp. 04014101-1to11.

Code\_Aster, 2001. *General public licensed structural mechanics finite element software*. [Online] Available at: <http://www.code-aster.org>

Combescure, C., Dumontet, H. & Voldoire, F., 2013. Homogenised constitutive model coupling damage and debonding for reinforced concrete structures under cyclic solicitations. *International Journal of Solids and Structures*, 50(24), pp. 3861-3874.

Combescure, C., Dumontet, H. & Voldoire, F., 2015. Dissipative Homogenised Reinforced Concrete (DHRC) constitutive model dedicated to reinforced concrete plates under seismic loading. *International Journal of Solids and Structures*, Volume 73-74, pp. 78-98.

Costa, R., Providencia, P. & Dias, A., 2017. Component-based reinforced concrete beam-column joint model. *Structural Concrete*, Volume 18, pp. 164-176.

Drakatos, I. S., Beyer, K. & Muttoni, A., 2017. *Analytical model for slab-column connections subjected to cyclically increasing drifts*. Santiago Chile, 16th World Conference on Earthquake, January 9th to 13th 2017.

Drakatos, I. S., Muttoni, A. & Beyer, K., 2016. Internal slab-column connections under monotonic and cyclic imposed rotations. *Engineering structures*, Volume 123, pp. 501-516.

EDF, 2012. *ENGSDS100269UKEPR - Methodology for seismic analysis of NI buildings - revision B*, s.l.: s.n.

Elmorsi, M., Kianoush, M. R. & Tso, W. K., 2000. Modeling bond-slip deformations in reinforced concrete beam-column joints. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 27(3), pp. 490-505.

Espion, B. & Halleux, P., 1988. Moment curvature relationship of reinforced concrete sections under combined bending and normal force. *Materials and structures*, Volume 21, pp. 341-351.

Fléjou, J.-L., 1993. *Comportement dynamique des structures de génie civil avec liaisons semi-rigides*, s.l.: ENS de Cachan, LMT, Thèse de doctorat.

Fleury, F., Merabet, O. & Reynouard, J.-M., 1996. *A new wemi-local approach for the finite element modeling of interior R/C beam-column joints*. s.l., 11th World Conference on Earthquake Engineering.

Fleury, F., Reynouard, J.-M. & Merabet, O., 2000. Multicomponent model of reinforced concrete joints for cyclic loading. *Journal of Engineering Mechanics*, 126(8).

Florez-Lopez, J., 1998. Frame analysis and continuum damage mechanics. *European journal of mechanics and solids*, 17(2), pp. 269-283.

Folic, R., Zenunovic, D. & Residbegovic, N., 2011. Strength of connections in precast concrete structures. *Facta universitatis - Series : Architecture and Civil Engineering*, 9(2), pp. 241-259.

Fontan, M. et al., 2014. *Benchmark SMART2013: from experiment to the numerical modeling*. Paris (France), s.n.

Greeshma, S., 2010. *Behaviour of exterior shear wall-diaphragm connection under cyclic loading*, Thesis: Faculty of civil engineering, Anna University Chennai.

Greeshma, S., Annilet Sheeja, L. & Jaya, K. P., 2013. Effect of confinement of flanged wall-slab joint under lateral cyclic load. *Asian journal of civil engineering*, 14(4), pp. 617-630.

- Greeshma, S. & Jaya, K. P., 2012. *Effect of geometric parameters on exterior wall-floor connection*. Lisbon, Portugal, 15th World Conference on Earthquake Engineering, 24-28 September 2012.
- Greeshma, S., Rajesh, C. & Jaya, K. P., 2012. Seismic Behaviour of shear wall - slab joint under lateral cyclic loading. *Asian journal of civil engineering (building and housing)*, 13(4), pp. 455-464.
- Halphen, B. & Nguyen, Q.-S., 1975. Sur les matériaux standards généralisés. *J. de Mécanique*, 14, p. 39-63.
- Hasnaoui, F., 2014. *Modélisation simplifiées pour l'analyse du risque sismique de bâtiments en béton armé*. s.l.:Université de Paris Ouest Nanterre La Défense, Thèse de doctorat.
- Hossain, K. M. A., 2003. Non-linear performance of slabs in coupled shear wall structures. *Advances in Structural Engineering*, 6(4), pp. 339-352.
- Kaushik, S. & Dasgupta, K., 2016. Seismic damage in shear wall-slab junction in RC buildings. *Procedia Engineering*, Volume 144, pp. 1332-1339.
- Kim, J. & LaFave, J. M., 2009. *Joint shear behavior of reinforced concrete beam-column connections subjected to seismic lateral loading*, University of Illinois: Newmark structural engineering laboratory.
- Kim, J., LaFave, J. M. & Song, J., 2007. A new statistical approach for joint shear strength determination of RC beam-column connections subjected to lateral earthquake loading. *Structural Engineering and Mechanics*, 27(4), pp. 439-456.
- Koehlin, P. & Potapov, S., 2007. Global constitutive model for reinforced concrete plates. *Journal of engineering mechanics*, 133(3), pp. 257-266.
- Kudzys, A., 1996. Evaluation of wall-slab connection behaviour under extreme lateral actions. *Statyba - Civil Engineering*, 4(8), pp. 35-44.
- Kudzys, A., 2000. Main strut mechanism model in the analysis of reinforced concrete slab-wall joints. *Engenharia Civil*, Volume 7, pp. 81-86.
- Kudzys, A., Joh, O., Goto, Y. & Kitano, A., 1995. Behavior of R/C Interior and Exterior Wall-slab Connections under Lateral Out-plane Loading. *JCI Journal*, 17(2), pp. 1131-1136.
- Kwak, H.-G. & Kim, S.-P., 2002. Nonlinear analysis of RC beams based on moment-curvature relation. *Computers and Structures*, Volume 80, pp. 615-628.
- Kwak, H.-G. & Kim, S.-P., 2010. Simplified monotonic moment-curvature relation considering fixed-end rotation and axial force effect. *Engineering structures*, Volume 32, pp. 69-79.
- Lam, J. Y. K., Ng, P. L. & Kwan, A. K. H., 2010. Tension stiffening in concrete beams. Part 2: member analysis. *Structures and buildings*, 163(SB1), pp. 29-39.
- Lemaitre, J., Chaboche, J.-L., Benallal, A. & Desmorat, R., 2009. *Mécanique des matériaux solides*. 3e éd. s.l.:Dunod.
- Lermitte, S., Chaudat, T. & Courtois, A., 2009. *SMART 2008 project. Experimental tests of a reinforced concrete building subjected to torsion. Division V, Paper 1700*. s.l., s.n.
- Lowes, L. N. & Altoontash, A., 2003. Modeling reinforced-concrete beam-column joints subjected to cyclic loading. *Journal of Structural Engineering*, 129(12), pp. 1686-1697.
- Magne, S. R. S. D. R. C. T. V. S. W. F. H.-S. E. V. F., 2019. *In situ distributed monitoring of a small-scale reinforced concrete (RC) structure using combined FBG/OFDR fiber optics sensing for assessment of its seismic degradation mechanisms*. Stanford, California, USA, s.n.

- Marante, M. E. & Florez-Lopez, J., 2003. Three-dimensional analysis of reinforced concrete frames based on lumped damage mechanics. *International Journal of Solids and Structures*, Volume 40, pp. 5109-5123.
- Markovic, D., Koechlin, P. & Voldoire, F., 2007. *Reinforced concrete structures under extreme loading: Stress resultant Global Reinforced Concrete Models*. Rethymno, Crete, Greece, CompDyn Conference, 13-16 June 2007.
- Mazars, J., 1984. *Appllication de la mécanique de l'endommagement Application de la mécanique de l'endommagement au comportement nonlinéaire et à la rupture du béton de structure*, s.l.: Thèse de doctorat.
- Mazars, J. & Grange, S., 2015. Modeling of reinforced concrete structural members for engineering purposes. *Computers and concrete*, 16(5), pp. 683-701.
- Mazars, J., Hamon, F. & Grange, S., 2014. A new 3D model for concrete under monotonic, cyclic and dynamic loading. *Materials and Structures*.
- Medina, R. A. & Krawinkler, H., 2004. *Influence of hysteretic behavior on the non-linear response of frame structures*. Vancouver, B.C., Canada, 13th World Conference on Earthquake Engineering, August 1-6, 2004.
- Memon, M., 1984. *Strength and stiffness of shear wall -floor slab connections*, Thesis: University of Glasgow.
- Memon, M. & Narwani, T. D., 2011. Experimental study of in-plane shear walls connected by beams subjected to lateral UDL. *Quaid E-Awam University Research Journal of Engineering, Science and Technology*, 10(2), pp. 28-38.
- Nakashima, M., Huang, T. & Lu, L.-W., 1981. *Seismic resistance characteristics of reinforced concrete beam-supported floor slabs in building structures*, Lehigh University: PhD dissertation.
- NUVIA Structure, 2017. *Dimensionnement de maquettes de jonction voile / plancher en béton armé : NE 16034-1 à 5*. s.l.:s.n.
- NUVIA Structure, 2017. *Jonction voile / plancher : PN 16034-1 à 5*. s.l.:s.n.
- Pantazopoulou, S. & Imran, I., 1992. Slab-Wall connections Under Lateral Forces. *ACI Structural Journal*, 89(5), pp. 515-527.
- Perdomo, M. E., Ramirez, A. & Florez-Lopez, J., 1999. Simulation of damage in RC frames with variable axial forces. *Earthquake engineering and structural dynamics*, Volume 28, pp. 311-328.
- Press, W. H., Teukolsky, S. A., Vetterling, W. T. & Flannery, B. P., 1992. *Numerical recipes in FORTRAN : the art of scientific computing*. 2nd ed. s.l.:Cambridge University Press.
- Shin, M. & La Fave, J., 2004. *Testing and modeling for cyclic joint shear deformations in RC beam-column connections*. Vancouver, B.C., Canada, 13th World Conference on Earthquake Engineering, August 1-6, 2004.
- Shin, M. & Lafave, J. M., 2004. *Testing and modeling for cyclic joint shear deformations in RC beam-column connections*. Vancouver, B.C.? Canada, 13th World Conference on Earthquake Engineering, August 1-6, 2004.
- Simao, P. D., Barros, H., Ferreira, C. C. & Marques, T., 2016. Closed-form moment-curvature relations for reinforced concrete cross sections under bending moment and axial force. *Engineering structures*, Volume 129, pp. 67-80.

- Surumi, R. S., Jaya, K. P. & Greeshma, S., 2015. Numerical evaluation of structural wall- flat slab connection. *Gradevinar*, Volume 67, pp. 663-672.
- Tajiri, S., Shiohara, H. & Kusuhara, F., 2006. *A new macro element of reinforced concrete beam-column joint for elasto-plastic plane frame analysis*. San Francisco, California, USA, 8th US Conference on Earthquake Engineering, April 18-22, 2006.
- Vecchio, F. J. & Collins, M. P., 1986. The modified compression field theory for reinforced concrete elements. *ACI Structural Journal*, 83(2), pp. 219-231.
- Vecchio, J. F. & Collins, M. P., 1988. Predicting the response of reinforced concrete beams subjected to shear. *ACI Structural Journal*, 85(3), pp. 258-268.
- Vold, H., Crowley, J. & Rocklin, G. T., 1984. New Ways of Estimating Frequency Response Functions. *Sound and vibration*, Volume 18, pp. 34-38.
- Wang, F., 2016. *Comportement sismique des jonctions voile-plancher - Bibliographie*, s.l.: CEA/DEN/DANS/DM2S/SEMT/EMSI.
- Youssef, M. & Ghobarah, A., 2001. Modelling of RC beam-column joints and structural walls. *Journal of Earthquake Engineering*, 5(1), pp. 93-111.
- Zentner, I. A. F. H. N. C. M., 2014. *Generation of spectrum compatible ground motion and its use in regulatory and performance-based seismic analysis*. Porto, s.n.
- Zenunovic, D. & Folic, R., 2012. Models for behaviour analysis of monolithic wall and precast or monolithic floor slab connections. *Engineering structures*, Volume 40, pp. 466-478.

## Annexe A – Essais voile-plancher CEA-EDF : données complémentaires

Pour les essais de flexion statique, les valeurs tabulées correspondants aux extrema sur chaque cycle (données filtrées) des valeurs de l'effort horizontal du vérin et du déplacement de la poutre de rive 1 sur lequel le vérin pousse dans la direction des X+ sont listées dans le tableau ci-dessous.

*Tableau 0.1 – Valeurs tabulées des déplacements suivant l'axe X (mesurés au niveau de la poutre de rive 1, en moyenne sur les deux capteurs) et de la force exercée par le vérin sur la maquette*

Run	Déplacement X moyen de la poutre de rive 1 (mm)			Force vérin (N)
	Valeur initiale	Valeur résiduelle	Valeur maximale	Valeur maximale
<b>Run05</b>	1.69E-02	1.19E-01	2.45E-01	1.68E+02
<b>Run06</b>	-1.65E-01	-1.10E-01	2.65E-01	2.92E+02
<b>Run07</b>	-8.61E-02	1.23E-01	1.36E+00	4.60E+03
<b>Run08</b>	-1.13E-02	6.55E-01	3.21E+00	9.88E+03
<b>Run09</b>	5.56E-01	2.23E+00	6.97E+00	1.56E+04
<b>Run10</b>	2.01E+00	2.04E+00	3.22E+00	3.22E+03
<b>Run11</b>	2.04E+00	5.22E+00	1.45E+01	2.03E+04
<b>Run12</b>	5.01E+00	5.07E+00	6.89E+00	4.34E+03
<b>Run13</b>	5.05E+00	9.15E+00	2.99E+01	3.14E+04
<b>Run14</b>	8.62E+00	8.68E+00	1.45E+01	9.12E+03
<b>Run15</b>	8.67E+00	1.18E+01	4.59E+01	4.25E+04
<b>Run16</b>	1.08E+01	1.15E+01	2.99E+01	2.21E+04
<b>Run17</b>	1.14E+01	1.91E+01	7.01E+01	5.14E+04
<b>Run18</b>	1.88E+01	1.96E+01	7.01E+01	5.04E+04
<b>Run19</b>	1.94E+01	1.98E+01	7.06E+01	4.97E+04
<b>Run20</b>	1.91E+01	1.94E+01	4.74E+01	2.73E+04
<b>Run21</b>	1.89E+01	4.46E+01	1.06E+02	5.43E+04
<b>Run22</b>	4.44E+01	4.56E+01	1.06E+02	5.28E+04
<b>Run23</b>	4.54E+01	4.61E+01	1.06E+02	5.19E+04
<b>Run24</b>	4.53E+01	4.57E+01	6.98E+01	2.24E+04
<b>Run25</b>	4.58E+01	4.58E+01	6.98E+01	2.28E+04
<b>Run26</b>	4.58E+01	4.58E+01	6.99E+01	2.30E+04

## Annexe B – Modèle de jonction non linéaire – Calcul de l'incrément de déformation plastique

On présente ici le détail du calcul de l'incrément de déformation plastique du modèle non linéaire de jonction.

