

# Analyse structurale d'ouvrages à ossature bois incluant des parois avec ouvertures

**Travail de bachelor réalisé par Fabian Schlatter**  
**Sous la responsabilité de Prof. Martin Geiser**  
**Berne, 08.02.2025**  
**N° de travail de bachelor : H 1201 1310 25**  
**Période de confidentialité : aucune**

<b>Auteur et adresse</b>	Fabian Schlatter Stadtplatz 4 CH 3270 Aarberg
<b>Premier examinateur</b>	Prof. Martin Geiser
<b>Deuxième examinateur</b>	Lukas Kramer
<b>Expert-e-s</b>	Dr. René Steiger
<b>Adresse de la Haute école</b>	Haute école spécialisée bernoise Architecture, bois et génie civil Filière bachelor en Technique du bois Route de Soleure 102 CH 2504 Bienne
<b>Coordonnées de l'entreprise de stage</b>	Timbatec Holzbauingenieure Schweiz AG Zweibüro Bern Falkenplatz 1 CH 3012 Bern Tel. +41 58 255 15 30 E-Mail: <a href="mailto:bern@timbatec.ch">bern@timbatec.ch</a>

© 08.02.2025, Berne

Tous droits, notamment les droits de reproduction, de diffusion et de traduction, sont réservés à l'étudiant-e concerné-e, l'entreprise de stage respectivement le partenaire de l'industrie. Sans autorisation écrite, aucune partie de l'ouvrage ne peut être reproduite sous quelque forme que ce soit ou diffusée au moyen de systèmes électroniques. Cette autorisation doit être demandée auprès du/de la responsable de la filière Bachelor en technique du bois en accord avec l'étudiant-e concerné-e. Toute réutilisation sous quelque forme que ce soit est interdite pour les travaux assujettis à une période de confidentialité\* durant celle-ci.

## Déclaration d'authenticité

J'assure que j'ai rédigé moi-même ce travail, que je ne l'ai pas présenté ailleurs sous forme de mémoire, que je n'ai pas utilisé d'autres sources que les sources et les aides indiquées et que j'ai désigné comme telles les citations directes ou indirectes.

Le présent travail a été rédigé en allemand et en français. Pour la traduction, j'ai utilisé l'outil basé sur l'IA DeepL translate. J'ai vérifié la justesse de toutes les traductions, les ai optimisées et corrigées.

J'ai pris connaissance des dispositions de la filière bachelor en Technique du bois concernant les périodes de confidentialité et la propriété intellectuelle, notamment concernant les contrôles de plagiat, les droits d'auteur, de publication, de disposition et d'utilisation.

Lieu et date :

Signature :

Berne, 08.02.2025



## Résumé

SCHLATTER Fabian, Analyse structurale d'ouvrages à ossature bois incluant des parois avec ouvertures

Selon les normes en vigueur, les éléments de paroi utilisés pour le contreventement des bâtiments à ossature bois ne doivent pas comporter des ouvertures importantes, ce qui signifie que les zones de paroi comportant des fenêtres ou des portes doivent être considérées comme non porteuses. Cette restriction a un impact négatif sur l'efficacité, la rentabilité et, ce qui n'est pas négligeable, sur la durabilité des structures porteuses concernées. Dans le cadre du projet de recherche « Parois à ossature bois avec ouvertures » à la Haute école spécialisée bernoise (BFH), on cherche donc des possibilités d'utilisation de parois avec ouvertures, considérées comme des éléments de contreventement agissant de manière globale. Les résultats des études menées jusqu'à présent ont permis de mettre en évidence le comportement prometteur de ces éléments par rapport aux problèmes énumérés précédemment. A l'aide des modèles FEM détaillés, il est possible de faire de bonnes prédictions sur le comportement structurel des parois individuelles avec des ouvertures. Les modèles représentent des reproductions détaillées et complexes de parois réelles, qui comprennent un grand nombre d'éléments au comportement non linéaire. Cela pose des problèmes en ce qui concerne les analyses dynamiques assistées par ordinateur, étant donné que les programmes FEM courants ne peuvent pas tenir compte des non-linéarités lors de l'exécution de ces analyses.

Dans le cadre du présent travail, il a donc été examiné comment réaliser des analyses dynamiques avec des résultats pertinents, sur la base du modèle de paroi qui a été développé dans le cadre du projet de recherche de la BFH. Parallèlement, il a été vérifié si les parois sans ouvertures peuvent être représentées avec une méthode similaire. Les travaux ont été réalisés en deux étapes successives. Tout d'abord, des modèles de parois individuelles ont été étudiés. D'une part, la faisabilité technique de l'analyse modale et de la méthode des spectres de réponse a été vérifiée sur les nouveaux modèles. D'autre part, l'applicabilité de la méthode de modélisation des parois avec ouvertures aux parois sans ouvertures a été étudiée. Ensuite, il a été vérifié si les deux types de parois pouvaient être intégrés ensemble dans un modèle tridimensionnel de structure porteuse, afin de procéder à nouveau à des analyses dynamiques.

Les résultats montrent que les parois avec et sans ouvertures peuvent être modélisées de la même manière et intégrées dans un modèle structurel tridimensionnel pour effectuer les analyses souhaitées. Pour y parvenir, une nouvelle approche doit être utilisée en raison des nombreuses non-linéarités dans les modèles. La méthode se base sur deux modèles qui sont utilisés chacun dans une étape partielle. La première étape consiste à linéariser de manière ciblée le modèle appelé « modèle sismique » afin d'effectuer les analyses dynamiques et de déterminer les périodes de vibration fondamentale ainsi que les forces sismiques. Dans un deuxième temps, le modèle appelé « modèle de dimensionnement » (non linéaire) est soumis aux forces sismiques déterminées et à toutes les autres actions pertinentes afin de déterminer les efforts internes de dimensionnement. La méthode a fait ses preuves pour analyser un bâtiment modèle défini pour le présent travail. Cependant, avant de pouvoir l'appliquer avec succès dans la pratique, des études supplémentaires doivent être menées.

Mots-clés : Parois avec ouvertures, systèmes de contreventement, génie parasismique, analyse dynamique assistée par ordinateur

## Abstract

SCHLATTER Fabian, Tragwerksanalyse bei Holzrahmenbauten die Wandscheiben mit Öffnungen enthalten

Die zur Aussteifung von Gebäuden in Holzrahmenbauweise verwendeten Wandelemente, dürfen nach geltenden Normen grundsätzlich keine Öffnungen enthalten, weshalb Wandbereiche mit Fenstern oder Türen als nicht tragend betrachtet werden müssen. Diese Einschränkung wirkt sich negativ auf Effizienz, Wirtschaftlichkeit und nicht zuletzt auch die Nachhaltigkeit der jeweiligen Tragwerke aus. Im Rahmen des Forschungsprojekts "Holzrahmenbau-Wände mit Öffnungen" an der Berner Fachhochschule wird deshalb nach Möglichkeiten für den Einsatz von Wandscheiben mit Öffnungen gesucht, die als ganzheitlich wirkende Aussteifungselemente betrachtet werden. Die Resultate der bisherigen Untersuchungen, konnten das vielversprechende Verhalten dieser Elemente in Bezug auf die zuvor genannten Probleme aufzeigen. Mithilfe von detaillierten FEM-Modellen gelingt es dabei, gute Voraussagen über das Trag- und Verformungsverhalten einzelner Wandscheiben mit Öffnungen zu machen. Die Modelle stellen aufwändige und detaillierte Nachbildung von realen Wänden dar, die eine Vielzahl von Elementen mit nichtlinearem Verhalten beinhalten. Dies führt im Hinblick auf computergestützten dynamischen Analysen zu Herausforderungen, da gängige FEM-Programme Nichtlinearitäten bei deren Durchführung nicht berücksichtigen können.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde deshalb untersucht, wie auf Grundlage des Wandscheibenmodells, welches im Rahmen des Forschungsprojekts der BFH entstanden ist, dynamische Analysen mit sinnvollen Ergebnissen durchgeführt werden können. Gleichzeitig wurde geprüft, ob sich Wände ohne Öffnungen mit einer ähnlichen Methode abbilden lassen. Die Arbeiten wurden in zwei aufeinanderfolgenden Schritten durchgeführt. Zunächst wurden Modelle einzelner Wandscheiben untersucht. Zum einen wurde dabei die technische Durchführbarkeit von Modalanalyse und Antwortspektrenverfahren, zum andern die Anwendbarkeit der Modellierungsmethode für Wandscheiben mit Öffnungen auf Wandscheiben ohne Öffnungen geprüft. Anschliessend wurde geprüft ob sich die beiden Wandtypen gemeinsam in ein dreidimensionales Tragwerksmodell integrieren lassen, um daran wiederum dynamische Analysen durchzuführen.

Die Resultate zeigen, dass sich Wandscheiben mit und ohne Öffnungen auf dieselbe Weise modellieren und zur Durchführung der gewünschten Analysen, in ein dreidimensionales Tragwerksmodell integrieren lassen. Damit dies gelingt, muss aufgrund der zahlreichen Nichtlinearitäten in den Modellen eine neuartige Vorgehensweise verwendet werden. Diese basiert auf zwei Modellen, die in je einem Teilschritt zum Einsatz kommen. Im Ersten Schritt wird das sogenannte Erdbebenmodell gezielt linearisiert, um die dynamischen Analysen durchzuführen und Grundschwingzeiten sowie Erdbebenkräfte zu ermitteln. Im zweiten Schritt wird das sogenannte Bemessungsmodell (nichtlinear) mit den ermittelten Erdbebenkräften und allen weiteren relevanten Einwirkungen belastet, um die Bemessungsschnittkräfte zu ermitteln. Das Verfahren hat sich für die Untersuchung eines für die vorliegende Arbeit definierten Mustergebäudes bewährt. Bevor es erfolgreich in der Praxis angewendet werden kann, müssen aber weitere Untersuchungen durchgeführt werden.

Schlüsselwörter: Holzrahmenwände mit Öffnungen, Aussteifungssysteme, Erdbebeningenieurwesen, computergestützte dynamische Analyse

## Remerciements

J'exprime ma gratitude à toutes les personnes qui ont contribué à la réalisation du présent travail. Un remerciement particulier va aux deux personnes en charge de l'encadrement, Prof. Martin Geiser et Lukas Kramer. Les discussions régulières sur l'état actuel des travaux ont contribué de manière décisive à l'avancement et à la réussite des recherches. Dans ce contexte, il faut également remercier Nadja Manser, qui a mis à disposition les résultats et la documentation de sa thèse de doctorat sur le thème des parois avec ouvertures.