Pour calculer cet incrément, on définit les variables intermédiaires :

$$d^+ = \max(\langle \theta - \theta^p \rangle_+, \theta_d^+) \quad (0.1)$$

Et

$$d^- = \max(\langle \theta - \theta^p \rangle_-, |\theta_d^-|) \quad (0.2)$$

La première loi d'état du modèle nous donne :

$$\dot{M} = -K_e \dot{D}^+ \langle \theta - \theta^p \rangle_+ + K_e \dot{D}^- \langle \theta - \theta^p \rangle_- + K_e (1 - D^+) \langle \dot{\theta} - \dot{\theta}^p \rangle_+ - K_e (1 - D^-) \langle \dot{\theta} - \dot{\theta}^p \rangle_- \quad (0.3)$$

Or

$$\langle \theta - \dot{\theta}^p \rangle_+ = \langle \dot{\theta} - \dot{\theta}^p \rangle_+ \mathcal{H}(\theta - \theta^p) \quad (0.4)$$

Et

$$\langle \theta - \dot{\theta}^p \rangle_- = \langle \dot{\theta} - \dot{\theta}^p \rangle_- \mathcal{H}(-(\theta - \theta^p)) \quad (0.5)$$

Et

$$\dot{D}^+ = \left(1 - \frac{K_d^+}{K_e}\right) \frac{\theta_d^+}{\max(\langle \theta - \theta^p \rangle_+, \theta_d^+)^2} \max(\langle \dot{\theta} - \dot{\theta}^p \rangle_+, \dot{\theta}_d^+) \quad (0.6)$$

Soit en faisant appel aux variables intermédiaires :

$$\dot{D}^+ = \left(1 - \frac{K_d^+}{K_e}\right) \frac{\theta_d^+}{d^{+2}} \dot{d}^+ \quad (0.7)$$

Et

$$\dot{D}^- = \left(1 - \frac{K_d^-}{K_e}\right) \frac{|\theta_d^-|}{d^{-2}} \dot{d}^- \quad (0.8)$$

On peut alors écrire :

$$\begin{aligned} \dot{M} = & \left(K_d^+ + (K_e - K_d^+) \frac{\theta_d^+}{d^+}\right) (\dot{\theta} - \dot{\theta}^p) \mathcal{H}(\theta - \theta^p) - (K_e - K_d^+) \frac{\theta_d^+}{d^{+2}} \dot{d}^+ \langle \theta - \theta^p \rangle_+ \\ & + \left(K_d^- + (K_e - K_d^-) \frac{\theta_d^-}{d^-}\right) (\dot{\theta} - \dot{\theta}^p) \mathcal{H}(-(\theta - \theta^p)) \\ & + (K_e - K_d^-) \frac{\theta_d^-}{d^{-2}} \dot{d}^- \langle \theta - \theta^p \rangle_- \end{aligned} \quad (0.9)$$

Avec :



$$d^+ = \langle \dot{\theta} - \theta^p \rangle_+ \mathcal{H}(\theta - \theta^p) = (\dot{\theta} - \theta^p) \mathcal{H}(\dot{\theta} - \theta^p) \mathcal{H}(\theta - \theta^p) \quad (0.10)$$

Et :

$$d^- = \langle \dot{\theta} - \theta^p \rangle_- \mathcal{H}(-(\theta - \theta^p)) = -(\dot{\theta} - \theta^p) \mathcal{H}(-(\dot{\theta} - \theta^p)) \mathcal{H}(-(\theta - \theta^p)) = \quad (0.11)$$

Soit :

$$\begin{aligned} K_p \theta^p = & \left( K_d^+ + (K_e - K_d^+) \frac{\theta_d^+}{d^+} \right) (\dot{\theta} - \theta^p) \mathcal{H}(\theta - \theta^p) \\ & - (K_e - K_d^+) \frac{\theta_d^+}{d^{+2}} (\dot{\theta} - \theta^p) (\theta - \theta^p) \mathcal{H}(\theta - \theta^p) \mathcal{H}(\dot{\theta} - \theta^p) \\ & + \left( K_d^- + (K_e - K_d^-) \frac{|\theta_d^-|}{d^-} \right) (\dot{\theta} - \theta^p) \mathcal{H}(-(\theta - \theta^p)) \\ & + (K_e - K_d^-) \frac{|\theta_d^-|}{d^{-2}} (\dot{\theta} - \theta^p) (\theta - \theta^p) \mathcal{H}(-(\theta - \theta^p)) \mathcal{H}(-(\dot{\theta} - \theta^p)) \end{aligned} \quad (0.12)$$

En développant cette équation, on obtient :

$$\begin{aligned} \theta^p = \lambda^p \xi = & \left( \frac{K_d^+ + (K_e - K_d^+) \frac{\theta_d^+}{d^+} \left( 1 + \frac{(\theta - \theta^p)}{d^+} \mathcal{H}(\dot{\theta} - \theta^p) \right)}{K_p + K_d^+ + (K_e - K_d^+) \frac{\theta_d^+}{d^+} \left( 1 + \frac{(\theta - \theta^p)}{d^+} \mathcal{H}(\dot{\theta} - \theta^p) \right)} \mathcal{H}(\theta - \theta^p) \right. \\ & + \frac{K_d^- + (K_e - K_d^-) \frac{|\theta_d^-|}{d^-} \left( 1 - \frac{(\theta - \theta^p)}{d^-} \mathcal{H}(-(\dot{\theta} - \theta^p)) \right)}{K_p + K_d^- + (K_e - K_d^-) \frac{|\theta_d^-|}{d^-} \left( 1 - \frac{(\theta - \theta^p)}{d^-} \mathcal{H}(-(\dot{\theta} - \theta^p)) \right)} \mathcal{H}(-(\theta \\ & \left. - \theta^p)) \right) \dot{\theta} \end{aligned} \quad (0.13)$$

## Annexe C – Modélisations des maquettes flexion et cisaillement de la campagne CEA-EDF en préparation à la campagne d’essais

De façon à préparer les essais, on a cherché à modéliser le comportement des maquettes lors des essais.

On a établi pour cela trois modèles avant la réalisation des essais :

- Modèle A : un modèle volumique complet des maquettes, qui servira de référence ;
- Modèle B : un modèle « mixte » composé d’éléments volumiques dans la zone de la jonction et d’éléments de structure (plaques et poutres) au-delà ;
- Modèle C : un modèle en éléments de structure uniquement (plaques et poutres), dans l’esprit de la pratique actuelle de l’ingénierie ;

Les modèles A, B et C ont été réalisés à la fois pour les maquettes flexion et les maquettes cisaillement, de façon à préparer les essais de la campagne CEA-EDF : confirmer le comportement modal attendu, évaluer l’impact de la présence de la table vibrante Azalée sur celui-ci, préparer le positionnement des capteurs, etc.

Ces éléments sont présentés ci-après.

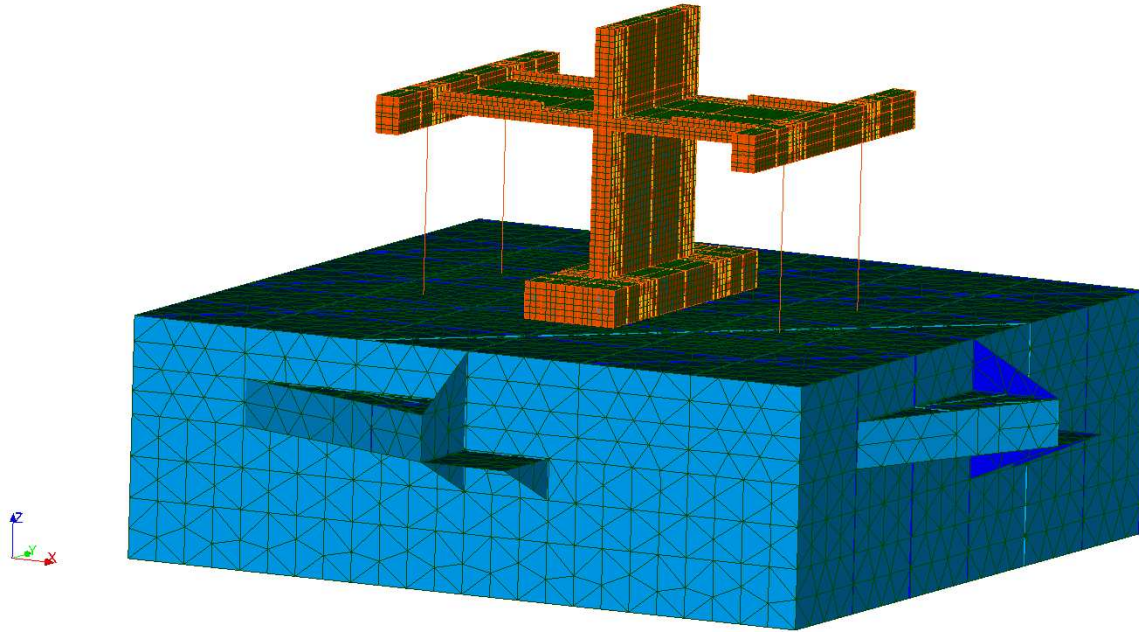
### 1 MODELISATION A : MODELE VOLUMIQUE DE REFERENCE

Le modèle A est réalisé à partir des plans de conception de la maquette (NUVIA Structure, 2017), ainsi que d’un modèle préexistant de la table vibrante Azalée qui avait été réalisé et recalé pour les études de la maquette SMART. Un script python permet de générer ces modèles sous Salome-Meca.

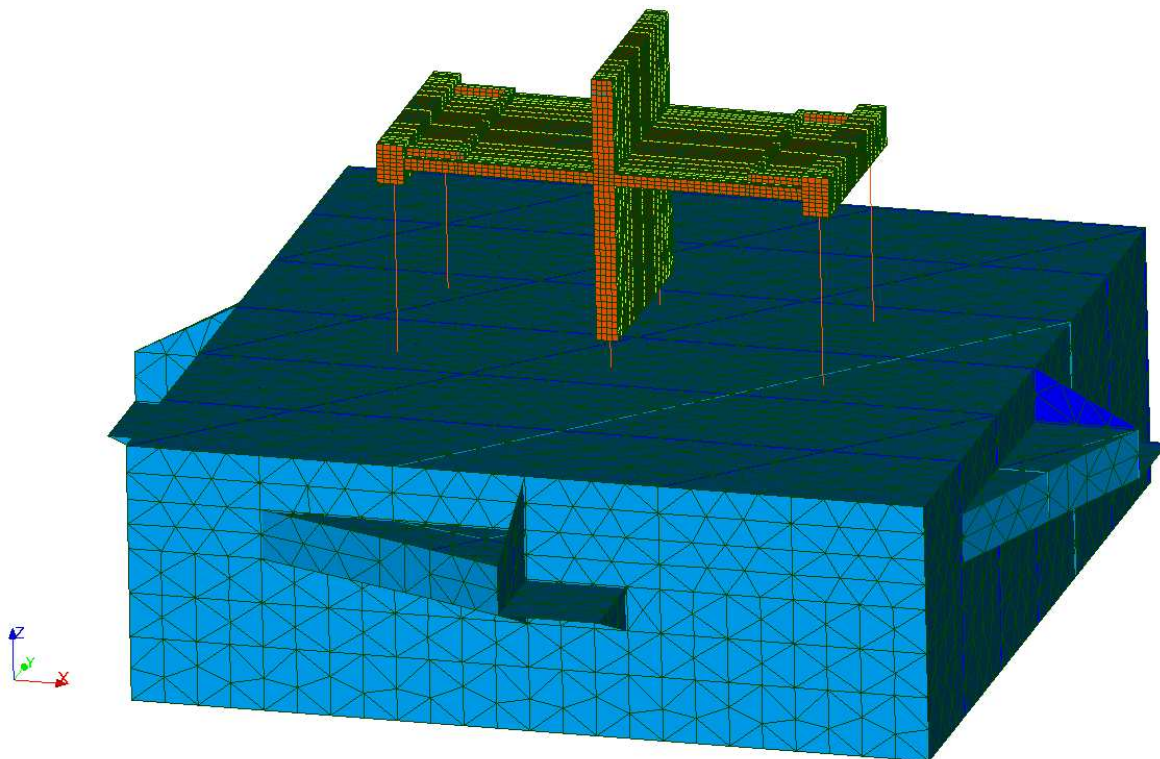
Les modèles des maquettes flexion et cisaillement dans la configuration la plus complète testée sont présentés sur les vues ci-dessous.

Une première étude de sensibilité sur la discrétisation a permis de déterminer une discrétisation minimale en linéaire et en quadratique pour obtenir une reproduction correcte des modes de vibration de la maquette dans la plage de fréquences d’intérêt (0 - 70z).

Une seconde étude de sensibilité sur le comportement modal des maquettes a mis en évidence l’impact très fort des conditions aux limites sur le comportement des maquettes, en particulier en cisaillement, et la nécessité d’introduire la table vibrante Azalée dans la modélisation, la rigidité de la maquette n’étant pas négligeable vis-à-vis de celle de la table.



*Figure 0.1 – Vue du modèle A de la maquette cisaillement (en orange la maquette, en bleu la table vibrante Azalée)*



*Figure 0.2 – Vue du modèle A de la maquette flexion (en orange la maquette, en bleu la table vibrante Azalée)*

On commence par étudier le comportement modal des maquettes en élastique, de façon à appréhender leur comportement dynamique initial et à pouvoir effectuer des études de sensibilité pour comparer différentes options de modélisation (taille de maille et conditions aux limites en particulier).

## 1.1 Etudes de sensibilité sur la maquette flexion

Pour les études de sensibilité, on s'intéresse d'abord à la maquette flexion, car son comportement en flexion est d'une part plus facile à appréhender, et d'autre part peut-être comparé avec un bon niveau de confiance aux résultats de l'analyse dynamique menée sur un modèle coque dans le cadre du dimensionnement des maquettes (NUVIA Structure, 2017), a minima vis-à-vis des modes de flexion.

### 1.1.1 Influence de la taille de maille

Le détail de l'étude de sensibilité menée est présenté en annexe D. Les conclusions en sont reprises ci-dessous.

On en déduit la nécessité de conserver au minimum 3 éléments dans l'épaisseur des dalles ou du voile en quadratique, 6 en linéaire. Par ailleurs la taille de maille dans les autres directions ne doit pas dépasser 5cm en quadratique, et 3cm en linéaire si l'on veut obtenir des résultats qui ne soient pas trop impactés par une discrétisation insuffisante.

On notera que la représentation simplifiée des conditions aux limites retenue pour cette étude de sensibilité car comparable aux conditions aux limites de l'étude de dimensionnement en référence (NUVIA Structure, 2017) présente le désavantage de créer une dépendance à la taille de maille pour le mode de cisaillement du voile.

### 1.1.2 Influence des conditions limites

Dans l'étude de sensibilité précédente, les conditions aux limites des maquettes sont représentées de façon très simplifiée et approximative : on a simplement bloqué les degrés de liberté en translation pertinents aux nœuds situés aux centres des platines d'ancrage.

On s'intéresse maintenant à l'influence des conditions limites sur le comportement modal du modèle, de façon à cibler au mieux le degré de précision avec lequel il sera pertinent de les modéliser de façon à éviter d'alourdir inutilement le calcul.

Le détail de l'étude de sensibilité menée est présenté en annexe D. Les conclusions en sont reprises ci-dessous.

On observe une similarité de l'impact des 3 liaisons testées (3D\_POU, RBE3 et infiniment rigide) à l'échelle du comportement dynamique global pour transmettre des degrés de liberté en translation.

La transmission des rotations – nécessaire à l'obtention d'une déformée cohérente pour le mode en cisaillement lorsque l'on introduit les poteaux et leurs rotules – n'est satisfaisante qu'avec la liaison infiniment rigide.

La prise en compte de la table Azalée a un impact fort sur le comportement dynamique global en cisaillement (fréquences du mode en cisaillement passant de 55 Hz à 33 Hz). Un mode de cisaillement couplé table - maquette apparaît également à 54Hz.

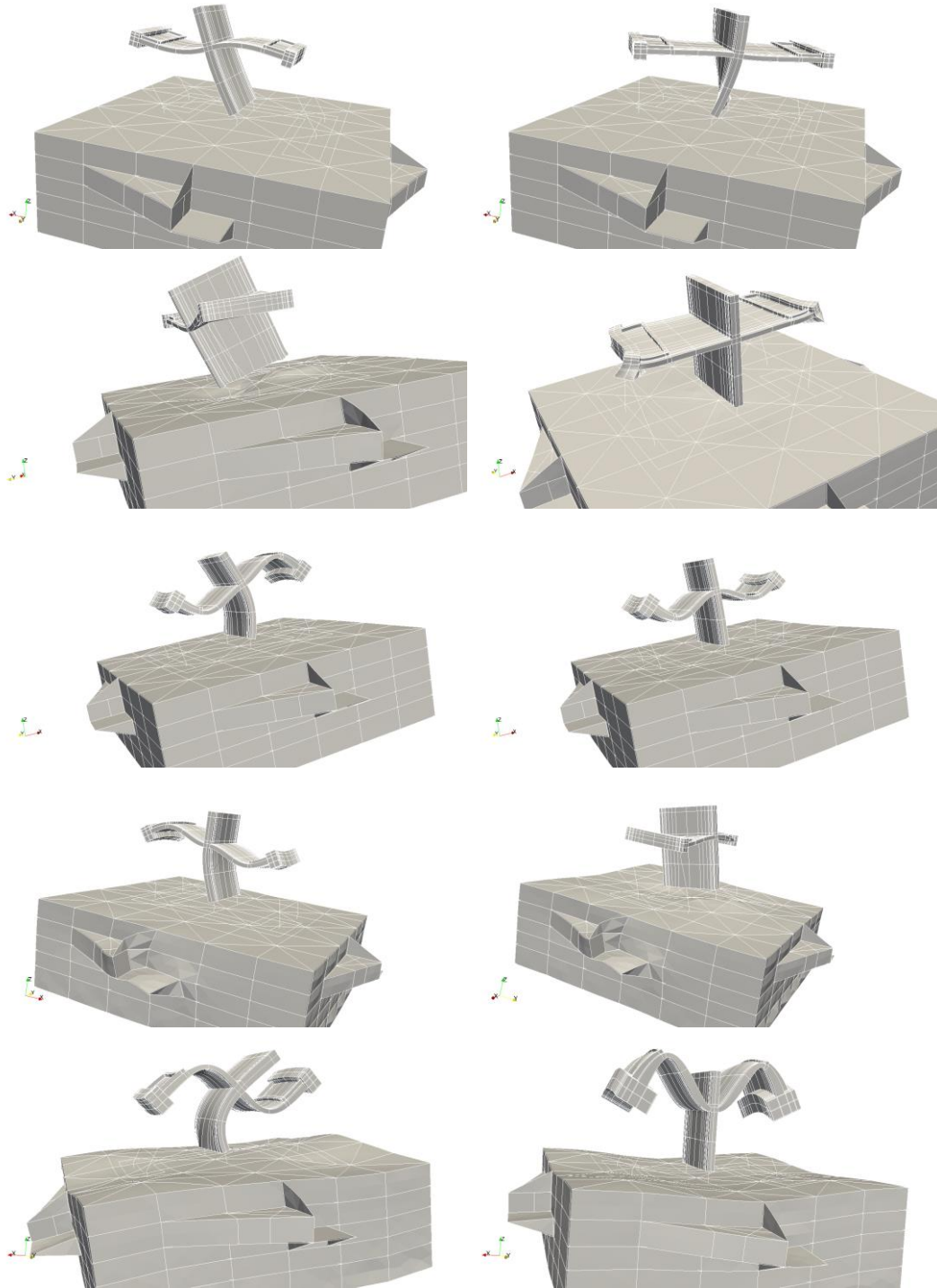
Les fréquences des premiers modes de flexion et torsion du voile sont sensibles à la prise en compte des poteaux supportant les poutres de rives mais peu influencés par l'introduction de la table.

Les modes de flexion du plancher sont quant à eux sensiblement modifiés par la présence de la table avec des fréquences plus basses et l'apparition d'un mode supplémentaire de flexion couplée table-maquette à 53Hz. D'autres modes de flexion couplée apparaissent également pour des fréquences autour de 69 Hz.

Une vue des déformées des différents modes de la maquette seule (vues correspondant à l'essai 7) est présentée ci-après.



*Figure 0.3 – Vues des déformées modales du modèle A de la maquette flexion lors de l'essai 7. De gauche à droite puis de haut en bas, par fréquence croissante : mode de flexion du voile, mode de torsion du voile, modes des poutres de rives et poteaux, mode de flexion du voile et du plancher (asymétrique), mode de flexion du plancher (symétrique), mode de cisaillement.*



*Figure 0.4 – Vues des déformées modales du modèle A de la maquette flexion lors de l'essai 10. De gauche à droite puis de haut en bas, par fréquence croissante : mode de flexion du voile, mode de torsion du voile, mode de cisaillement du voile, modes des poutres de rive et poteaux, mode de flexion du voile et du plancher (asymétrique), mode de flexion du plancher seul (symétrique), modes couplés table/maquette de flexion du voile, cisaillement, flexion du voile et planchers, et de flexion du plancher.*

## 1.2 Etudes de sensibilité sur la maquette cisaillement

Etant donné les tests déjà effectués sur la maquette flexion, on se réduit à étudier sur cette maquette l'influence des conditions aux limites et en particulier l'impact de la prise en compte de la table Azalée sur le comportement modal, en particulier vis-à-vis du comportement en cisaillement.

Le détail de l'étude de sensibilité menée est présenté en annexe. Les conclusions en sont reprises ci-dessous.

Contrairement à la maquette de flexion, la maquette de cisaillement est peu influencée par les choix de représentation des conditions aux limites au niveau des poutres de rive. Appui glissant ponctuel et poteaux représentés de façon détaillée donnent des résultats quasiment identiques.

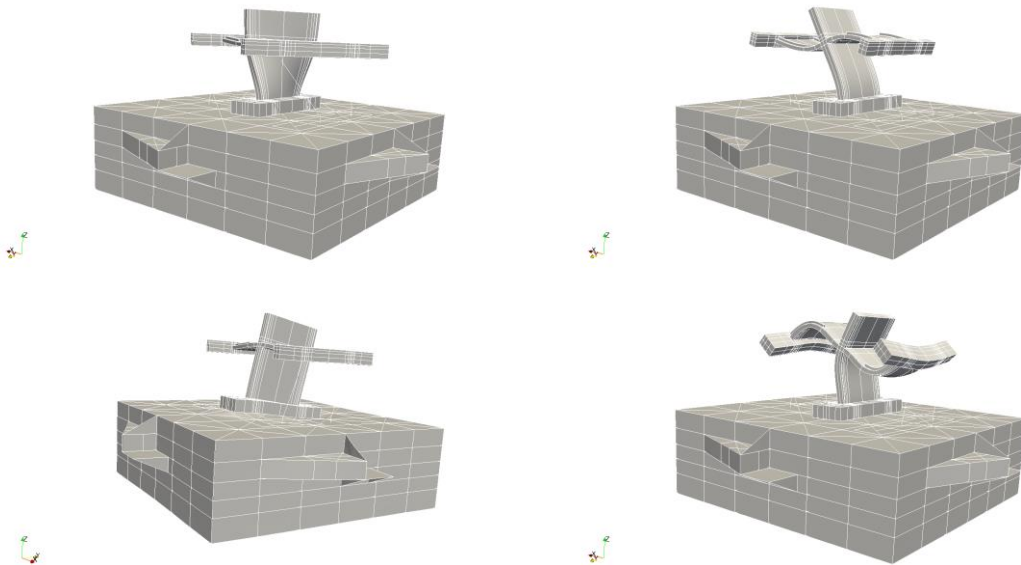
La représentation des conditions aux limites sous la semelle est quant à elle plus sensible et impacte fortement le comportement en cisaillement, qui est celui qui sera le plus sollicité sur cette maquette.

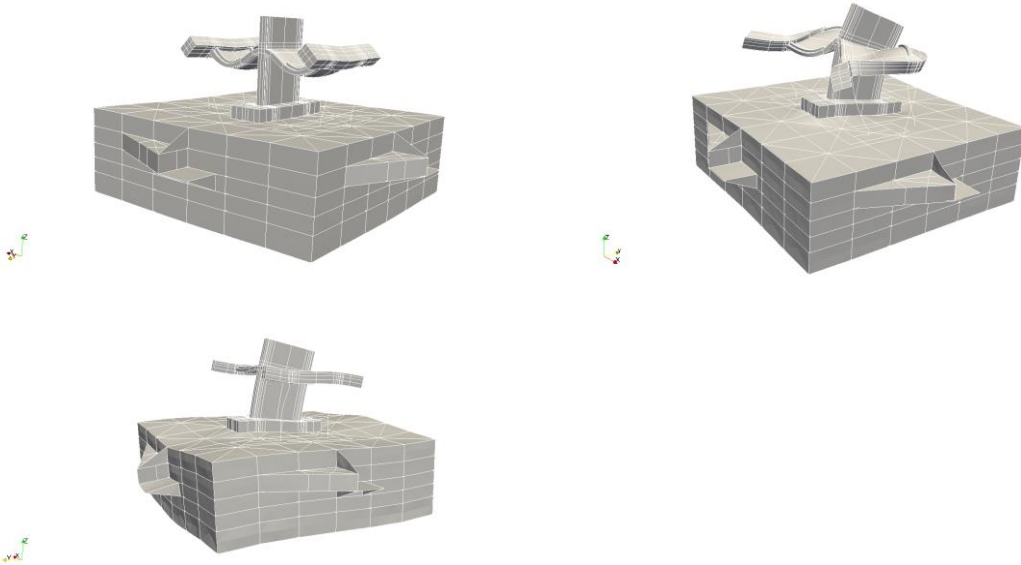
La prise en compte de la table Azalée a un impact très fort sur le comportement dynamique global en cisaillement (fréquences du mode en cisaillement passant de 22 Hz à 15 Hz). La fréquence du second mode de cisaillement est également abaissée de 69Hz à 65Hz. Un mode couplé table-maquette en cisaillement apparaît avec une fréquence propre de 74Hz.

Etant donné le ratio entre les fréquences propres en cisaillement avec ou sans la prise en compte de la table Azalée, proche de racine de 2, on peut en déduire que la rigidité en cisaillement de la table Azalée, si le modèle est correct, est du même ordre de grandeur que celle de la maquette 1.

Dans une moindre mesure, les modes de flexion sont également impactés par la présence de la table avec des fréquences plus basses et l'apparition de modes de flexion couplée aux environs de 28Hz (poutres de rives), 49 Hz (flexion du plancher), etc.

Une vue des déformées des différents modes de la maquette (vues correspondant à l'essai 5) est présentée ci-après.