L'entreprise dans laquelle j'ai effectué mon stage a mis à disposition une quantité généreuse de temps pour la rédaction du présent travail. Un remerciement particulier va donc aussi à Timbatec AG et aux collaborateurs de l'agence de Berne, en particulier à Armin Schawalder, qui m'a accompagné pendant mon stage, mais aussi lors de la rédaction du présent travail. Finalement, je remercie aussi Céline Känzig, Joel Hächler, Jérémie Droz ainsi que Walter et Leandra Schlatter pour la relecture.

# Contenu

Glossaire	V
1 Introduction	1
1.1 Contexte et pertinence des recherches	1
1.2 Objectif des recherches	2
2 État des connaissances	3
2.1 Analyse des systèmes de contreventement	3
2.1.1 Détermination des actions	3
2.1.2 Répartition des charges	5
2.1.3 Dimensionnement	6
2.2 Analyse structurale à l'aide de modèles spatiaux	6
2.3 Le modèle pour les parois avec ouvertures	8
2.4 Synthèse des connaissances	11
3 Matériel et méthodes	12
3.1 Procédure générale	12
3.2 Bâtiment modèle	12
3.2.1 Informations sur la structure de l'objet	12
3.2.2 Actions	16
3.3 RFEM6	19
3.4 Script Python	19
4 Modélisation, résultats et discussion	21
4.1 Paroi seule avec ouverture	21
4.1.1 Modèle	21
4.1.2 Déroulement des analyses	23
4.1.3 Résultats	25
4.1.4 Discussion	27
4.2 Paroi seule sans ouverture	29
4.2.1 Modèle	29
4.2.2 Déroulement des analyses	30
4.2.3 Résultats	32
4.2.4 Discussion	35
4.3 Structure porteuse spatiale à plusieurs étages	36
4.3.1 Modèle	36
4.3.2 Déroulement des analyses	38
4.3.3 Résultats du modèle sismique	41
4.3.4 Résultats du modèle de dimensionnement	44
4.3.5 Discussion	46
5 Conclusion et perspectives	47
Liste des figures	48
Liste des tableaux	50
Bibliographie	52
Annexes	54

## Glossaire

<b>Actions</b>	Actions mécaniques (charges, forces), autres actions physiques, chimiques et biologiques sur la structure porteuse, résultant de la construction et de l'utilisation ainsi que des influences de l'environnement (SIA 260, 2013).
<b>Analyse modale</b>	Méthode numérique (ou expérimentale) de caractérisation du comportement dynamique des systèmes vibrants (modes propres, fréquences, masses modales) (Dlubal, 2019).
<b>Charge</b>	Force due à la gravitation agissant sur une structure porteuse (SIA 261, 2020).
<b>Force</b>	Dans le cadre de ce travail, une action spécifique en termes de direction et d'ampleur agissant sur un système porteur (p. ex. force globale du vent sur la façade A).
<b>Méthode des éléments finis ("finite element method" - FEM)</b>	Méthode numérique pour l'étude de la déformation des solides de géométrie libre (entre autres), basée sur la division des objets étudiés en éléments (finis) de taille finie, dont les propriétés peuvent être décrites avec un nombre fini de paramètres (Dlubal, 2024a).
<b>Méthode des forces de remplacement (MFR)</b>	Méthode simplifiée de l'analyse structurale pour l'action sismique, applicable à des systèmes structuraux suffisamment rigides et réguliers (SIA 261, 2020).
<b>Méthode du spectre de réponse (MSR)</b>	Méthode générale de l'analyse structurale pour l'action sismique, avec laquelle les vibrations de la structure porteuse induites par le séisme de dimensionnement ainsi que leur contribution au comportement dynamique global peuvent être étudiées (SIA 261, 2020).
<b>Modèle de recherche</b>	Dans le contexte du présent travail, ce terme se réfère au modèle FEM pour les parois avec ouvertures, décrit au chapitre 2.3.
<b>Rigidité (K)</b>	Résistance d'un composant ou d'un groupe de composants à la déformation sous l'effet d'une charge.
<b>Spectre de dimensionnement</b>	Valeur de la composante horizontale de l'action sismique, utilisée dans la situation de dimensionnement séisme, basée sur le spectre de réponse élastique et sur l'accélération de la pesanteur. Cette valeur est représentée en fonction de la période de vibration et du comportement en déformation de la structure porteuse (SIA 261, 2020).

# 1 Introduction

## 1.1 Contexte et pertinence des recherches

Comme toutes les constructions, les bâtiments à ossature bois doivent être conçus et réalisés de manière à pouvoir résister aux actions horizontales telles que les forces du vent et les forces sismiques. En règle générale, cela est obtenu par l'utilisation de parois à ossature bois de contreventement (ci-après parois). Les normes de construction en bois régissent des procédures de dimensionnement des parois pour le contreventement des bâtiments. L'applicabilité de ces méthodes est soumise au respect de plusieurs conditions globales. Pour les structures porteuses à ossature bois, l'une des contraintes principales est que les parois de contreventement ne doivent pas comporter des ouvertures importantes (SIA 265, 2021; SN EN 1995-1-1, 2005). Les zones de parois avec des fenêtres ou des portes doivent donc être considérées comme non porteuses. Les segments latéraux peuvent être utilisés pour le contreventement, mais doivent être conçus et ancrés individuellement de manière à pouvoir remplir leur fonction (Figure 1).

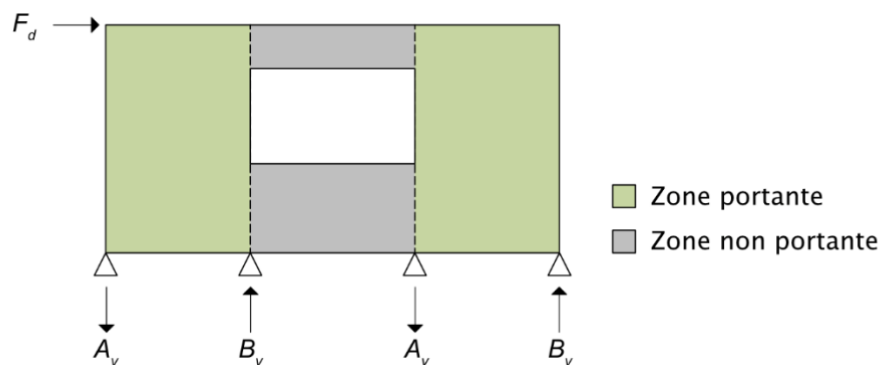


Figure 1 Exemple d'une paroi avec ouverture de fenêtre, segmentée selon la norme en vigueur avec l'action horizontale  $F_d$  et les réactions d'appui verticales  $A_v$  et  $B_v$ .

Bien que les procédures connues s'affirment dans la pratique, les restrictions qui les accompagnent entraînent principalement les inconvénients suivants :

- Les zones statiquement actives des parois doivent être suffisamment grandes. Elles doivent être positionnées par étage de manière que les forces d'appui puissent être transmises jusqu'aux fondations du bâtiment. Dans la pratique, cela conduit souvent à des restrictions dans la conception architecturale.
- La segmentation des parois augmente la complexité de la structure porteuse. Étant donné que chaque segment de paroi doit être ancré individuellement, le nombre de moyens de liaison statiques augmente.
- Négliger les segments de paroi avec des ouvertures conduit à des effets défavorables lors de l'analyse de la structure porteuse (avec d'autres simplifications), aussi bien pour la vérification de l'aptitude au service que pour la sécurité structurale. Les segments de paroi considérés comme porteurs sont inévitablement plus chargés dans le modèle que dans la réalité et doivent être dimensionnés en conséquence. De ce fait, les exigences posées à tous les éléments des parois augmentent, notamment en ce qui concerne le type ou le nombre de moyens de liaison statiques.

D'un point de vue global, les problèmes mentionnés ont un effet négatif sur l'efficacité d'une structure porteuse, parce que le nombre et la performance des moyens de liaison statiques sont généralement choisis plus élevés que nécessaire. La rentabilité en souffre, ce qui, en combinaison avec les restrictions architecturales, entraîne une baisse de la compétitivité du système de construction. De plus, l'utilisation accrue des matériaux a un impact négatif sur sa durabilité.

Pour ces raisons, il est évident de remettre en question les méthodes de dimensionnement existantes pour les parois à ossature bois et de chercher des nouvelles solutions. C'est pourquoi le projet de recherche « Parois à ossature bois avec ouvertures » mené à la Haute école spécialisée bernoise (BFH) cherche des possibilités d'utilisation de parois avec ouvertures (BFH, 2024). Contrairement aux méthodes existantes, ces parois sont considérées comme des éléments de contreventement entièrement porteurs (Figure 2). Les études effectuées jusqu'à présent ont notamment montré que, bien souvent, les parois avec des ouvertures considérées comme entièrement porteuses agissent plus efficacement que lorsqu'elles sont prises en compte sous forme segmentée. La performance des éléments dépend en grande partie de la taille, de la position et du nombre d'ouvertures (Attenhofer, 2022; Sigg, 2023).

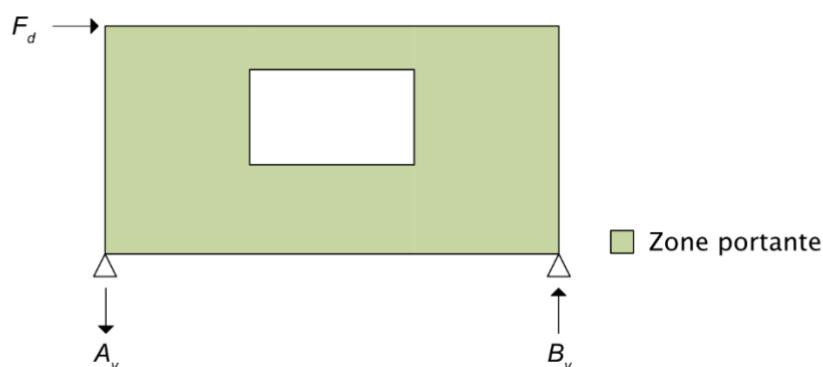


Figure 2 Exemple d'une paroi avec ouverture de fenêtre avec l'action horizontale  $F_d$  et les réactions d'appui verticales  $A_v$  et  $B_v$ .