*Figure 0.5 – Vues des déformées modales du modèle A de la maquette cisaillement lors de l’essai 5. De gauche à droite puis de haut en bas, par fréquence croissante : mode de torsion du voile, mode de flexion du voile, mode de torsion du voile, mode de cisaillement du voile, mode de flexion du voile et du plancher (asymétrique), mode de flexion du plancher seul (symétrique), second mode de cisaillement, et mode couplé table-maquette en cisaillement.*

## 2 MODELISATION B : MODELE MIXTE VOLUMIQUE / ELEMENTS DE STRUCTURE

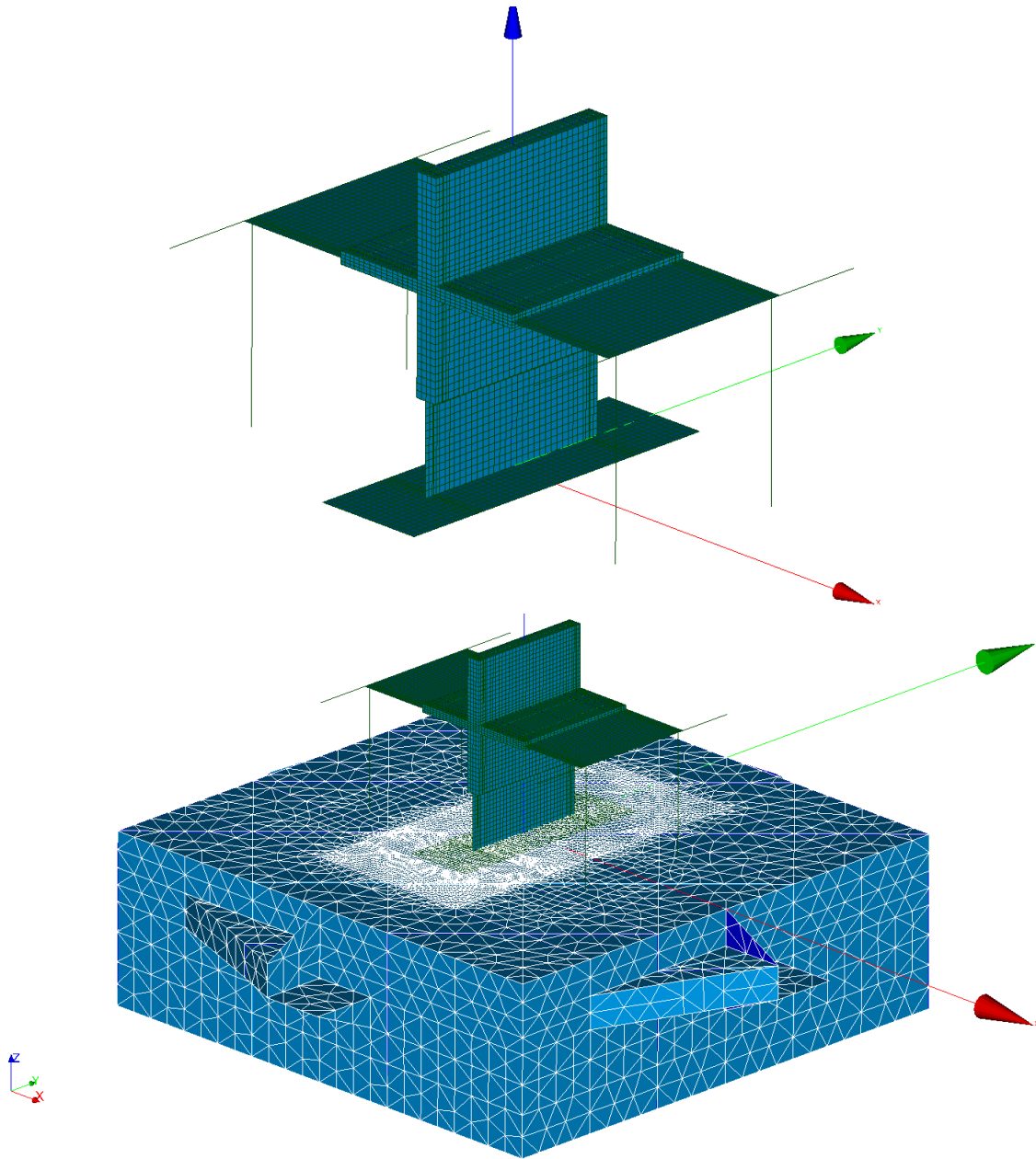
Le modèle B est composé d’éléments tridimensionnels au niveau de la jonction et dans les zones proches de la jonction du voile et du plancher. Au-delà, des éléments de structure sont utilisés pour alléger le modèle.

Le raccord éléments de structure / éléments volumiques est effectué par le biais de l’opérateur LIAISON\_MAIL avec un raccord de type ‘MASSIF\_COQUE’ de façon à assurer le transfert des rotations.

Les éléments volumiques sont quadratiques, les éléments plaques (DKT) et poutres (POU\_D\_E) linéaires.

Le modèle est présenté ci-dessous :





*Figure 0.6 – Vues du modèle B de la maquette cisaillement, seul puis avec la table Azalée.*

De façon à vérifier la pertinence du modèle proposé en termes de jonctions et conditions aux limites, on compare les résultats de l'analyse modale à ceux obtenus sur la modélisation A de référence. Dans les deux cas on retient le modèle avec table Azalée et des paramètres de discrétisation identiques.

## 2.1 Maquette cisaillement

Les résultats pour la maquette cisaillement sont présentés ci-dessous :

Tableau 0.1 – Maquette cisaillement - Comportement modal du modèle B, comparé aux résultats obtenus avec le modèle volumique de référence A et avec le modèle coques de l'étude de dimensionnement (NUVIA Structure, 2017)

Modélisation	B	A	Ref
Modèle et conditions aux limites	Modèle mixte volumique/structure avec table Azalée	Modèle volumique de référence avec table Azalée	Etudes de dimensionnement (coques + semelle poutre bloquée localement)
Fréquence du mode de torsion du voile (Hz) :	3.79	3.96	3.76
Fréquence du mode de flexion du voile (Hz) :	4.68	5.07	4.75
Fréquence du mode de cisaillement du voile (Hz) :	15.4	14.7	21.8
Fréquence du mode de flexion du voile et du plancher (déformée asymétrique du plancher) (Hz) :	20.3	22.2	20.1 (?)
Fréquence du mode de flexion du plancher (déformée symétrique du plancher) (Hz) :	21.2	22.8	22.2
Nombre total de modes jusqu'à 100 Hz :	36	33	>20

On constate une relativement bonne correspondance du mode de cisaillement du voile. Les autres modes de flexion et torsion sont également bien reproduits malgré une modification des conditions aux limites induites par la représentation en plaques de la semelle (perte de la 1/2 hauteur de la semelle dans le modèle).

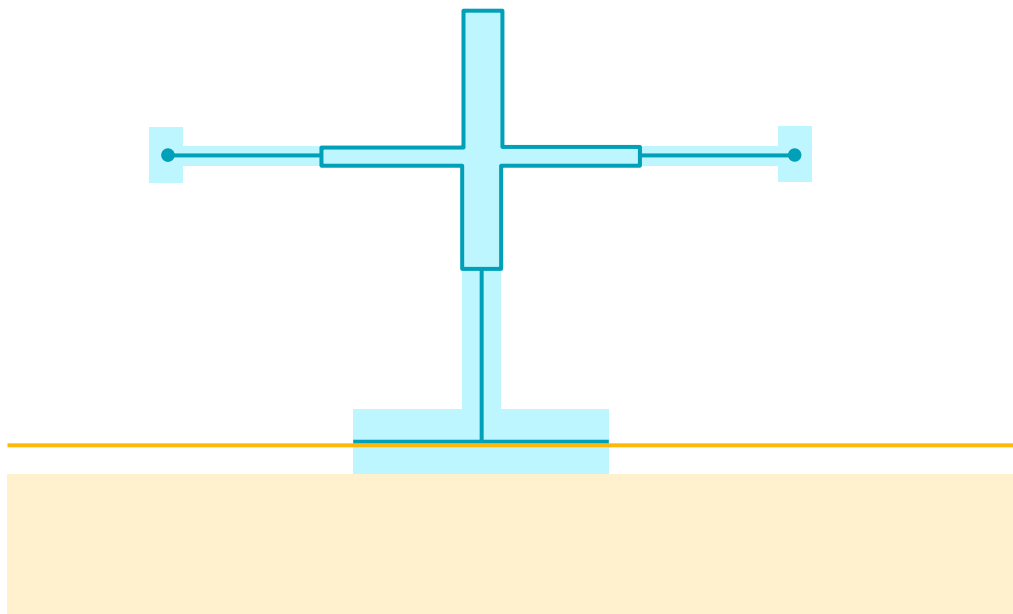


Figure 0.7 – Schéma de principe du modèle B de la maquette cisaillement, par rapport à l'emprise réelle de la maquette, avec en bleu la maquette et en jaune la table Azalée.

## 2.2 Maquette flexion

Les résultats pour la maquette flexion sont présentés ci-dessous :

Tableau 0.2 – Maquette flexion - Comportement modal du modèle B, comparé aux résultats obtenus avec le modèle volumique de référence A et avec le modèle coques de l'étude de dimensionnement (NUVIA Structure, 2017)

Modélisation	B	A	Ref
Modèle et conditions aux limites	Modèle mixte volumique/structure avec table Azalée	Modèle volumique de référence avec table Azalée	Etudes de dimensionnement (coques + semelle poutre bloquée localement)
Fréquence du mode de flexion du voile (Hz) :	5.24	5.30	5.05
Fréquence du mode de torsion du voile (Hz) :	8.94	8.70	8.83
Fréquence du mode de cisaillement du voile (Hz) :	33.9	34.0	42.3
Fréquence du mode de flexion du voile et du plancher (déformée asymétrique du plancher) (Hz) :	43.8	45.3	44.7 ( ?)
Fréquence du mode de flexion du plancher (déformée symétrique du plancher) (Hz) :	44.5	45.6	48.5

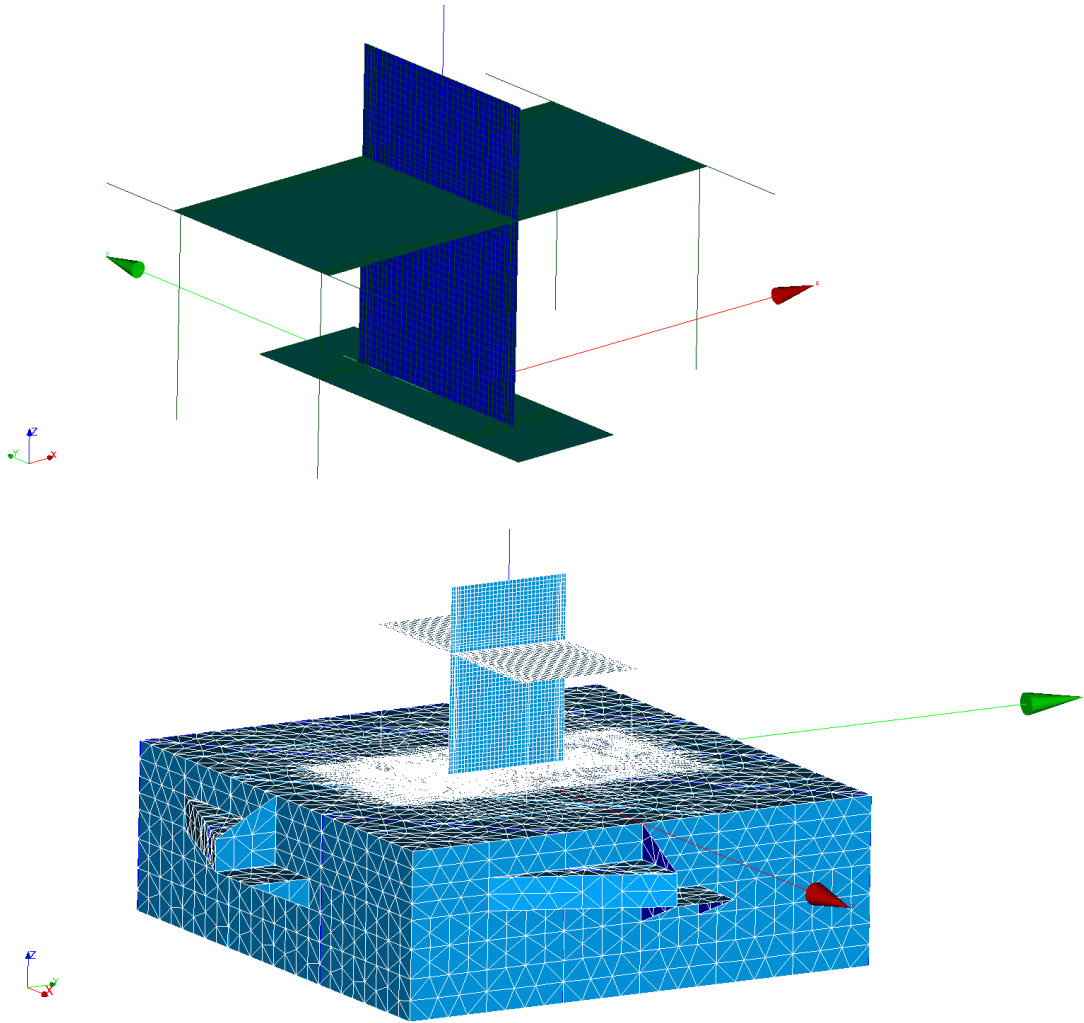
On constate une bonne cohérence du comportement modal pour l'ensemble des modes principaux entre le modèle mixte et le modèle volumique de référence.

## 3 MODELISATION C : MODELE AVEC DES ELEMENTS DE STRUCTURE

Le modèle C est composé exclusivement d'éléments de structure (plaques et poutres). Il est représentatif des pratiques de modélisations usuelles de l'ingénierie. La jonction voile plancher est supposée infiniment rigide (transmission parfaite des déplacements et rotations) et réduite à l'axe de la jonction.

Les éléments volumiques sont quadratiques, les éléments plaques (DKT) et poutres (POU\_D\_E) linéaires.

Le modèle est présenté ci-dessous :



*Figure 0.8 – Vues du modèle C de la maquette cisaillement, seul puis avec la table Azalée.*

De façon à vérifier la pertinence du modèle proposé en termes de jonctions et conditions aux limites, on compare les résultats de l'analyse modale à ceux obtenus sur la modélisation A de référence. Dans les deux cas on retient le modèle avec table Azalée et des paramètres de discrétisation identiques.

### 3.1 Maquette cisaillement

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 0.3 – Maquette cisaillement - Comportement modal du modèle C, comparé aux résultats obtenus avec le modèle mixte volumique/éléments de structure B, le modèle volumique de référence A et avec le modèle coques de l'étude de dimensionnement (NUVIA Structure, 2017)

<b>Modélisation</b>	<b>C</b>	<b>B</b>	<b>A</b>	<b>Ref</b>
Modèle et conditions aux limites	Modèle éléments de structure avec table Azalée	Modèle mixte volumique/structure avec table Azalée	Modèle volumique de référence avec table Azalée	Etudes de dimensionnement (coques + semelle poutre bloquée localement)
Fréquence du mode de torsion du voile (Hz) :	3.87	3.79	3.96	3.76
Fréquence du mode de flexion du voile (Hz) :	4.69	4.68	5.07	4.75
Fréquence du mode de cisaillement du voile (Hz) :	15.3	15.4	14.7	21.8
Fréquence du mode de flexion du voile et du plancher (déformée asymétrique du plancher) (Hz) :	19.9	20.3	22.2	20.1 (?)
Fréquence du mode de flexion du plancher (déformée symétrique du plancher) (Hz) :	20.5	21.2	22.8	22.2
Nombre total de modes jusqu'à 100 Hz :	36	36	33	>20

On a une cohérence satisfaisante du comportement modal entre le modèle entièrement composé d'éléments plaques et poutres, le modèle mixte et le modèle volumique de référence.