A l'aide de modèles FEM (analyse par éléments finis, cf. glossaire) détaillés, il est déjà possible de faire de bonnes prédictions sur le comportement structurel d'une seule paroi avec ouverture. La prochaine étape consistera à étudier l'utilisation de ces modèles dans le cadre de l'analyse numérique des structures spatiales. Cela permet notamment d'effectuer une analyse dynamique, d'utiliser la méthode du spectre de réponse pour vérifier la sécurité structurelle en cas de séisme ainsi que la vérification de l'aptitude au service face au vent.

La pertinence de l'étude découle des faiblesses décrites précédemment concernant les méthodes existantes de dimensionnement des parois et de la popularité toujours croissante de la construction en bois. D'un point de vue économique, une efficacité accrue de la structure permet de réduire les coûts et d'améliorer la compétitivité du système. De plus, l'attractivité augmente grâce à une amélioration de la durabilité et à une plus grande liberté dans la conception architecturale.

## 1.2 Objectif des recherches

L'objectif principal consiste à créer un modèle à l'aide du logiciel de calcul de structure RFEM6 (Dlupal, 2024c), pour acquérir des connaissances sur le comportement des structures spatiales dans lesquelles le contreventement est assuré par des parois avec et sans ouvertures. Étant donné que cela implique la réalisation d'analyses dynamiques, il convient de répondre aux questions centrales suivantes :

- Est-il possible de réaliser une analyse dynamique avec des résultats utiles sur la base du modèle de paroi qui a été élaboré dans le projet de recherche de la BFH ?
- Comment le modèle doit-il être adapté si ce n'est pas le cas ?
- Comment les parois sans ouvertures peuvent-elles être intégrées dans un modèle spatial avec une méthode similaire ?

## 2 État des connaissances

Le présent chapitre se base sur les normes de construction en bois en vigueur et sur la documentation technique « Bâtiments en bois parasismiques » (Geiser et al., 2023). Il décrit l'approche de base pour le dimensionnement des systèmes de contreventement et donne une vue d'ensemble des concepts pertinents pour la détermination des forces sismiques. Des indications détaillées sur la mise en œuvre des différentes procédures sont consciemment omises. Celles-ci peuvent être consultées dans les documentations déjà existantes. En plus, une méthode conventionnelle pour la création d'un modèle spatial de bâtiment est décrite et le modèle pour les parois avec ouvertures développé dans le projet de recherche de la BFH est introduit.

### 2.1 Analyse des systèmes de contreventement

Le système de contreventement d'un bâtiment sert à transmettre des actions horizontales dans les fondations. Celles-ci se manifestent essentiellement sous la forme de forces du vent et de forces sismiques. Dans le cas des forces sismiques, il suffit généralement de prouver la sécurité structurale (à l'exception des ouvrages de classe III). Dans le cas des forces du vent, les critères d'aptitude au service doivent également être remplis (SIA 260, 2013). La procédure de base est identique dans les deux cas et commence par la détermination des charges qui doivent être prises en compte pour l'analyse de la structure porteuse. Il faut ensuite évaluer comment les forces se répartissent sur les différents éléments du système de contreventement afin de pouvoir les dimensionner correctement dans une dernière étape.

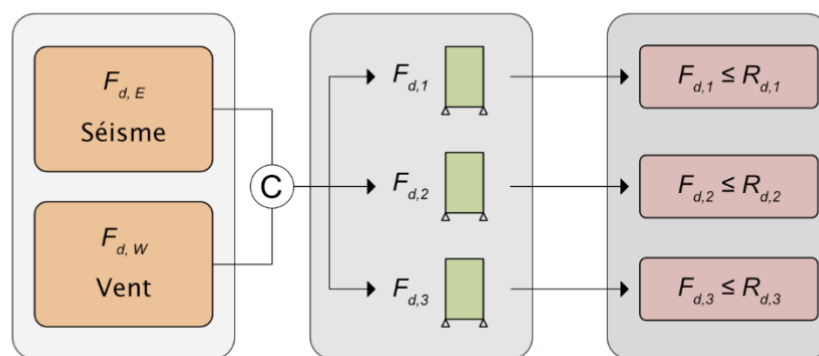


Figure 3 Procédure de vérification de la sécurité structurale d'un système de contreventement à trois parois, où  $F_{d,i}$  correspond aux actions et  $R_{d,i}$  à la résistance ultime (niveau de dimensionnement).

#### 2.1.1 Détermination des actions

La détermination des actions à prendre en compte est régie par des normes (SIA 261, 2020). En général, les forces du vent peuvent être dérivées directement et relativement facile de la géométrie d'un bâtiment et de son emplacement géographique. En revanche, la détermination des forces dynamiques dues aux séismes est plus complexe. Contrairement aux forces du vent, leur niveau n'est pas exclusivement déterminé par des conditions extérieures (classe de terrain de fondation, zone sismique, géométrie du bâtiment, etc.). La rigidité de la structure examinée et la période de vibration fondamentale qui en résulte exercent également une influence importante. Les forces sismiques attendues dépendent donc de la conception constructive du système de contreventement. Il en résulte que la détermination correcte des forces n'est possible que si des suppositions réalistes sont faites pour les rigidités et la période de vibration fondamentale. De plus, il peut être nécessaire de répéter plusieurs fois la procédure présentée dans la Figure 3 jusqu'à ce que les charges sismiques soient correctement déterminées et que la structure porteuse soit dimensionnée en conséquence.

Les normes en vigueur décrivent deux méthodes pertinentes pour déterminer les actions sismiques utilisées dans la pratique quotidienne. La méthode des forces de remplacement (MFR) permet d'effectuer les calculs nécessaires à la main avec un effort raisonnable. Par simplification, la structure analysée est considérée comme oscillateur multi-masse en console verticale. Les masses représentent les charges permanentes et quasi-permanentes qui sont concentrées sur le niveau des planchers. Ensuite, un oscillateur simple dynamiquement équivalent est défini (Geiser et al., 2023). En combinaison avec le spectre de dimensionnement correspondant et la période de vibration fondamentale à déterminer au préalable, il est ainsi possible de déterminer une force sismique de remplacement à l'aide de l'équation ( 1 ) (SIA 261, 2020). En utilisant l'équation ( 2 ), celle-ci est distribuée proportionnellement sur toute la hauteur du bâtiment en fonction de la répartition des masses (SIA 261, 2020).

$$F_{d,E} = S_d(T_1) \cdot \sum_i (G_k + \sum \psi_2 \cdot Q_k)_i \quad (1)$$

$F_{d,E}$	Force horizontale de remplacement	[kN]
$S_d$	Valeur spectrale du spectre de dimensionnement	
$T_1$	Période de vibration fondamentale	[s]
$G_k$	Action permanente caractéristique	[kN]
$Q_k$	Action variable caractéristique	[kN]
$\psi_2$	Coefficient de réduction pour la valeur quasi-permanente d'une charge variable	

$$F_{d,i} = \frac{z_i \cdot (G_k + \sum \psi_2 \cdot Q_k)_i}{\sum_i z_i \cdot (G_k + \sum \psi_2 \cdot Q_k)_i} \cdot F_{d,E} \quad (2)$$

$F_{d,i}$	Force horizontale de remplacement agissant sur l'étage i	[kN]
$F_{d,E}$	Force horizontale de remplacement	[kN]
$z_i$	Hauteur de l'étage i	[m]
$G_k$	Action permanente caractéristique	[kN]
$Q_k$	Action variable caractéristique	[kN]
$\psi_2$	Coefficient de réduction pour la valeur quasi-permanente d'une charge variable	

Il existe différentes approches pour déterminer la période de vibration fondamentale, qui se distinguent par leur précision et la complexité du calcul. Bien qu'elle ne soit plus mentionnée dans les normes suisses et européennes, la formule d'estimation pour les structures porteuses en bois (équation ( 3 )) décrite dans la norme canadienne, fournit des résultats convenables (Geiser et al., 2023).

$$T_{1,est} = 0.05 \cdot h^{0.75} \quad (3)$$

$T_{1,est}$	Période de vibration fondamentale estimée	[s]
$h$	Hauteur totale du bâtiment	[m]

Dans tous les cas, il faut vérifier la plausibilité de la période de vibration fondamentale calculée, étant donné qu'elle exerce une influence majeure sur les charges du séisme. Par exemple, la période de vibration fondamentale calculée peut être comparée avec des valeurs déterminées expérimentalement pour des structures porteuses comparables.

L'application de la MFR présuppose que le mode de vibration fondamental est déterminant pour le comportement dynamique de la structure porteuse analysée, et que l'influence de tous les modes de vibration d'ordre supérieur peuvent être négligés. Cette condition n'est normalement remplie que par les structures porteuses régulières, ce qui limite l'applicabilité de la méthode (SIA 261, 2020). Pour déterminer l'action sismique sur des structures porteuses irrégulières, on utilise donc la méthode du spectre de réponse (MSR), qui est généralement appliquée à des modèles FEM assistés par ordinateur (Geiser et al., 2023). La MSR offre la possibilité de prendre en compte les influences des modes d'ordre supérieur. Pour ce faire, les modes sont déterminées en même temps que les périodes de vibration et les masses modales respectives au moyen d'une analyse modale. La masse modale indique la partie de la masse du bâtiment qui participe à chaque mode de vibration. Ensuite, les réponses maximales des modes de vibration à la suite d'une excitation sous la forme de spectre de réponse spécifique sont déterminées. Pour calculer les actions sismiques, les différentes réponses doivent être superposées en dernier. Le nombre de modes à prendre en compte doit être au moins suffisant pour que la somme des masses modales corresponde à 90 % de la masse totale du bâtiment (SN EN 1998-1, 2005).

### 2.1.2 Répartition des charges

En effectuant la MSR à l'aide de l'ordinateur, la répartition des forces sur les différentes parois est déterminée automatiquement. Le processus repose sur les mêmes principes que dans le cas de la MFR, où la répartition peut également être calculée à la main. La rigidité des différents éléments de contreventement et leur emplacement sont les facteurs déterminants. Les corrélations peuvent être expliquées à l'aide d'un exemple simple.

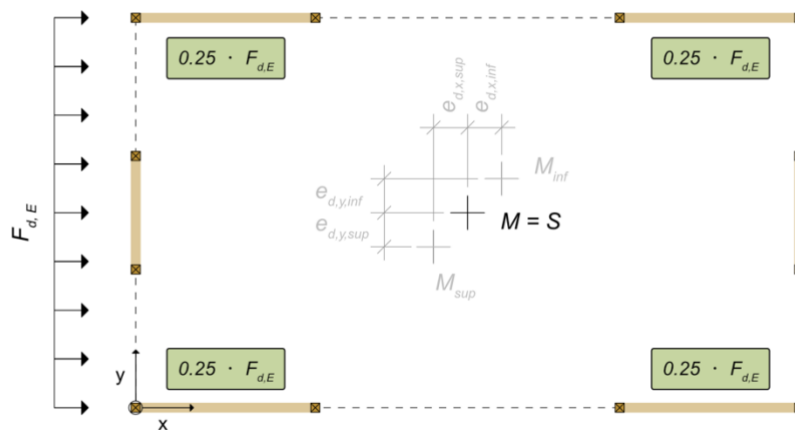


Figure 4 Répartition de l'action sismique  $F_{d,E}$  sur les différentes parois d'un étage, sans tenir compte des excentricités  $e_{ed,sup,x}$ ,  $e_{ed,inf,x}$ ,  $e_{ed,sup,y}$  et  $e_{ed,inf,y}$  (centre de masse M et centre de rigidité S identiques).

La Figure 4 montre schématiquement la projection horizontale symétrique d'un bâtiment à un étage construit en ossature bois. Les conditions préalables sont une toiture rigide et une structure identique de tous les éléments de contreventement (montants, revêtement, moyens d'assemblage). Les masses et les rigidités sont réparties de manière que les centres de masse et de rigidité soient identiques. Étant donné que la partie de la déformation totale due au cisaillement est dominante dans les parois à ossature bois, on peut supposer que la rigidité totale des parois est proportionnelle à leur longueur (Geiser et al., 2023). La distribution des forces qui en résulte est facile à comprendre. Si les effets des excentricités aléatoires sont négligés, la charge sismique est répartie de manière homogène sur les quatre parois identiques orientées selon l'axe X. Les parois dans la direction Y ne sont pas chargées.

Dans la pratique, il est rare de rencontrer des conditions aussi idéales. Par exemple, le toit ne peut pas être considéré comme rigide dans tous les cas. De plus, il arrive souvent que les parois soient de conception et/ou de construction différentes, ce qui peut entraîner un décalage des centres de rigidité et de masse. Ces influences et d'autres entraînent des redistributions asymétriques des forces entre les différents éléments de contreventement et doivent être prises en compte en conséquence.

### 2.1.3 Dimensionnement

Le dimensionnement des parois et de leurs composants est effectué conformément aux normes de construction en bois en vigueur. Il faut tenir compte du fait que les forces sismiques, contrairement aux forces du vent, sont considérées comme des actions accidentelles. En raison de la très courte durée d'action des chocs sismiques, les résistances de dimensionnement des éléments de construction en bois et de leurs assemblages peuvent être augmentées (équation ( 4 )). Pour ce faire, le facteur tenant compte de la durée d'application de l'action  $\eta_t$  est fixé à 1,4 (SIA 265, 2021).

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M/\eta_M} \cdot \eta_w \cdot \eta_t \quad (4)$$

$f_d$	Valeur de dimensionnement de la résistance	$[N/mm^2]$
$f_k$	Valeur caractéristique de la résistance	$[N/mm^2]$
$\gamma_M$	Facteur de résistance	
$\eta_M$	Facteur de conversion de la résistance ultime (conditions de conversion valable pour des éléments de construction ou des assemblages)	
$\eta_w$	Facteur de réduction tenant compte de la teneur en eau du bois	
$\eta_t$	Facteur tenant compte de la durée d'application de l'action	

Lors de la comparaison des actions du séisme et du vent, il faut tenir compte de ce fait. Comme les calculs sont effectués avec des résistances de dimensionnement différentes pour les deux cas d'action, il est possible que l'action du vent soit déterminant pour la vérification de la sécurité structurale d'une paroi, bien que l'action sismique soit plus grande. Ce cas se présente lorsque les effets du séisme sont inférieurs de 40 % à ceux du vent (sans tenir compte d'autres actions). De plus, dans une même structure porteuse, une seule action n'est pas toujours déterminante pour chaque paroi. Il peut tout à fait arriver que les effets du vent soient déterminants pour le dimensionnement de certaines parois, alors que pour d'autres, ce sont les effets du séisme.

### 2.2 Analyse structurale à l'aide de modèles spatiaux

La création de modèles spatiaux pour l'analyse structurale des systèmes de contreventement assistée par ordinateur est généralement accompagnée d'un certain effort. Correctement établis, ces modèles se révèlent toutefois utiles pour étudier aussi bien l'influence des actions du vent que celle des actions sismiques. En outre, il est possible de déterminer directement cette dernière en effectuant des analyses modales et en utilisant la MSR. Cependant, il faut tenir compte du fait que certains programmes FEM courants (par ex. Dlubal RFEM5 et RFEM6) ne peuvent effectuer ces analyses que sur des modèles élastiques linéaires. Pour obtenir des résultats valables, le modèle doit dans tous les cas se baser sur des suppositions de rigidité réalistes pour les éléments structurels, les assemblages et les ancrages.

Dans la pratique, il existe différentes approches pour créer des modèles spatiaux de bâtiments. On procède généralement à diverses simplifications, notamment pour minimiser la complexité et donc le travail. L'influence des éléments de construction secondaires et celle des éléments porteurs verticaux qui ne sont pas associés au système de contreventement sont fréquemment négligées. Les éléments de contreventement (c'est-à-dire les parois) peuvent par exemple être représentés par des barres de remplacement. Les barres de remplacement représentent le comportement en déformation et donc la rigidité des panneaux de paroi plans, en supposant un comportement élastique linéaire (cf. équation ( 5 )).

$$k = \frac{F_H}{u_{tot}} \quad (5)$$

$k$	Rigidité de la paroi	$[N/mm]$
$F_H$	Force horizontale sur la paroi	$[N]$
$u_{tot}$	Déformation totale de la paroi	$[mm]$

La déformation totale  $u_{tot}$  se compose des parts de déformation des différents éléments de la paroi (rigidité des moyens de liaison, déformation due à l'effort normal dans les montants, etc.). Elles résultent des efforts internes et des contraintes associées, représentées graphiquement dans la Figure 5.

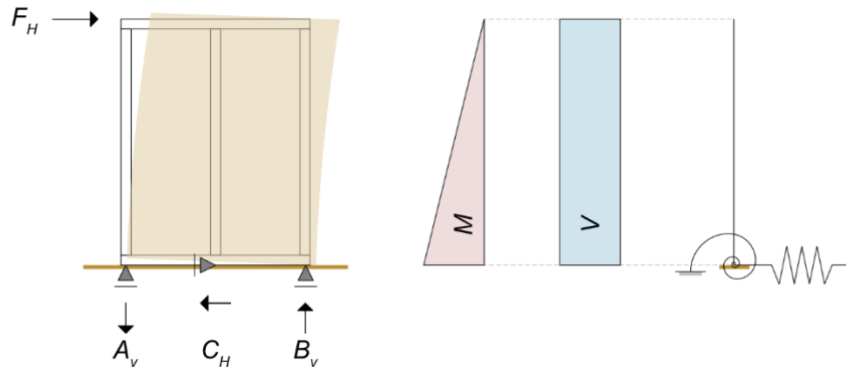


Figure 5 Représentation schématique de la déformation d'une paroi (à gauche) avec le modèle statique correspondant (à droite) et les courbes des efforts internes (M, V) au centre.  $A_v$ ,  $C_H$  et  $B_v$  sont les forces d'appui résultant de l'action  $F_H$ .

La relation fondamentale entre la contrainte et l'allongement permet de déterminer une barre de remplacement avec les modules de remplacement correspondants (E, G). La résistance au cisaillement (G) est influencée de manière substantielle par la part de déformation du revêtement et sa liaison avec l'ossature en bois, tandis que la résistance à la flexion (E) dépend en particulier de la déformation due à l'effort normal dans les montants de bord. La souplesse de l'encastrement résultant des ancrages de tension est représentée sous la forme d'un ressort de rotation, celle de l'ancrage de cisaillement par un ressort linéaire.

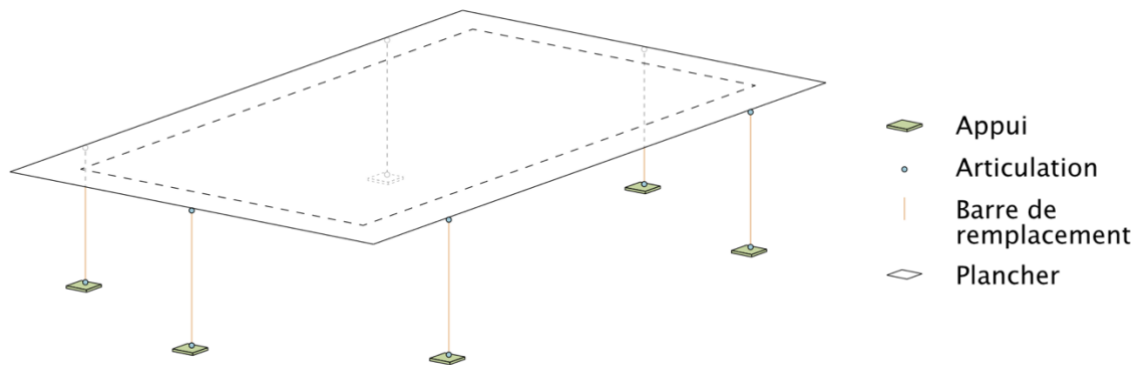


Figure 6 Exemple d'un modèle spatial avec des barres de remplacement, dans lequel les rigidités des ancrages sont représentées par les propriétés des articulations, et les rigidités des parois par les propriétés des barres de remplacement.