### 3.2 Maquette flexion

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 0.4 – Maquette flexion - Comportement modal du modèle C, comparé aux résultats obtenus avec le modèle mixte volumique/éléments de structure B, le modèle volumique de référence A et avec le modèle coques de l'étude de dimensionnement (NUVIA Structure, 2017)

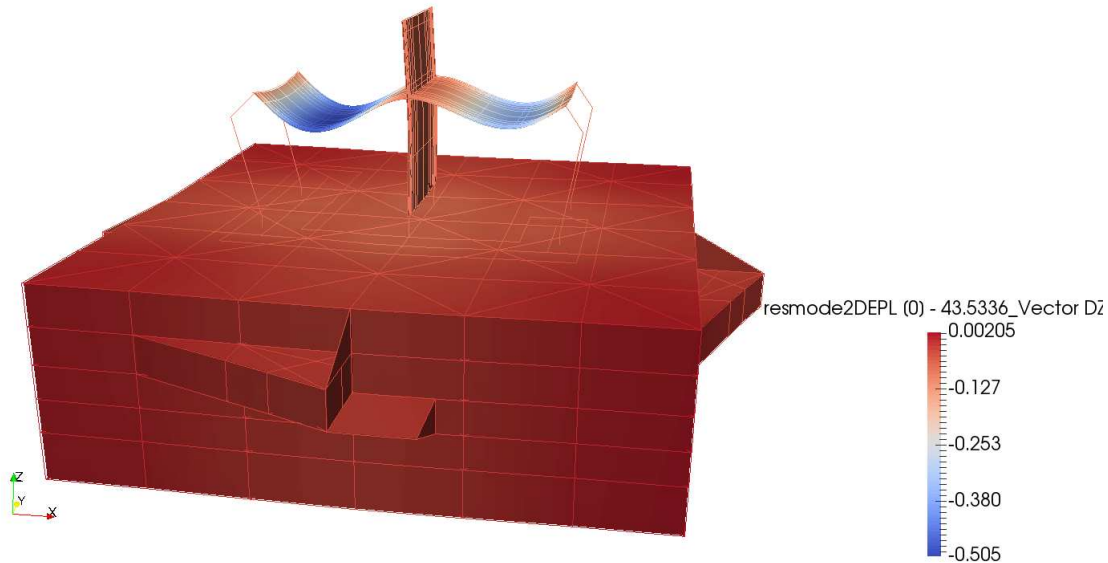
Modèle	C	B	A	Ref
Conditions aux limites (voir détail ci-dessus)	Modèle éléments de structure avec table Azalée	Modèle mixte volumique/structure avec table Azalée	Modèle volumique de référence avec table Azalée	Etudes de dimensionnement (coques + semelle poutre bloquée localement)
Fréquence du mode de flexion du voile (Hz) :	5.05	5.24	5.30	5.05
Fréquence du mode de torsion du voile (Hz) :	9.09	8.94	8.70	8.83
Fréquence du mode de cisaillement du voile (Hz) :	33.7	33.9	34.0	42.3
Fréquence du mode de flexion du voile et du plancher (déformée asymétrique du plancher) (Hz) :	43.48	43.8	45.3	44.7 ( ?)
Fréquence du mode de flexion du plancher (déformée symétrique du plancher) (Hz) :	43.53	44.5	45.6	48.5

On a une cohérence relativement satisfaisante du comportement modal entre le modèle entièrement composé d'éléments plaques et poutres, le modèle mixte et le modèle volumique de référence.

Il existe néanmoins un problème vis-à-vis de la forme du mode de flexion du plancher, qui n'est pas exactement symétrique sur ce modèle et s'accompagne d'une légère flexion du voile d'un côté.

Il est possible que le maillage de la table, combiné à la proximité en fréquence des deux modes de flexion (plancher et voile + plancher) sur ce modèle, soit en cause (maillage du plateau supérieur non symétrique car issu du modèle dédié à la maquette SMART). Néanmoins un raffinement du maillage de la table ne semble pas apporter d'amélioration. Les paramètres numériques du calcul modal ne semblent également pas en cause, un changement de méthode et de paramètres n'apportant pas de changement aux résultats.

La forme du mode en question est illustrée sur la figure suivante.



*Figure 0.9 – Vue du mode de flexion de plancher sur le modèle C de la maquette de flexion, légèrement dissymétrique.*

De façon à préciser les conditions aux limites, et en intégrant le retour d'expérience des essais de pont réalisés sur la table Azalée par EDF et le CEA au cours duquel une certaine souplesse des platines de fixation avait été relevée, on introduit dans le modèle les platines boulonnées sur la table Azalée sur lesquelles sont soudées les rotules supportant la maquette de flexion. On considère pour chacune de ces platines :

- Une liaison rigide entre le maillage de la table et celui de la platine restreinte à l'emprise de la contre-platine autour de chacun des boulons (140x140mm) ;
- Une liaison rigide entre le maillage de la platine et la base de la rotule sur la zone comprise entre les 4 boulons de fixation de la rotule sur la platine (146x146mm).

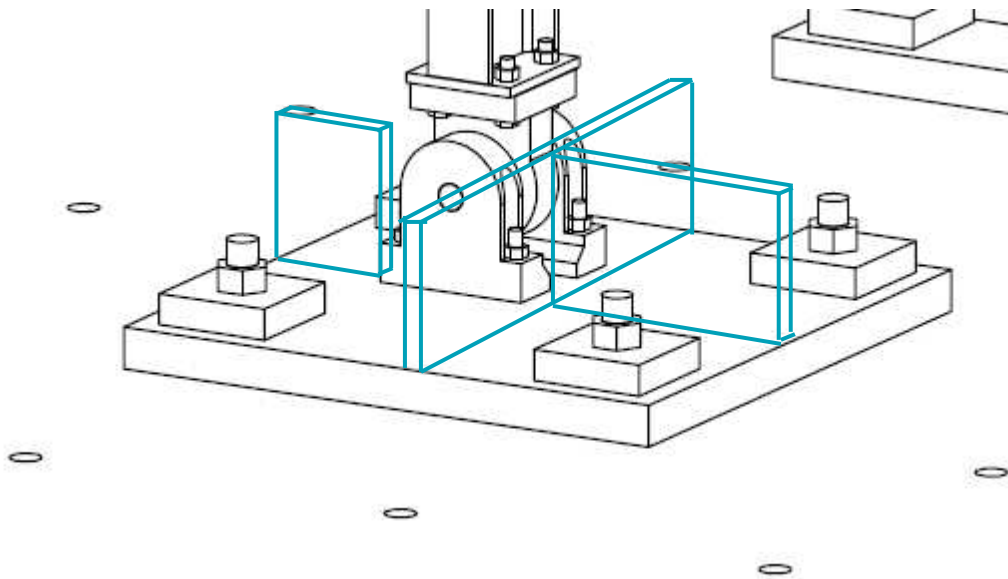
Le tableau ci-après présente l'évolution des fréquences des différents modes avec la prise en compte de la souplesse des platines. Il est à noter que certaines des déformées obtenues peuvent ne pas être physiques selon le signe attribué aux déplacements car elles correspondraient à une pénétration des platines dans la table.

Tableau 0.5 – Maquette flexion - Comportement modal du modèle C (modèle plaques/poutres) modifié pour prendre en compte le comportement des platines de fixation sur la table Azalée, comparé aux résultats obtenus avec le modèle C d'origine, avec le modèle mixte volumique/éléments de structure B, le modèle volumique de référence A et avec le modèle coques de l'étude de dimensionnement (NUVIA Structure, 2017)

<b>Modélisation</b>	<b>C bis</b>	<b>C</b>	<b>B</b>	<b>A</b>	<b>Ref</b>
Modèle et conditions aux limites	Modèle éléments de structure avec table Azalée y compris platines de fixation sur Azalée	Modèle éléments de structure avec table Azalée	Modèle mixte volumique/structure avec table Azalée	Modèle volumique de référence avec table Azalée	Etudes de dimensionnement (coques + semelle poutre bloquée localement)
Fréquence du mode de flexion du voile (Hz) :	4,99	5.05	5.24	5.30	5.05
Fréquence du mode de torsion du voile (Hz) :	8,84	9.09	8.94	8.70	8.83
Fréquence du mode de cisaillement du voile (Hz) :	25,7	33.7	33.9	34.0	42.3
Fréquence du mode de flexion du voile et du plancher (déformée asymétrique du plancher) (Hz) :	42,6	43.48	43.8	45.3	44.7 ( ?)
Fréquence du mode de flexion du plancher (déformée symétrique du plancher) (Hz) :	41,8	43.53	44.5	45.6	48.5

De façon à éviter les problématiques de décollement et de modification des fréquences de la maquette, on propose de raidir les platines support par des plats verticaux ou profilés métalliques soudés à la platine :





*Figure 0.10 – Proposition de raidisseurs sur les platines supports de la maquette de flexion.*  
Malheureusement cette proposition n'a pas été retenue par le CEA pour la réalisation des essais.

## Annexe D – Etudes de sensibilité sur les modèles élastiques des maquettes flexion et cisaillement de la campagne CEA-EDF

Des études de sensibilité sur le comportement modal des modèles de maquettes sont menées en élastique, de façon à comparer différentes options de modélisation (taille de maille, conditions aux limites, etc.) et identifier les plus pertinentes.

### 4 ETUDES DE SENSIBILITE SUR LA MAQUETTE FLEXION

Pour les études de sensibilité, on s'intéresse d'abord à la maquette flexion, car son comportement en flexion est d'une part plus facile à appréhender, et d'autre part peut-être comparé avec un bon niveau de confiance aux résultats de l'analyse dynamique menée sur un modèle coque dans le cadre du dimensionnement des maquettes (NUVIA Structure, 2017), a minima vis-à-vis des modes de flexion.

#### 4.1 Influence de la taille de maille

Selon le type d'éléments finis (linéaires ou quadratiques), on cherche à évaluer la discrétisation minimale nécessaire pour représenter de façon satisfaisante le comportement dynamique de la maquette.

On effectue ces études sur un modèle aux conditions aux limites simplifiées : la maquette seule est représentée par des éléments volumiques. Le matériau élastique affecté au modèle a des propriétés supposées représentatives du béton armé et identiques à celles considérées lors du dimensionnement des maquettes (NUVIA Structure, 2017). La masse volumique de la zone de dalle supportant les masses additionnelles est ajustée pour tenir compte de la présence de celles-ci. Les appuis du voile sont représentés par un blocage ponctuel des 3 translations au centre des platines, ceux des poutres de rive par un blocage des seuls déplacements verticaux aux centres des platines d'ancrage.

Le tableau ci-dessous présente les résultats de l'analyse modale obtenus pour différentes discrétisations, en linéaire et en quadratique. Ils sont mis en regard avec les résultats en référence (NUVIA Structure, 2017) obtenus lors du calcul de dimensionnement des maquettes sur un modèle coques.

Essai	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Réf
<b>Type d'éléments : quadratiques (Q) ou linéaires (L)</b>	Q	Q	Q	Q	Q	L	L	L	L	L	-
<b>Nombre de mailles dans l'épaisseur de la dalle :</b>	2	3	3	3	4	4	6	6	8	8	-
<b>Nombre de mailles dans l'épaisseur du voile :</b>	2	4	4	4	6	4	6	6	8	8	-
<b>Taille des mailles dans les autres directions (m) :</b>	0.2	0.1	0.0 5	0.0 3	0.0 3	0.0 5	0.0 5	0.0 3	0.0 3	0.0 2	-
<b>Nombre de nœuds du modèle (x10<sup>3</sup>) :</b>		27	84	227	291	25	35	92	116	228	-
<b>Fréquence du mode de flexion du voile (Hz) :</b>	5.9 7	5.9 2	5.9 0	5.8 8	5.8 7	6.2 3	6.2 2	6.0 2	6.0 1	5.9 4	5.0 5
<b>Fréquence du mode de torsion du voile (Hz) :</b>	9.8 9	9.7 6	9.6 7	9.5 5	9.5 0	9.8 7	9.8 4	9.7 2	9.7	9.6	8.8 3
<b>Fréquence du mode de cisaillement du voile (Hz) :</b>	41. 8	34. 5	31. 0	27. 0	25. 3	38. 2	36. 3	31. 8	30. 4	27. 8	42. 3
<b>Fréquence du mode de flexion du voile et du plancher (déformée asymétrique du plancher) (Hz) :</b>	48. 7	48. 1	47. 3	46. 3	46. 3	50. 3	50. 2	48. 4	48. 3	47. 4	44. 7 (?)
<b>Fréquence du mode de flexion du plancher (déformée symétrique du plancher) (Hz) :</b>	53. 9	52. 6	51. 2	49. 4	49. 0	55. 5	55. 3	52. 6	52. 3	50. 9	48. 5

Tableau 0.1 – Influence de la discrétisation sur le comportement modal du modèle

On en déduit la nécessité de conserver au minimum 3 éléments dans l'épaisseur des dalles ou du voile en quadratique, 6 en linéaire. Par ailleurs la taille de maille dans les autres directions ne doit pas dépasser 5cm en quadratique, et 3cm en linéaire si l'on veut obtenir des résultats qui ne soient pas trop impactés par une discrétisation insuffisante.

On notera que la représentation simplifiée des conditions aux limites retenue pour cette étude de sensibilité car comparable aux conditions aux limites de l'étude de dimensionnement en référence (NUVIA Structure, 2017) présente le désavantage de créer une dépendance à la taille de maille pour le mode de cisaillement du voile.

#### 4.2 Influence des conditions limites

Dans l'étude de sensibilité précédente, les conditions aux limites des maquettes sont représentées de façon très simplifiée et approximative : on a simplement bloqué les degrés de liberté en translation pertinents aux nœuds situés aux centres des platines d'ancrage.

On s'intéresse maintenant à l'influence des conditions limites sur le comportement modal du modèle, de façon à cibler au mieux le degré de précision avec lequel il sera pertinent de les modéliser de façon à éviter d'alourdir inutilement le calcul.