Comme mentionné précédemment, cette méthode de modélisation implique diverses simplifications. Dans la pratique, cela conduit à ce que les modèles présentent des rigidités trop faibles par rapport aux structures porteuses réelles. De ce fait, les périodes de vibration fondamentales déterminées par l'analyse modale sont trop élevées, ce qui conduit à une sous-estimation des forces sismiques. Une possibilité de compenser cet effet est de concevoir le modèle de manière plus détaillée, en tenant compte de composants supplémentaires qui influencent la rigidité. Il est cependant plus courant et plus simple d'augmenter la rigidité des barres de remplacement jusqu'à ce que les périodes de vibration fondamentale se situent dans une zone réaliste. Pour ce faire, les barres de remplacement à élasticité linéaire et les ressorts associés sont multipliés par un facteur X correspondant. Il ressort de mesures effectuées sur des bâtiments existants et d'expériences que la période fondamentale de vibration utilisée peut être considérée comme réaliste dès lors que la condition suivante (équation (6)) est remplie (Geiser et al., 2023).

$$T_{1,est} \leq T_{calc} \geq 2 \cdot T_{1,est} \quad (6)$$

$T_{1,est}$	Période de vibration fondamentale estimée selon norme canadienne (3)	[s]
$T_{calc}$	Période de vibration fondamentale calculée	[s]

L'évaluation de la sécurité structurale et de l'aptitude au service doit ensuite à nouveau être effectuée avec un modèle dont les rigidités sont calculées selon les normes en vigueur. Si, pour augmenter la rigidité, des éléments (secondaires) ont été ajoutés qui ne sont pas associés au système de contreventement principal, ceux-ci doivent à nouveau être considérés comme non portants lors du dimensionnement (SN EN 1998-1, 2005).

### 2.3 Le modèle pour les parois avec ouvertures

Au cours des recherches menées à la BFH, des parois avec ouvertures ont été étudiées, qui se basent sur différents principes de construction. Le nombre et la taille des ouvertures de fenêtres ont également été variés. Les analyses dans le cadre de ce travail se limitent à l'une des variantes étudiées dans le paquet de travail 4 du projet, qui est représentée schématiquement dans la Figure 7 (Manser, 2024b).

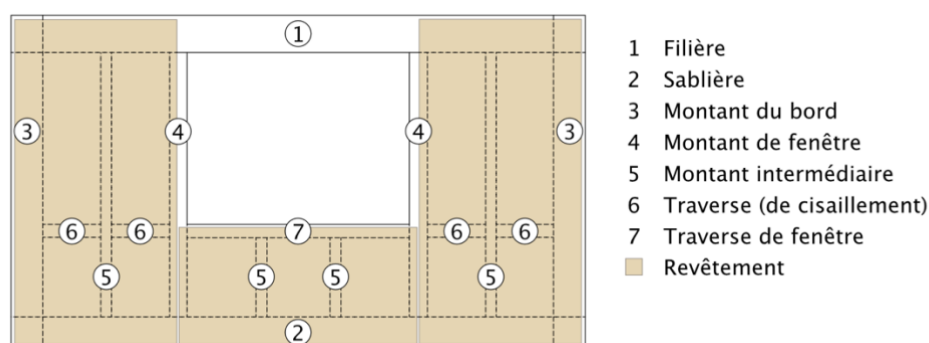


Figure 7 Principe de construction de la paroi utilisée dans le cadre de ce travail, qui a été testé dans les recherches menées à la BFH pour étudier le comportement structural des parois avec ouvertures. (selon (Manser, 2023))

L'élément représenté contient tous les composants qui sont également présents dans les parois traditionnelles. De plus, il est renforcé par des blochets de cisaillement qui s'étendent sur toute la longueur de la paroi au niveau de l'appui de la fenêtre. Les éléments individuels sont connectés entre eux par différents assemblages bois-bois et bois-acier. Les plans détaillés de l'éprouvette sont joints en annexe 1.

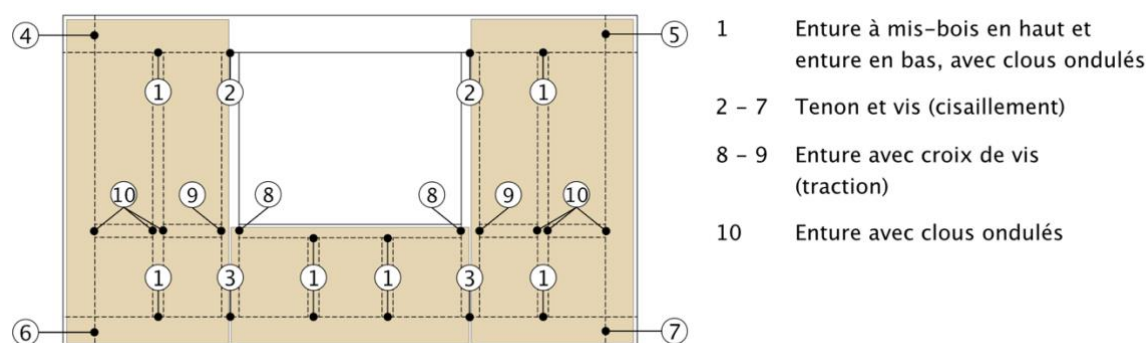


Figure 8 Numérotation des différents assemblages entre les éléments de construction en bois avec des indications sur la réalisation constructive. (selon (Manser, 2024a))

Le modèle FEM pour l'analyse assistée par ordinateur de la paroi (Figure 9) a été élaboré par Nadja Manser à l'aide du logiciel RFEM5 de l'entreprise Dlubal (Dlubal, 2024b). Des études ont montré que les parois avec ouvertures ne peuvent pas être représentées comme des barres de remplacement (Geiser 2024, communication personnelle). Le modèle représente donc une reproduction complexe et détaillée de l'élément réel (Manser, 2024a, 2024b). Les éléments linéaires en bois sont modélisés comme des barres élastiques linéaires et le revêtement comme des surfaces élastiques linéaires orthotropes. Tous les éléments se voient attribuer les propriétés matérielles correspondantes.

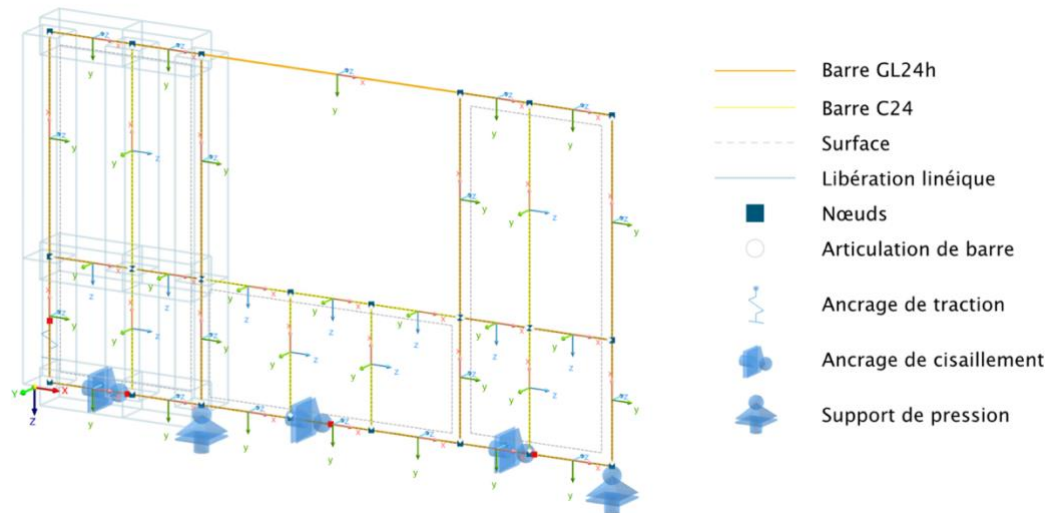


Figure 9 Modèle FEM élaboré par Nadja Manser. Une partie des libérations linéiques n'est pas représentée pour des raisons de présentation. Les propriétés et la position des appuis nodaux correspondent à la situation de fixation des éprouvettes sur la machine d'essai.

Les liaisons représentées dans la Figure 8 constituent une particularité décisive et sont représentées dans le modèle par des articulations. Comme les différentes liaisons se comportent différemment selon la direction de la charge, il en résulte des conditions d'articulation non linéaires. De plus, on part du principe que les articulations ne transmettent aucun moment. Pour éviter des erreurs de calcul, toutes les rigidités de rotation sont réglées sur 10kNm/rad (quasi zéro). Les rigidités des moyens de liaison utilisés dans le modèle de recherche sont présentées dans le Tableau 1.

Tableau 1 Rigidités des différents assemblages, en tenant compte des différences qui dépendent de la direction de la charge. Les indications de direction correspondent aux systèmes d'axes de barres locaux représentés dans la Figure 9 (Manser, 2024a).

N°	+ $k_x$ [kN / 0.01m]	- $k_x$ [kN / 0.01m]	+ $k_y$ [kN / 0.01m]	- $k_y$ [kN / 0.01m]	+ $k_z$ [kN / 0.01m]	- $k_z$ [kN / 0.01m]
1	5,0	-1,0e5	-	-	5,0	-5,0
2	7,5	-30,0	60,0	-60,0	-	-
3	3,0	-60,0	100,0	-100,0	-	-
4	7,5	-1,0e5	7,5	-1,0e5	-	-
5	7,5	-1,0e5	1,0e5	-7,5	-	-
6	5,0	-1,0e5	1,0e5	-5,0	-	-
7	5,0	-1,0e5	5,0	-1,0e5	-	-
8	50,0	-1,0e5	-	-	15,0	-15,0
9	25,0	-1,0e5	-	-	7,5	-7,5
10	5,0	-1,0e5	-	-	5,0	-5,0

L'agrafage du revêtement est réalisé dans le modèle par l'insertion de ce que l'on appelle des libérations linéiques entre les barres et les surfaces. Comme le nom l'indique, cela permet de générer des degrés de liberté entre les éléments correspondants. Il est possible de leur assigner les rigidités appropriées, en tenant compte du comportement de déformation non linéaire du clouage. Les données du Tableau 2 proviennent d'essais de moyens d'assemblage réalisés dans le cadre de recherches menées à la BFH. Elles peuvent être utilisées pour calculer le comportement de différents schémas de clouage (nombre de colonnes, distance entre les moyens de fixation).

Tableau 2 Rapport entre la force et l'allongement pour le clouage à une colonne d'un panneau OSB au moyen de clous de type « Seismic nail 83, 1/90 Ring blank A2 » de 3,1 mm de diamètre, 90 mm de longueur et une distance entre les clous de 40 mm.. (Manser, 2024a)

$f$ [kN/m]	0,00	1,28	6,03	10,10	14,53	20,21	24,81	27,47	28,23	28,44	28,41	28,23	28,01	27,71	27,35	27,02
$u$ [mm]	0,00	0,05	0,25	0,50	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	8,00	9,00	10,00	11,00	12,00

La capacité du modèle à simuler le comportement de la paroi réelle a été examinée à l'aide des propriétés de déformation. Pour ce faire, les déformations totales calculées à l'aide du modèle ont été comparées aux déformations réelles d'éprouvettes soumises à des charges jusqu'à la rupture dans le cadre de tests expérimentaux. La Figure 10 montre que le modèle élaboré se prête bien à la représentation du comportement des éprouvettes réelles sous charge statique.

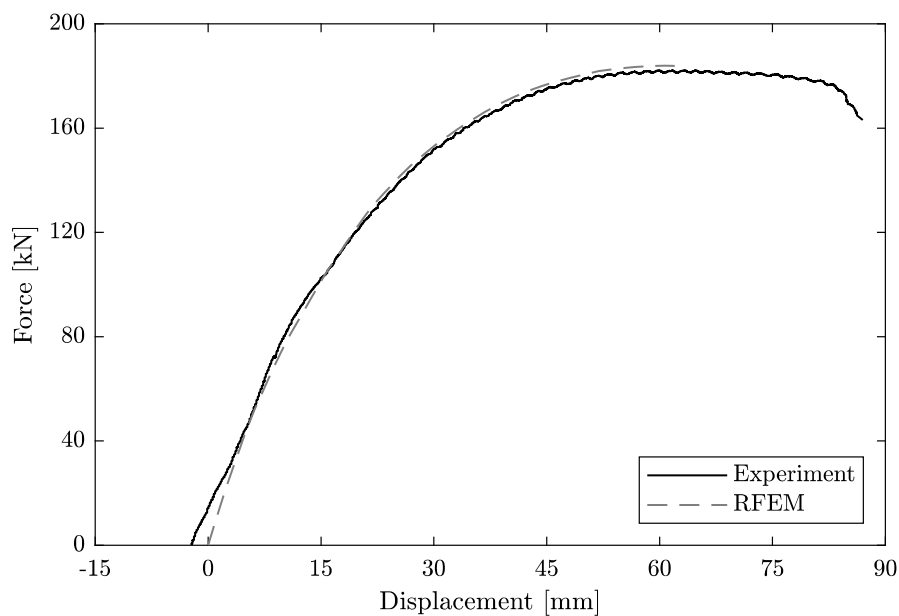


Figure 10 Diagramme force-allongement pour comparer le comportement en déformation de l'éprouvette et du modèle FEM (© 2025, Nadja Manser).

En ce qui concerne les analyses dynamiques des modèles spatiaux deux défis importants se posent. D'une part, le modèle contient un grand nombre de composants au comportement non linéaire qui ne peuvent généralement pas être pris en compte par les programmes FEM lors de l'exécution de l'analyse modale et de la MSR. D'autre part, la représentation détaillée des parois entraîne un effort de modélisation considérablement plus important par rapport aux approches courantes comme la méthode des barres de substitution.

## 2.4 Synthèse des connaissances

Les explications qui précèdent permettent de tirer les conclusions suivantes, qui revêtent une importance déterminante pour la suite de la présente étude :

- Les principes de base du dimensionnement parasismique, les méthodes correspondantes et les normes en vigueur restent valables en cas d'utilisation de panneaux muraux avec ouvertures.
- La précision des modèles pour les parois avec ouvertures permet une représentation réaliste de la rigidité réelle des parois. Pour une utilisation dans des modèles spatiaux, il semble donc judicieux d'étudier la possibilité de modéliser de la même manière des parois sans ouvertures.
- Les nouveaux modèles contiennent divers composants qui se comportent de manière non linéaire, tandis que les programmes FEM usuels ne peuvent pas tenir compte d'un tel comportement dans le cadre d'analyses dynamiques. Il faut donc trouver une solution pour fournir au logiciel utilisé pour les calculs concernés les rigidités correspondantes des éléments de paroi.
- Étant donné que la représentation détaillée des parois entraîne une augmentation considérable de l'effort de modélisation, il est souhaitable d'automatiser, dans une certaine mesure, la création des modèles.

En général, le niveau de détail des modèles tridimensionnels sera nettement plus élevé que celui des approches courantes. Comme les nouveaux modèles permettent en outre une représentation réaliste des rigidités des parois, il est supposé que l'effet des rigidités sous-estimées décrites au paragraphe 2.2 sera réduit. Néanmoins, les modèles représenteront toujours une simplification de la réalité. Pour d'éventuelles corrections, il faut donc aussi chercher une possibilité d'augmenter la rigidité globale à l'aide d'une modification de la rigidité des différentes parois.

## 3 Matériel et méthodes

### 3.1 Procédure générale

Le présent travail est une étude de faisabilité. La manière dont les défis connus peuvent être surmontés et les problèmes supplémentaires qui surviennent au cours des études n'étant pas clairs au départ, une approche par étapes a été choisie. La figure ci-dessous représente graphiquement l'ensemble du processus.

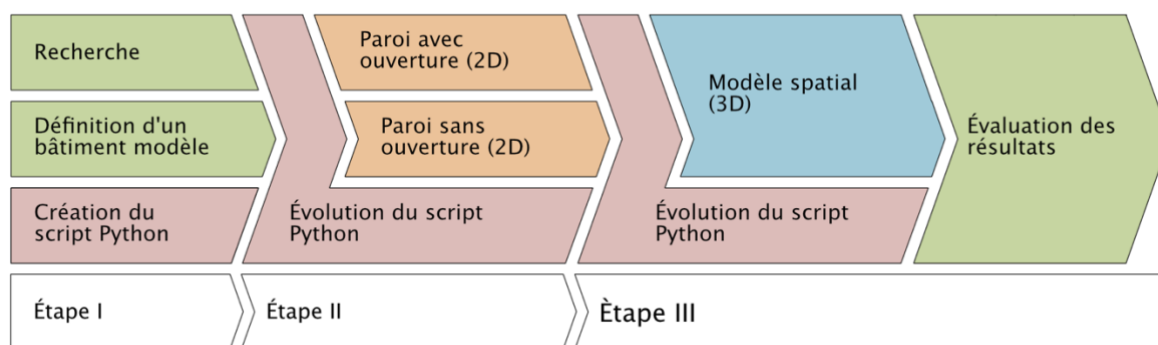


Figure 11 Déroulement des travaux pour vérifier l'applicabilité des pans de mur avec ouvertures dans des modèles de bâtiments spatiaux.

- Dans une première étape, les bases sont élaborées. Parallèlement aux activités de recherche, un script Python sera programmé pour permettre la création paramétrique des modèles de paroi développés dans le cadre du projet de recherche de la BFH. Cet outil permettra de simplifier et d'accélérer la suite des travaux. De plus, un bâtiment modèle est défini, qui sert d'objet d'expérimentation pour les études des deux étapes suivantes.
- Dans une deuxième étape, deux modèles (2D) de parois seules sont générés, un avec ouverture et un sans ouverture. Le premier modèle sert à vérifier la faisabilité technique de l'analyse modale et de la méthode du spectre de réponse. Le deuxième modèle est destiné à montrer si les panneaux muraux traditionnels peuvent être modélisés selon le même principe que ceux avec des ouvertures. Sur la base de ces modèles de test, des possibilités d'adaptation peuvent être examinées si nécessaire.
- La troisième étape consiste à créer un modèle spatial (3D) du bâtiment modèle. Une analyse structurale sera effectuée à l'aide de ce modèle, afin de prouver que le nouveau modèle de paroi peut être utilisé pour des analyses dynamiques sur des modèles de bâtiments spatiaux, et de quelle manière.

### 3.2 Bâtiment modèle

#### 3.2.1 Informations sur la structure de l'objet

Afin de simplifier l'analyse ultérieure et de pouvoir tirer des conclusions aussi claires que possible, un plan simple a été délibérément choisi pour le bâtiment modèle. La structure du bâtiment est basée sur l'exemple d'application 10.4 de la documentation technique « Constructions en bois parasismiques » (Geiser et al., 2023). L'objet supposé est un jardin d'enfants double à deux étages de 15 m de long et 9 m de large. La hauteur d'étage est de 2,885 m, ce qui donne une hauteur totale de 5,77 m pour le bâtiment. Les éléments de structure verticale sont réalisés en ossature bois, une structure nervurée est prévue pour le plancher et le toit végétalisé. Tous les éléments du système de contreventement sont bien ventilés et chauffés (humidité du bois  $9 \pm 3 \%$ , facteur de réduction tenant compte de la teneur en eau du bois  $\eta_w = 1.0$ ).