On teste successivement les modélisations suivantes pour les conditions aux limites en pied de voile (rotules mécaniques liaisonnant les deux extrémités du voile à la table Azalée, fixées par des platines de part et d'autre) :

1. Blocage des translations du nœud au centre de la platine. Modèle quadratique.
2. Blocage des translations du nœud au centre de la platine + ajout de la platine (15mm d'acier, représentée par des éléments plaques). Modèle linéaire en raison de la présence de la platine (absence d'éléments plaques quadratiques dans code\_aster).
3. Ensemble des nœuds situés sur l'emplacement de la platine liés par une liaison infiniment rigide ('LIAISON\_SOLIDE') au nœud central dont les translations ont été bloquées. Modèle quadratique.
4. Ensemble des nœuds situés sur l'emplacement de la platine liés par une liaison ('LIAISON\_ELEM') de type '3D\_POU' à un nœud central dupliqué dont les translations ont été bloquées. Modèle quadratique.
5. Ensemble des nœuds situés sur l'emplacement de la platine liés par une liaison 'rigide' pondérée ('LIAISON\_RBE3') à un nœud central dupliqué dont les translations ont été bloquées. Modèle quadratique.
6. Blocage des translations du nœud au centre de la platine. Modèle quadratique avec poteaux.
7. Ensemble des nœuds situés sur l'emplacement de la platine liés par une liaison infiniment rigide ('LIAISON\_SOLIDE') à une poutre représentant la moitié haute de la rotule. Les translations ont été bloquées en base de la poutre. Modèle quadratique avec poteaux.
8. Ensemble des nœuds situés sur l'emplacement de la platine liés par une liaison ('LIAISON\_ELEM') de type '3D\_POU' à une poutre représentant la moitié haute de la rotule. Les translations ont été bloquées en base de la poutre. Modèle quadratique avec poteaux.
9. Ensemble des nœuds situés sur l'emplacement de la platine liés par une liaison 'rigide' pondérée ('LIAISON\_RBE3') à une poutre représentant la moitié haute de la rotule. Les translations ont été bloquées en base de la poutre. Modèle quadratique avec poteaux.
10. Ensemble des nœuds situés sur l'emplacement de la platine liés par une liaison infiniment rigide ('LIAISON\_SOLIDE') à une poutre représentant la moitié haute de la rotule. Les translations en base sont transmises à une seconde poutre représentant la partie inférieure de la rotule. La partie inférieure de la rotule est liée par une liaison infiniment rigide ('LIAISON\_SOLIDE') à la partie de la table Azalée correspondant à l'emprise de la platine de fixation. Les degrés de liberté en translation dans la direction de chargement des différents vérins de la table sont bloqués au niveau des zones d'appui de ces mêmes vérins. Modèle quadratique avec poteaux et table vibrante Azalée.

Les conditions aux limites au niveau des poutres de rive de la maquette sont simultanément représentées de la façon suivante pour les modélisations listées ci-dessus :

1. Blocage des translations suivant l'axe vertical du nœud au centre de la platine. Modèle quadratique.
2. Blocage des translations suivant l'axe vertical du nœud au centre de la platine + ajout de la platine (15mm d'acier, représentée par des éléments plaques). Modèle linéaire en raison de la présence de la platine (absence d'éléments plaques quadratiques dans code\_aster).
3. Ensemble des nœuds situés sur l'emplacement de la platine liés par une liaison infiniment rigide ('LIAISON\_SOLIDE') au nœud central dont les translations suivant l'axe vertical ont été bloquées. Modèle quadratique.
4. Ensemble des nœuds situés sur l'emplacement de la platine liés par une liaison ('LIAISON\_ELEM') de type '3D\_POU' à un nœud central dupliqué dont les translations suivant l'axe vertical ont été bloquées. Modèle quadratique.

5. Ensemble des nœuds situés sur l'emplacement de la platine liés par une liaison 'rigide' pondérée ('LIAISON\_RBE3') à un nœud central dupliqué dont les translations suivant l'axe vertical ont été bloquées. Modèle quadratique.
6. Les translations du nœud au centre de la platine sont transmises à un poteau dont les translations et la rotation autour de son axe propre ont été bloqués en base. Modèle quadratique avec poteaux.
7. Ensemble des nœuds situés sur l'emplacement de la platine liés par une liaison infiniment rigide ('LIAISON\_SOLIDE') à une poutre représentant la moitié haute de la rotule. Les translations en base sont transmises à une seconde poutre représentant le poteau. les translations et la rotation autour de son axe propre ont été bloquées en base du poteau. Modèle quadratique avec poteaux.
8. Ensemble des nœuds situés sur l'emplacement de la platine liés par une liaison ('LIAISON\_ELEM') de type '3D\_POU' à une poutre représentant la moitié haute de la rotule. Les translations en base sont transmises à une seconde poutre représentant le poteau. les translations et la rotation autour de son axe propre ont été bloquées en base du poteau. Modèle quadratique avec poteaux.
9. Ensemble des nœuds situés sur l'emplacement de la platine liés par une liaison 'rigide' pondérée ('LIAISON\_RBE3') à une poutre représentant la moitié haute de la rotule. Les translations en base sont transmises à une seconde poutre représentant le poteau. les translations et la rotation autour de son axe propre ont été bloquées en base du poteau. Modèle quadratique avec poteaux.
10. Ensemble des nœuds situés sur l'emplacement de la platine liés par une liaison infiniment rigide ('LIAISON\_SOLIDE') à une poutre représentant la moitié haute de la rotule. Les translations en base sont transmises à une seconde poutre représentant la partie inférieure de la rotule inférieure. La base de la rotule inférieure est liée par une liaison infiniment rigide ('LIAISON\_SOLIDE') à la partie de la table Azalée correspondant à l'emprise de la platine de fixation. Les degrés de liberté en translation dans la direction de chargement des différents vérins de la table sont bloqués au niveau des zones d'appui de ces mêmes vérins. Modèle quadratique avec poteaux et table vibrante Azalée.

NB : la table Azalée et les poteaux sont représentés par des éléments linéaires. Le maillage de la table Azalée et ses caractéristiques sont issues du cas test sdnv142 (maquette SMART). Seul le raffinement est modifié, l'absence de données sur la table ne permettant pas de questionner ce modèle.

Le modèle quadratique est maillé avec 3 éléments hexahédriques dans l'épaisseur du plancher, 4 dans l'épaisseur du voile, et une taille de maille ailleurs dans le modèle de 5cm (20cm pour les poteaux).

Le tableau ci-après présente les résultats obtenus pour les différentes options de représentation des conditions aux limites :

Essai	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Ré f
<b>Conditions aux limites</b> (voir détail ci-dessus)	Nœuds bloqués	Nœuds bloqués + platines	LIAISON_SOLIDE	LIAISON_ELEM '3D_POU'	LIAISON_RBE3	Poteaux	LIAISON_SOLIDE + poteaux	LIAISON_ELEM '3D_POU' + poteaux	LIAISON_RBE3+ poteaux	LIAISON_SOLIDE + poteaux + table Azalée	Calcul de dimensionnement (coques + poteaux – nœuds bloqués)
<b>Fréquence du mode de flexion du voile (Hz) :</b>	5.9 0	5.9 9	5.9 3	5.9 2	5.9 2	5.8 7	5.3 2	5.3 1	5.3 1	5.3 0	5.0 5
<b>Fréquence du mode de torsion du voile (Hz) :</b>	9.6 8	9.8 9	9.9 5	9.9 3	9.9 3	9.6 1	8.7 2	8.6 4	8.6 0	8.7 0	8.8 3
<b>Fréquence du mode de cisaillement du voile (Hz) :</b>	31. 4	47. 1	61. 9	60. 7	60. 1	30. 9	55. 3	34. 4	34. 0	32. 9	42. 3
<b>Fréquence du mode de flexion du voile et du plancher (déformée asymétrique du plancher) (Hz) :</b>	47. 8	49. 4	49. 2	49. 1	49. 1	45. 8	46. 7	46. 5	46. 4	45. 2	44. 7 (?)
<b>Fréquence du mode de flexion du plancher (déformée symétrique du plancher) (Hz) :</b>	51. 9	54. 9	55. 1	55. 1	55. 0	49. 3	52. 6	52. 1	52. 1	45. 4	48. 5
<b>Fréquence du mode des poteaux et poutres de rives (4 modes) (Hz)</b>	-	-	-	-	-	44. 4	44. 4	40. 0	-	44. 4	?
<b>Fréquence des modes couplés table – maquette (Hz) :</b> - flexion du voile : - cisaillement : - flexion voile + plancher (asymétrique) - flexion plancher (symétrique) :	-	-	-	-	-	-	-	-	-	52. 9 54. 5 68. 8 69. 3	-

Tableau 0.2 – Influence des conditions aux limites sur le comportement modal du modèle

On observe une similarité de l'impact des 3 liaisons testées (3D\_POU, RBE3 et infiniment rigide) à l'échelle du comportement dynamique global pour transmettre des degrés de liberté en translation.

La transmission des rotations – nécessaire à l'obtention d'une déformée cohérente pour le mode en cisaillement lorsque l'on introduit les poteaux et leurs rotules – n'est satisfaisante qu'avec la liaison infiniment rigide.

La prise en compte de la table Azalée a un impact fort sur le comportement dynamique global en cisaillement (fréquences du mode en cisaillement passant de 55 Hz à 33 Hz). Un mode de cisaillement couplé table - maquette apparaît également à 54Hz.

Les fréquences des premiers modes de flexion et torsion du voile sont sensibles à la prise en compte des poteaux supportant les poutres de rives mais peu influencés par l'introduction de la table.

Les modes de flexion du plancher sont quant à eux sensiblement modifiés par la présence de la table avec des fréquences plus basses et l'apparition d'un mode supplémentaire de flexion couplée table-maquette à 53Hz. D'autres modes de flexion couplée apparaissent également pour des fréquences autour de 69 Hz.

Remarque : les déformées de la table au niveau des points d'ancrage de la maquette posent la question de l'impact du raffinement du maillage de la table dans ces zones, où il est plus ou moins grossier. Les résultats utilisés par la suite seront ceux obtenus avec un modèle de table un peu plus raffiné dans la zone d'ancrage de la maquette. Le premier mode de flexion et de torsion restent identiques en fréquence, les fréquences des modes de cisaillement et de flexion voile/planchers augmentent légèrement : mode de cisaillement du voile à 34.0Hz, mode de flexion asymétrique à 45.3Hz, mode de flexion symétrique des planchers à 45.6Hz.

## 5 ETUDES DE SENSIBILITE SUR LA MAQUETTE CISAILLEMENT

Etant donné les tests déjà effectués sur la maquette flexion, on se réduit à étudier sur cette maquette l'influence des conditions aux limites et en particulier l'impact de la prise en compte de la table Azalée sur le comportement modal, en particulier vis-à-vis du comportement en cisaillement.

On teste successivement les modélisations suivantes pour les conditions aux limites au niveau de la semelle (10 tiges précontraintes liaisonnant la semelle à la table Azalée, avec des platines d'appui de part et d'autre) :

1. Blocage des translations horizontales et verticales des nœuds correspondant aux emplacements des tiges de précontrainte, en face inférieure de la semelle. Modèle quadratique.
2. Blocage des translations horizontales et verticales des nœuds correspondant à l'ensemble de la face inférieure de la semelle. Modèle quadratique.
3. Blocage des translations verticales des nœuds correspondant à l'ensemble de la face inférieure de la semelle. Blocage des translations horizontales des nœuds correspondant aux emplacements des tiges de précontrainte, en face inférieure de la semelle. Modèle quadratique.
4. Blocage des translations verticales des nœuds correspondant à l'ensemble de la face inférieure de la semelle. Blocage des translations horizontales des nœuds correspondant aux emplacements des tiges de précontrainte, en face inférieure de la semelle. Modèle quadratique avec poteaux.
5. Ensemble des nœuds correspondant à la face inférieure de la semelle liés par une liaison de type 'LIAISON\_MAIL' à la partie de la table Azalée correspondant à l'emprise de la semelle. Les degrés de liberté en translation dans la direction de chargement des différents vérins de la table sont bloqués au niveau des zones d'appui de ces mêmes vérins. Modèle quadratique avec poteaux et table vibrante Azalée.

Les conditions aux limites au niveau des poutres de rive de la maquette sont simultanément représentées de la façon suivante pour les modélisations listées ci-dessus :

1. Blocage des translations suivant l'axe vertical du nœud au centre de la platine. Modèle quadratique.
2. Blocage des translations suivant l'axe vertical du nœud au centre de la platine. Modèle quadratique.
3. Blocage des translations suivant l'axe vertical du nœud au centre de la platine. Modèle quadratique.

4. Ensemble des nœuds situés sur l'emplacement de la platine liés par une liaison infiniment rigide ('LIAISON\_SOLIDE') à une poutre représentant la moitié haute de la rotule. Les translations en base sont transmises à une seconde poutre représentant le poteau. Les translations et la rotation autour de son axe propre ont été bloquées en base du poteau. Modèle quadratique avec poteaux.
5. Ensemble des nœuds situés sur l'emplacement de la platine liés par une liaison infiniment rigide ('LIAISON\_SOLIDE') à une poutre représentant la moitié haute de la rotule. Les translations en base sont transmises à une seconde poutre représentant la partie inférieure de la rotule inférieure. La base de la rotule inférieure est liée par une liaison infiniment rigide ('LIAISON\_SOLIDE') à la partie de la table Azalée correspondant à l'emprise de la platine de fixation. Les degrés de liberté en translation dans la direction de chargement des différents vérins de la table sont bloqués au niveau des zones d'appui de ces mêmes vérins. Modèle quadratique avec poteaux et table vibrante Azalée.

Le tableau ci-après présente les résultats obtenus pour les différentes options de représentation des conditions aux limites :

Essai	1	2	3	4	5	Ref
<b>Conditions aux limites</b> (voir détail ci-dessus)	Base semelle bloquée localement	Base semelle encastrée	Base semelle bloquée verticalement, bloccages horizontaux ponctuels	Base semelle bloquée verticalement, bloccages horizontaux ponctuels + poteaux	Table Azalée (LIAISON_MAIL, dmax=0.1m) + poteaux	Etudes de dimensionnement (coques + semelle poutre bloquée localement)
<b>Fréquence du mode de torsion du voile (Hz) :</b>	3.93	4.02	4.00	3.99	3.96	3.76
<b>Fréquence du mode de flexion du voile (Hz) :</b>	5.06	5.42	5.40	5.40	5.07	4.75
<b>Fréquence du mode de cisaillement du voile (Hz) :</b>	17.7	22.9	22.0	22.0	14.7	21.8
<b>Fréquence du mode de flexion du voile et du plancher (déformée asymétrique du plancher) (Hz) :</b>	22.4	22.8	22.7	22.7	22.2	20.1 (?)
<b>Fréquence du mode de flexion du plancher (déformée symétrique du plancher) (Hz) :</b>	24.85	25.0	25.0	25.0	22.8	22.2
<b>Nombre total de modes jusqu'à 100 Hz :</b>	23	22	22	27	33	>20

Tableau 0.3 – Influence des conditions aux limites sur le comportement modal du modèle



Contrairement à la maquette flexion, la maquette cisaillement est peu influencée par les choix de représentation des conditions aux limites au niveau des poutres de rive. Appui glissant ponctuel et poteaux représentés de façon détaillée donnent des résultats quasiment identiques.

La représentation des conditions aux limites sous la semelle est quant à elle plus sensible et impacte fortement le comportement en cisaillement, qui est celui qui sera le plus sollicité sur cette maquette.