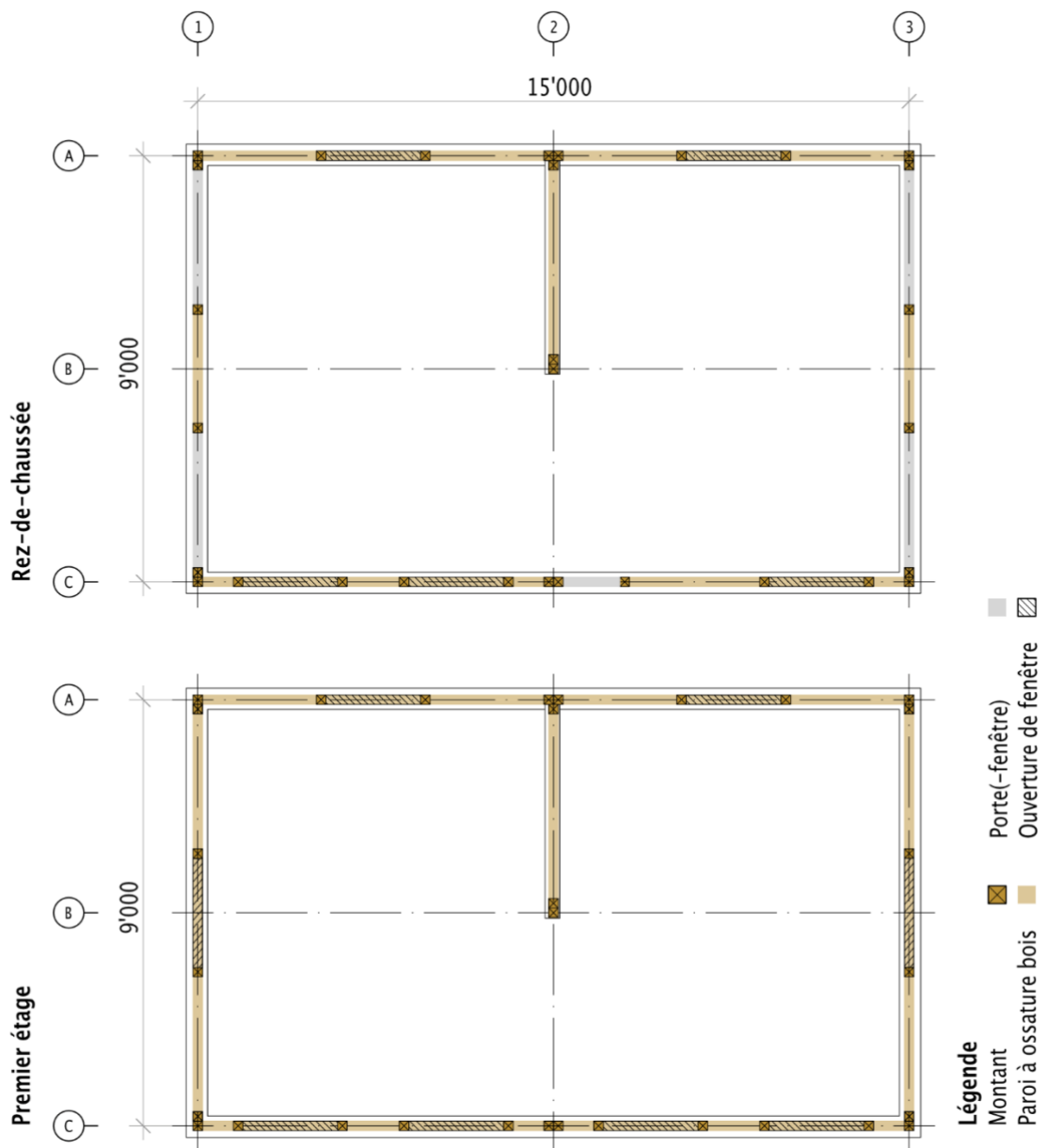


Figure 12 Plan schématique du rez-de-chaussée et du premier étage du bâtiment modèle à deux étages.

La Figure 12 montre schématiquement les plans du bâtiment modèle au rez-de-chaussée et au premier étage. Les poteaux dessinés en brun foncé, représentent les montants de bordure et de fenêtre des murs à ossature bois. Les murs sont colorés en brun clair. Les zones grises désignent des segments de mur avec des portes ou des portes-fenêtres à hauteur de plafond qui ne peuvent pas être utilisées pour le contreventement. Dans les zones hachurées, des fenêtres sont prévues. Les murs extérieurs sur les axes 1 et 3 sont identiques à chaque étage. Les murs orientés dans le sens de la longueur (axes A et C) se distinguent par le nombre de fenêtres. De plus, la porte d'entrée est prévue au rez-de-chaussée sur l'axe C. Des projections horizontales plus détaillées sont jointes en annexe 2.

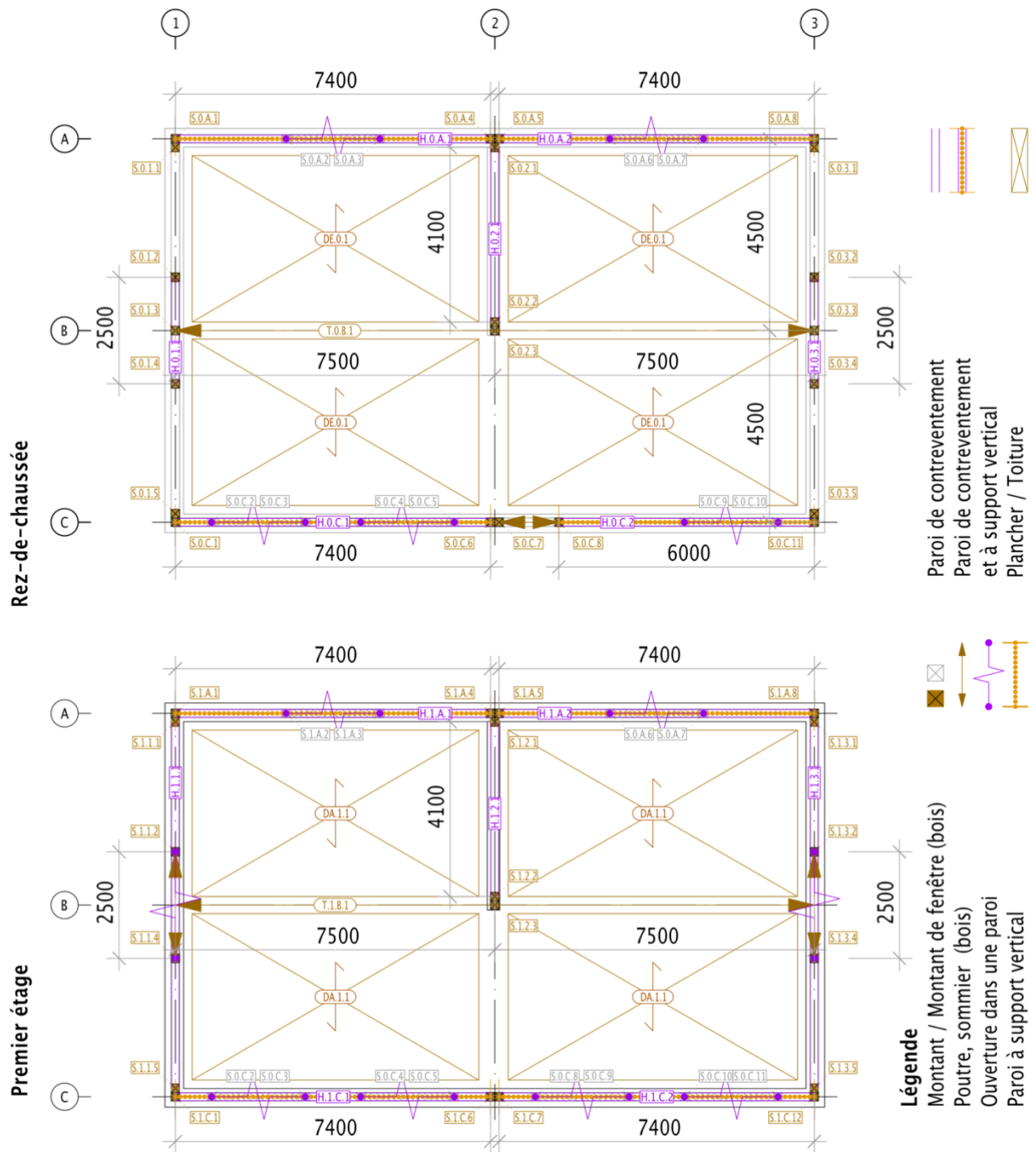


Figure 13 Concept de structure porteuse pour le bâtiment modèle à deux étages.

La Figure 13 montre le concept de la structure porteuse pour le bâtiment modèle. Les longueurs des parois et les portées des éléments de plafond sont indiquées. Le plancher et le toit reposent sur les murs extérieurs correspondants (axes A et C), ou sur des sommiers au centre du bâtiment (axe B). Les charges provenant du sommier du rez-de-chaussée sont transmises directement dans les fondations par des montants. A l'étage supérieur, les appuis extérieurs du sommier sont positionnés au-dessus des ouvertures de fenêtres, ce qui nécessite de les reprendre avec les filières des parois correspondantes. Une présentation plus détaillée du concept de structure porteuse est ajoutée à l'annexe 2.

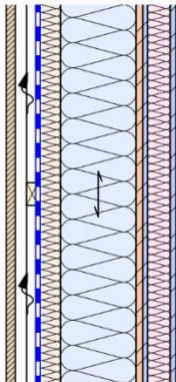
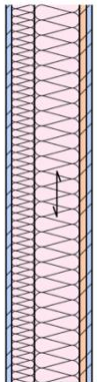
Les informations supplémentaires spécifiques au site et à l'objet, qui sont nécessaires pour les calculs, sont résumées dans le tableau ci-dessous. La combinaison des informations est cohérente, ce qui signifie qu'elle peut effectivement exister dans un projet de construction réel (p. ex. région d'Aarberg BE).

Tableau 3 Informations spécifiques à l'objet et au site pour le dimensionnement de la structure porteuse.

Type	Valeur	Remarque
Zone sismique	Z1b	
Terrain de fondation	E	
Classe d'ouvrage	II	
Type de structure	D ( $q = 1.5$ )	Comportement non ductile
Valeur de référence de la pression dynamique	$0.9 \text{ kN/m}^2$	
Catégorie de terrain	III	
Altitude de référence	450 m	
Charge utile (plancher)	Kat. B ( $3 \text{ kN/m}^2$ )	
Charge utile (toiture)	Kat. H ( $0.4 \text{ kN/m}^2$ )	

En outre, les structures de parois, de planchers et de toitures illustrées ci-dessous servent de base pour les calculs ultérieurs. Pour vérifier la plausibilité de ces suppositions, un prédimensionnement statique à l'aide des tables pour la construction en bois (Lignum HBT 1, 2021) et une vérification de la résistance au feu ont été effectuées selon la documentation technique « Éléments de construction en bois – Planchers, parois et revêtements résistant au feu » (Frangi et al., 2017). Les calculs correspondants sont joints à l'annexe 3 avec les structures détaillées des éléments de construction.

Tableau 4 Structure des éléments de paroi avec indication de la matérialisation et du dimensionnement des couches porteuses.