La prise en compte de la table Azalée a un impact très fort sur le comportement dynamique global en cisaillement (fréquences du mode en cisaillement passant de 22 Hz à 15 Hz). La fréquence du second mode de cisaillement est également abaissée de 69Hz à 65Hz. Un mode couplé table-maquette en cisaillement apparaît avec une fréquence propre de 74Hz.

Etant donné le ratio entre les fréquences propres en cisaillement avec ou sans la prise en compte de la table Azalée, proche de racine de 2, on peut en déduire que la rigidité en cisaillement de la table Azalée, si le modèle est correct, est du même ordre de grandeur que celle de la maquette 1.

Dans une moindre mesure, les modes de flexion sont également impactés par la présence de la table avec des fréquences plus basses et l'apparition de modes de flexion couplée aux environs de 28Hz (poutres de rives), 49 Hz (flexion du plancher), etc.

## Annexe E – Méthode de paramétrage de la loi de comportement GLRC\_DM

Nous sommes partis du constat que le niveau de sollicitation atteint dans la structure pour les niveaux sismiques visés (du séisme de dimensionnement à quelques fois ce niveau de séisme) n'est pas suffisant pour atteindre un comportement complètement fissuré de la dalle, qui était l'hypothèse sous-jacente au paramétrage préexistant de la loi de comportement GLRC\_DM.

En conséquence, nous avons travaillé à développer une méthode de paramétrage de la loi GLRC\_DM visant à obtenir un bon accord avec le comportement d'une section de béton armé à l'initiation de la fissuration en flexion.

Dans un deuxième temps, nous avons également travaillé à proposer une démarche de calage de la loi pour un niveau de courbure visé, de façon à pouvoir réaliser un calage plus fin dans le cadre d'essais ou de benchmarks.

En flexion pure uniaxiale, on cherche à reproduire le comportement représenté par un modèle de section fissurée élastoplastique de béton armé avec un comportement adoucissement en traction pour le béton.

On considère le comportement uniaxial suivant du béton en traction-compression :

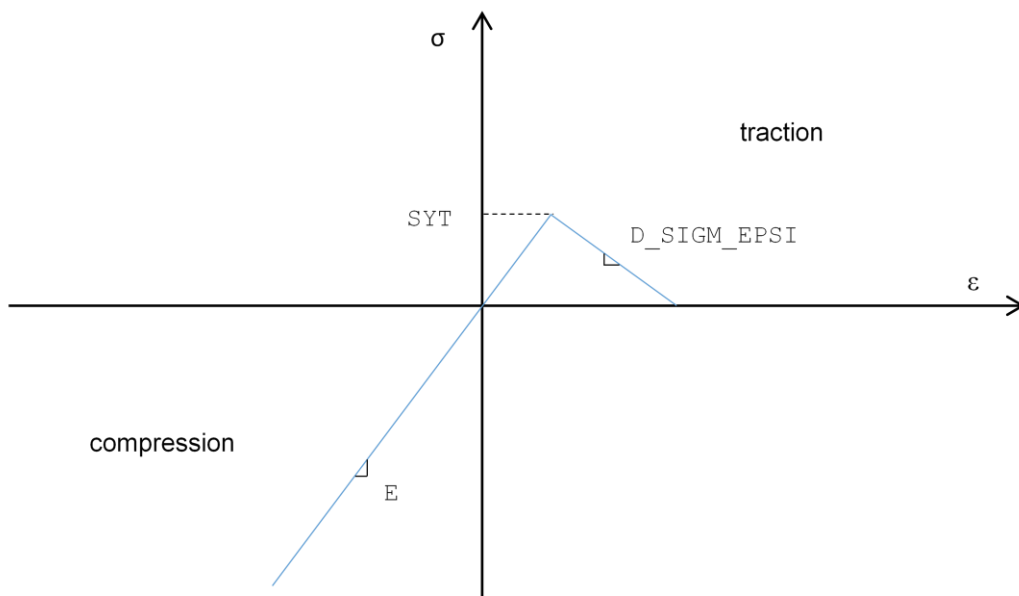
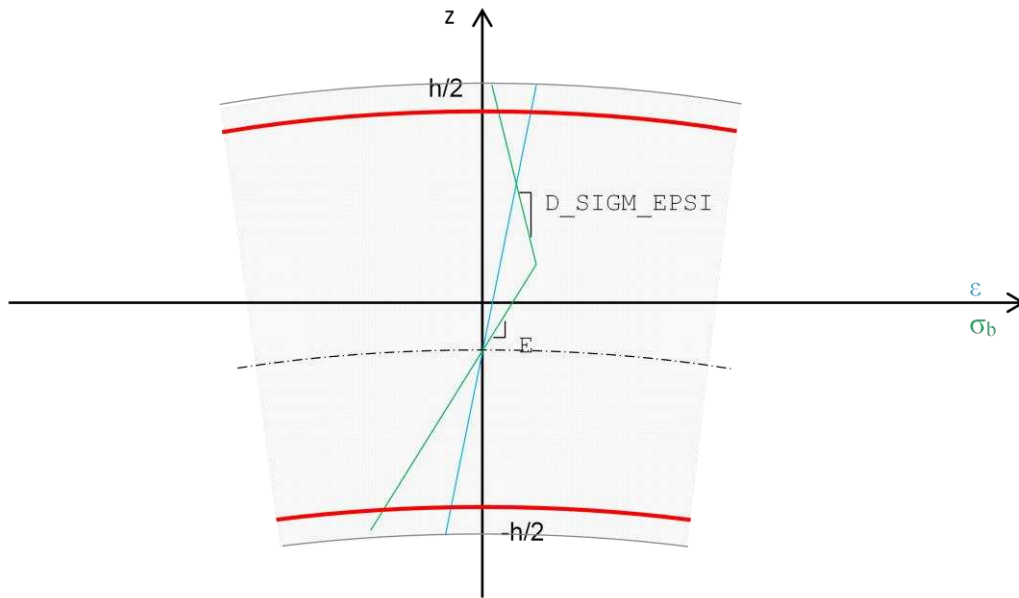


Figure 0.1 – Paramètres matériau béton pour la construction de la loi moment-courbure de référence

Le comportement des aciers est supposé élastoplastique.

On construit ensuite la loi moment-courbure en considérant la cinématique affine dans la hauteur de la section et le comportement de la section de béton armé fissurée illustré ci-dessous :



*Figure 0.2 – Comportement de la section de béton armé pour la construction de la loi moment-courbure de référence*

La loi moment courbure est alors déterminée par intégration numérique, en recherchant à tout instant une résultante d'effort normal nulle sur la section (par hypothèse).

Des exemples de résultats sont présentés sur la figure ci-après, pour différents ratios de ferrailage.

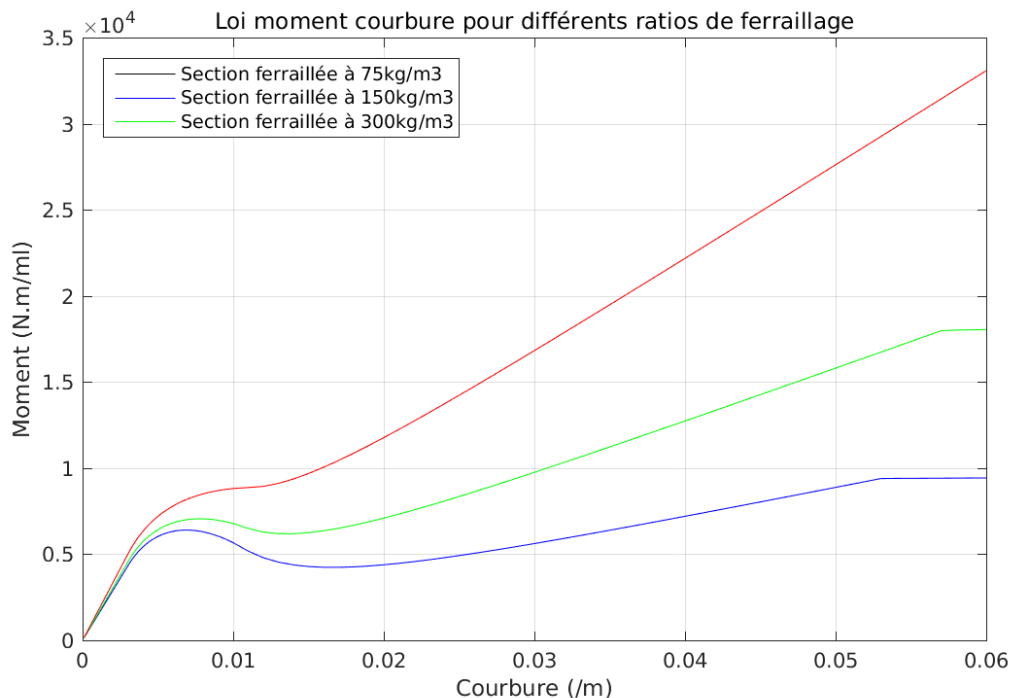


Figure 0.3 – Lois moment – courbure uniaxiales construites pour des sections de béton armé avec différents ratios de ferrailage.

L'identification des paramètres de GLRC\_DM nécessite l'identification d'un moment seuil et la définition d'une pente endommageante.

La prise en compte du moment d'initiation de la fissuration ( $\sigma = \text{SYT}$ ) sur la face tendue (ci-après dénommé  $M_{cr}$ ) comme seuil d'endommagement est trop défavorable et insuffisamment réaliste pour de faibles niveaux de courbure, en particulier pour une section peu ferrillée.

De même, la pente endommageante associée à la raideur de la hauteur de béton comprimée et des aciers, qui correspond à l'asymptote de la loi moment-courbure avant le seuil de plasticité des aciers, ne permet pas une bonne approximation de la loi moment-courbure à bas niveau.

On s'intéresse donc ici à deux options alternatives d'identification des paramètres d'endommagement en flexion de GLRC\_DM.

Deux options d'identification sont mises en œuvre sur le présent cas-test, l'option « TANGENTE » et l'option « COURBURE CIBLE ». Elles sont présentées ci-après.

L'option « TANGENTE » peut être mise en œuvre *a priori*, sans autres données que les données sur le comportement des matériaux. Elle correspond à un calage à relativement faible niveau d'endommagement, par la recherche de la pente correspondant à la tangente à la loi moment-courbure peu après l'apparition de l'endommagement.

L'option « COURBURE CIBLE » nécessite également la connaissance de la courbure visée. Elle s'adresse à une utilisation soit dans le cadre de calculs avec rebouclage, soit dans le cadre de reproduction d'essais ou de benchmarks. Les paramètres de seuil et de pente définis dans ce cadre sont identifiés de sorte à assurer

que la loi résultante soit sécante à la loi moment-courbure au niveau de courbure visé, et que l'écart avec la loi moment-courbure en deçà de cette valeur soit minimisé.

Une illustration des deux options est présentée sur les figures ci-après :

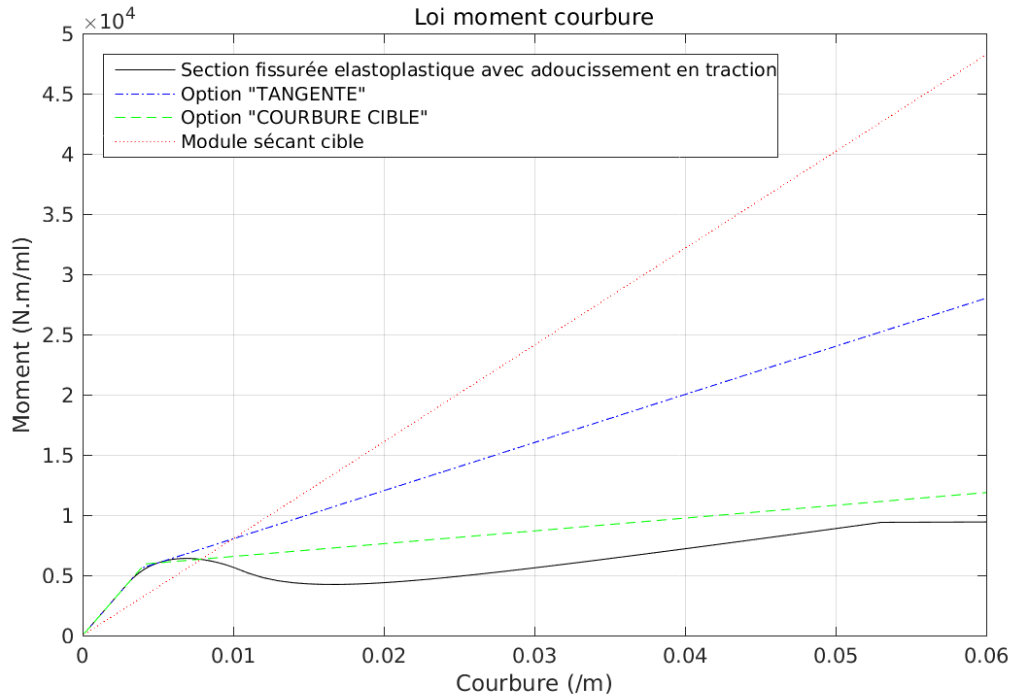


Figure 0.4 – Loi moment-courbure uniaxiale et options d'identification proposées

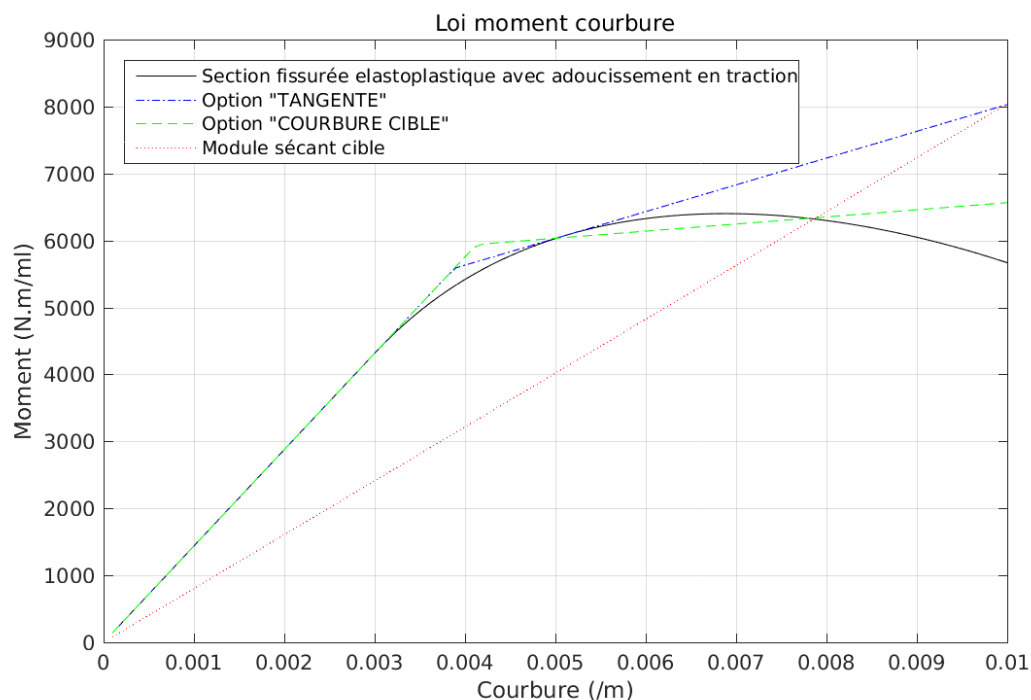


Figure 0.5 – Loi moment-courbure uniaxiale et options d'identification proposées – focus sur le début de l'endommagement

#### 5.1.1.1 Option d'identification « TANGENTE » :

Pour l'option d'identification « TANGENTE », on définit le moment de flexion seuil correspondant à l'apparition de l'endommagement de la façon suivante :

- On évalue la loi moment-courbure correspondant à l'hypothèse d'une section de béton armé parfaitement élastique (ci-après : LMCel), qui correspond à la tangente à l'origine des courbes présentées ci-dessus ;
- On évalue la loi moment-courbure correspondant aux hypothèses détaillées dans les paragraphes ci-dessus (béton élastique endommageable en traction, aciers élastiques ou élasto-plastiques) : (ci-après : LMCendo) ;
- A partir du point d'initiation de la première fissure ( $M_{cr}$ ), on recherche le plus petit moment sur la courbe élastique (LMCel) pour lequel, à courbure identique, l'écart avec la courbe LMCendo dépasse 5 %.

Ce moment de flexion est retenu comme seuil du comportement endommageant en flexion pure ( $M_D$ ).

La pente d'endommagement en flexion pure uniaxiale est alors définie comme la pente de la tangente à la courbe LMCendo passant par le point correspondant au seuil (pente positive ou nulle).

Le paramètre  $\gamma_F$  est alors défini comme le rapport des pentes endommageante et élastique.

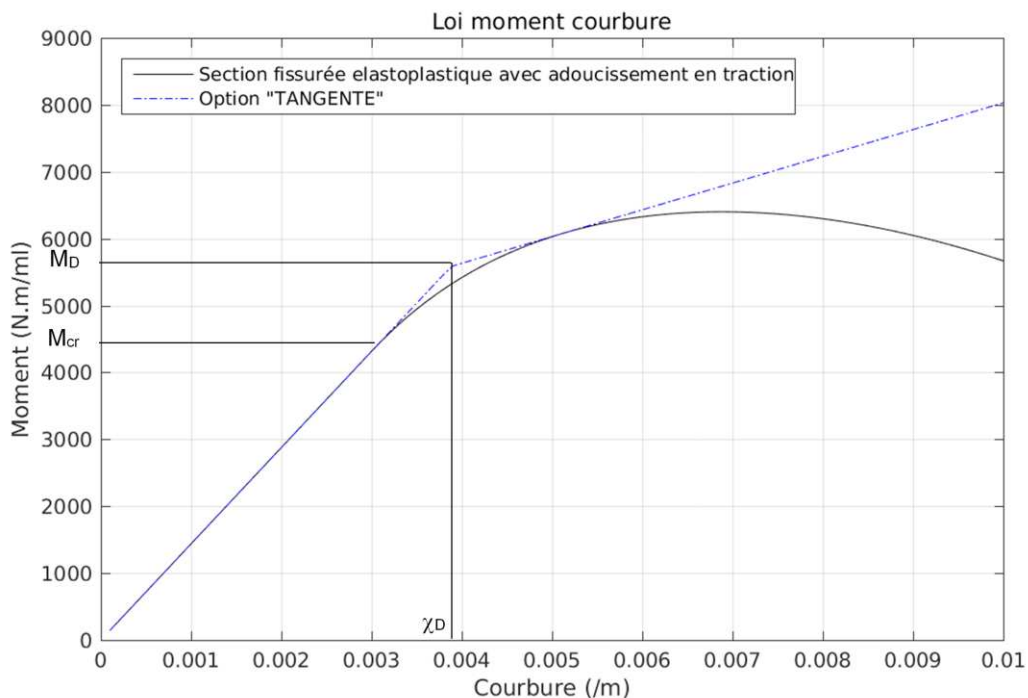


Figure 0.6 – Identification de la loi moment-courbure uniaxiale avec l'option « TANGENTE »

Il s'agit donc d'un calage visant à caractériser le comportement du béton armé à faible niveau d'endommagement (phase d'initiation des non-linéarités en flexion).

Dans le cas d'une application au calcul sismique d'une structure de génie civil, l'intérêt d'un tel calage est le suivant :

- Ce calage peut être déterminé *a priori*, sans avoir à évaluer précisément le niveau de courbure qui sera atteinte par la structure lors de la sollicitation ;
- Il est pertinent pour une structure qui est sollicitée au-delà de son domaine de linéarité, mais néanmoins très en-dessous de son domaine de plasticité des aciers et bien évidemment de sa capacité à rupture, ce qui correspond à l'usage pour lequel une loi endommageante non linéaire simplifiée comme GLRC\_DM peut être jugée assez représentative ;
- Lors d'une sollicitation sismique de niveau faible à moyen, le nombre de cycles pour lesquels les sollicitations restent de niveau faible (élastique ou faiblement non-linéaires) est important ; un modèle qui permet de bien les représenter devrait donc être relativement bien adapté pour reproduire le comportement global de la structure au cours de l'essai.

#### 5.1.1.2 Option d'identification « COURBURE CIBLE » :

Pour l'option d'identification « COURBURE CIBLE », l'utilisateur définit le niveau de courbure visée, pour lequel on souhaite que la loi de comportement GLRC\_DM soit calée.

En pratique, on pourra définir cette valeur :

- Soit directement dans le cadre d'une structure dont on connaît les déformations (benchmark, reproduction d'essais) ;
- Soit indirectement par le biais de rebouclages.

Dans le cadre du cas-test présenté ici, on estime le module sécant résiduel en fin de run 7 sur la base du rapport entre la flèche élastique et la flèche totale résiduelle à cet instant ( $\frac{E_{sécant}}{E_{initial}} = \frac{dz_{initial}(élastique)}{dz_{final}(élastique+résiduel)}$ ).

Sur base de ce module sécant, on recherche le point d'interception entre la droite correspondant à la loi moment-courbure pour le module sécant et la courbe LMCendo, qui définit la courbure cible.

Le moment de flexion seuil d'initiation de l'endommagement en flexion pure est alors recherché entre le point d'initiation de la première fissure ( $M_{cr}$ ) et le moment correspondant à la valeur de courbure cible sur la courbe LMCendo, si celui-ci est supérieur (dans le cas contraire on conservera le moment d'initiation de la première fissure ( $M_{cr}$ ) et on considérera une pente endommageante nulle).

Le moment seuil est fixé de façon à minimiser l'écart entre les courbes LMCendo et la courbe bilinéaire représentant la loi élastique endommageante, entre une courbure nulle et la courbure cible (aire en jaune ci-dessous).

On en déduit la pente endommageante associée (pente positive ou nulle). Le paramètre  $\gamma_F$  est alors défini comme le rapport des pentes endommageante et élastique.

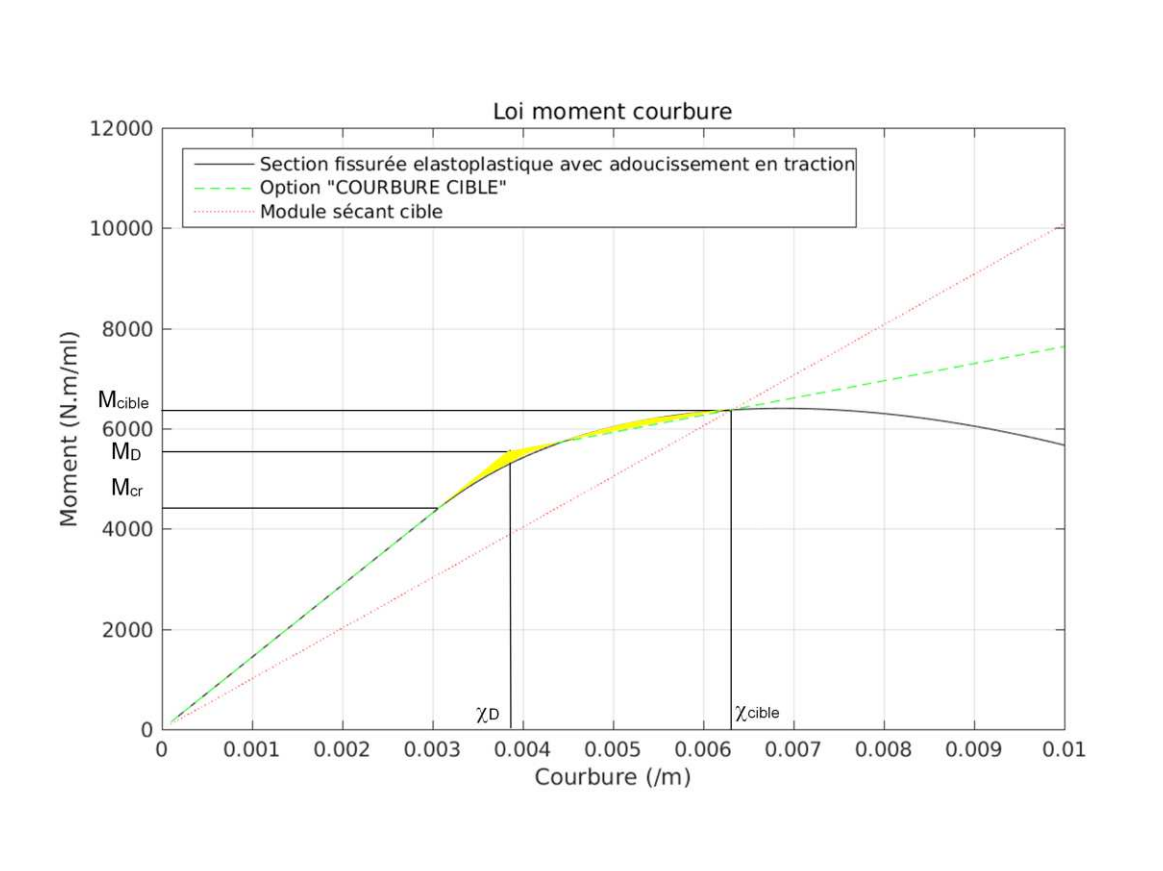


Figure 0.7 – Identification de la loi moment-courbure uniaxiale avec l'option « COURBURE CIBLE »

Il s'agit donc d'un calage visant à caractériser le comportement du béton à un niveau de déformation cible, pré-déterminé par l'utilisateur.



Il peut permettre un calage plus fin que le calage précédent, et la prise en compte de non-linéarités un peu plus fortes que le calage précédent, néanmoins il nécessite une connaissance *a priori* du niveau de sollicitation visé et son usage reste donc limité à des calculs avec rebouclage ou à la représentations d'essais / benchmarks.

**Titre :** Caractérisation et modélisation du comportement des jonctions voile-plancher en béton armé pour l'analyse sismique des ouvrages de Génie Civil et des équipements

**Mots clés :** Structure, modélisation, béton armé, séisme, connexion voile-plancher, essais

**Résumé :** Dans le cadre des réévaluations de la sûreté sismique des installations nucléaires, EDF est amené à caractériser la tenue des structures de bâtiments nucléaires en béton armé et des équipements qu'elles supportent. Les études d'ingénierie s'appuient sur la simulation numérique. Pour améliorer les capacités de ces calculs, EDF a lancé un programme de recherche sur la caractérisation expérimentale et la modélisation numérique des jonctions voile-plancher dans les structures en béton armé sous séisme. L'objectif est double : d'une part affiner les calculs de spectres de séisme transmis aux équipements présents sur les planchers, d'autre part affiner les évaluations de robustesse dans les zones autour des jonctions (efforts transmis, besoins en ferrailage).

La campagne expérimentale inclut deux fois deux maquettes en béton armé, soumises à des chargements cycliques quasi-statiques et dynamiques au moyen de la table vibrante Azalée du CEA, à la fois en flexion hors plan

et en cisaillement dans le plan du plancher.

Comme cela a déjà été fait dans la littérature pour des jonctions poteaux-poutres, un modèle de la jonction compatible avec une modélisation éléments finis plaques ou coques du bâtiment est proposé.

Les apports de cette modélisation sont ensuite évalués sur la base des résultats de plusieurs campagnes expérimentales, en particulier la campagne d'essais citée ci-dessus mais également de campagnes précédentes sur le comportement dynamique des planchers des structures nucléaires.

La faisabilité d'application du modèle à une étude industrielle est également appréciée sur la base de l'étude d'un bâtiment nucléaire type. L'utilisation du modèle a permis de valoriser des marges de conception en termes de ferrailage et de niveaux de spectres de planchers.

**Title :** Characterization and modelling of the behavior of reinforced concrete wall-slab connections for the seismic analysis of Civil Works and Equipment

**Keywords :** Structure, model, reinforced concrete, earthquake, wall-slab connection, experimental campaign

**Abstract :** As part of the periodic reassessments of the seismic safety of nuclear installations, EDF has to characterize the behavior of the structures of reinforced concrete nuclear buildings and the equipment they support. Engineering studies are based on finite element numerical simulation. To improve the capabilities of these calculations, EDF launched a research program on the experimental characterization and numerical modeling of the reinforced concrete structures wall-slab connections under seismic loading conditions. The objective is twofold: on the one hand, to refine the calculations of the earthquake spectra transmitted to the equipment supported on the floors, on the other hand, to refine the robustness assessments in the areas around the connections (transmitted forces, reinforcement requirements).

The experimental campaign includes a series of two times two reduced-scale reinforced concrete mock-ups, subjected to quasi-static and dynamic cyclic loading by

means of the CEA's Azalée vibrating table, in out-of-plane bending and in shear in the slab plane.

As already existing in the literature for column-beam junctions, a model of the connection compatible with a plate or shell finite element model of the building is proposed. Its objective is to idealize the specific contribution of the connection in terms of kinematics, stiffness, redistribution of forces and resistance.

The contributions of this model are then evaluated based on the results of several experimental campaigns, in particular the test campaign cited above, but also previous campaigns on the dynamic behavior of slabs in nuclear structures.

The feasibility of applying the model to an industrial study is also assessed by means of the study of a typical nuclear building. The use of the model made it possible to highlight design margins in terms of reinforcement and floor spectra levels.