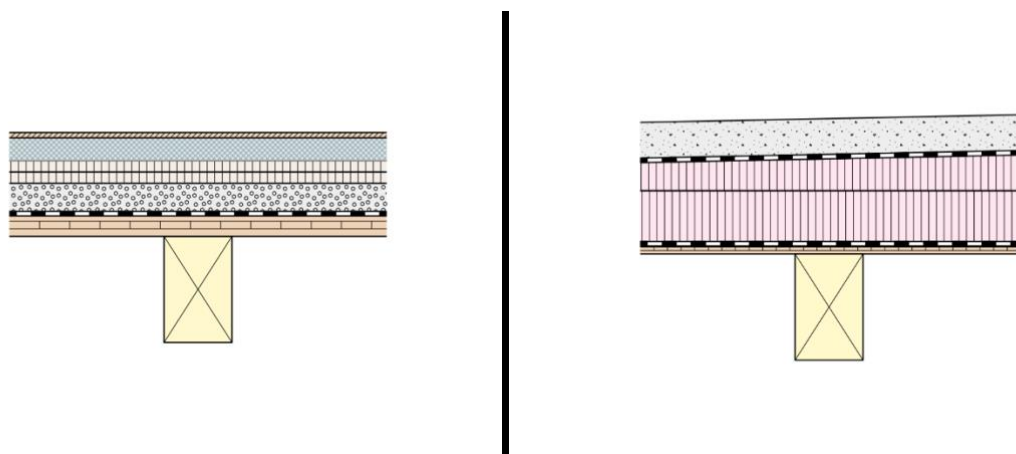
	
<b>Paroi extérieure</b>	<b>Paroi intérieure</b>
Montant, C24 80 mm / 200 mm	Montant, C24 80 mm / 120 mm
Revêtement, OSB3 18 mm	Revêtement, OSB3 18 mm

A côté des montants et du revêtement, les éléments de construction à effet statique comprennent les montants de bordure, les sablières et les filières. Pour les parois avec ouvertures, il faut ajouter les montants des fenêtres et les traverses (de cisaillement / de fenêtre). Le matériau et les dimensions de ces éléments de construction peuvent varier d'une paroi à l'autre et sont donc définis dans les chapitres 4.1 à 4.3. Les conditions suivantes sont toutefois considérées comme données pour toutes les parois intérieures et extérieures de contreventement :

- Toutes les parois sont équipées d'un revêtement statique sur une face.
- Le revêtement est posé sans joints horizontaux sur toute la hauteur de l'étage.
- Les joints verticaux des panneaux reposent toujours sur un montant.
- L'écartement des moyens de fixation sur les bords des panneaux est constant sur tout le pourtour.

Le plancher et le toit du bâtiment sont conçus de manière à pouvoir transmettre les charges horizontales aux parois verticales. Lors de l'analyse de la structure porteuse, il faut tenir compte du fait que les méthodes de construction choisies conduisent à des éléments de contreventement avec une rigidité limitée. Les définitions des structures sont utilisées par la suite pour déterminer correctement les masses du bâtiment.

Tableau 5 Structure des éléments de toiture et de plancher choisis, avec indication de la matérialisation et du dimensionnement des couches porteuses.



Plancher	Toiture
Nervures, C24 180 mm / 280 mm	Nervures, C24 160 mm / 260 mm
Panneau à trois couches 60 mm (structure porteuse secondaire)	Panneau à trois couches 27 mm (structure porteuse secondaire)

### 3.2.2 Actions

Les bases décrites précédemment permettent de déterminer les charges et les autres actions qui sont déterminantes pour le dimensionnement de la structure porteuse. Pour des raisons de présentation, les différentes étapes de calcul ne sont pas décrites. La documentation correspondante est jointe en annexe 4.

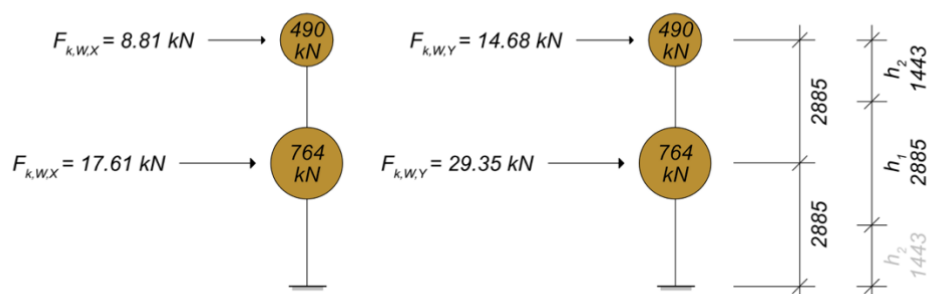


Figure 14 Représentation graphique des masses d'étage (représentées en brun) et des forces du vent  $F_{k,W,X}$  et  $F_{k,W,Y}$ , calculées par rapport aux largeurs d'influence  $h_1$  et  $h_2$  des deux étages.

Le poids propre et le poids propre non-structural des éléments de construction résultent de la somme des charges des différentes couches. Le calcul des valeurs ci-dessous se base sur l'annexe A de la SIA 261 et sur des indications des fabricants.

Tableau 6 Charges permanentes des différents éléments de construction, où  $g_{k,E}$  est le poids propre,  $g_{k,A}$  le poids propre non-structural et  $\Sigma g_k$  la somme du poids propre et du poids propre non-structural.

Élément de construction	$g_{k,E}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$g_{k,A}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\Sigma g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Paroi extérieure	0,25	0,72	0,97
Paroi intérieure	0,19	0,53	0,72
Plancher	0,70	3,00	3,70
Toiture	0,47	2,62	3,09

Avec la partie quasi-permanente de la charge utile (la neige, les effets verticaux du vent et la charge utile de la catégorie H ne sont pas pris en compte (SIA 260, 2013)) et les largeurs d'influence représentées à la Figure 14, on peut en déduire les charges d'étage déterminantes pour le dimensionnement parasismique. Le poids propre et le poids propre non-structural des murs extérieurs et intérieurs sont également pris en compte dans la somme partielle des charges permanentes.

$$Q_{d,i} = \sum G_{k,i} + \sum \psi_2 \cdot Q_{k,i} \quad (7)$$

$Q_{d,i}$	Somme des charges permanentes et quasi-permanentes par étage $i$	[kN]
$G_{k,i}$	Charge permanente caractéristique	[kN]
$\psi_2$	Coefficient de réduction pour la valeur quasi-permanente d'une charge variable	
$Q_{k,i}$	Charge variable caractéristique	[kN]

Tableau 7 Charges d'étage pour la détermination des actions sismiques arrondies au kN, où  $\Sigma G_k$  est la somme partielle des charges permanentes  $\Sigma \psi_2 \cdot Q_k$  est la somme partielle des charges quasi-permanentes et  $Q_d$  est la charge totale concentrée sur la transition d'étage correspondante.

Étage	$\Sigma G_k$ [kN]	$\Sigma \psi_2 \cdot Q_k$ [kN]	$Q_d$ [kN]
Rez-de-chaussée	642	122	764
Premier Étage	490	0	490

Le calcul des forces du vent attendues est effectué sur la base de la norme SIA 261, les coefficients de force et de pression nécessaires provenant du tableau 31 (annexe C) (SIA 261, 2020). Pour le dimensionnement du système de contreventement, il faut déterminer l'action maximale sur le bâtiment. Pour cela, il suffit de déterminer les forces globales du vent sous un angle d'incidence de 0° ou 90°. Selon la conception du modèle, il est également nécessaire de diviser l'effort global dans une composante de compression et une composante de traction, qui agissent sur les façades respectives opposées.

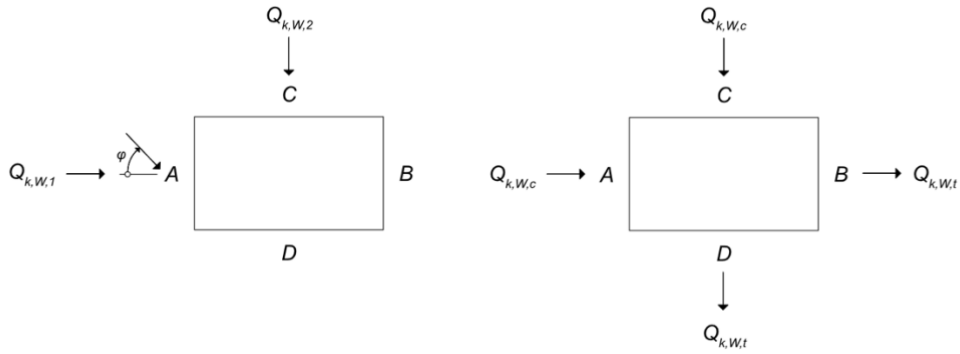


Figure 15 Forces du vent agissant sur le bâtiment, où  $Q_{k,W,1}$  et  $Q_{k,W,2}$  sont les forces globales du vent sous un angle d'incidence de  $0^\circ$  et  $90^\circ$  respectivement, et  $Q_{k,W,c}$  et  $Q_{k,W,t}$  sont les forces du vent réparties en forces de traction et de compression (selon (SIA 261, 2020)).

La répartition des forces du vent se fait en fonction des coefficients de pression locaux attribués à chaque façade. Les résultats du calcul de la force du vent sont résumés dans le tableau ci-dessous. Ils sont également valables par analogie dans une disposition en miroir (action sur la surface partielle B ou D).

Tableau 8 Résumé des forces caractéristiques globales du vent et répartition des forces en composantes de traction et de compression où  $c_{f1}$  et  $c_{f2}$  sont les coefficients de force globaux,  $c_{pe,c}$  et  $c_{pe,t}$  les coefficients de compression locaux,  $q_{k,w}$  et  $Q_{k,w}$  les forces globales du vent.

$\varphi$	Force globale du vent						Composante de traction et de compression					
	$c_{f1}$	$q_{k,w}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_{k,w}$ [kN]	$c_{f2}$	$q_{k,w}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_{k,w}$ [kN]	$c_{pe,c}$	$q_{k,w,c}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_{k,W,c}$ [kN]	$c_{pe,t}$	$q_{k,W,t}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_{k,W,t}$ [kN]
$0^\circ$	0,95	0,68	35,21	-	-	-	0,7	0,50	25,95	-0,25	0,18	9,27
$90^\circ$	-	-	-	0,95	0,68	58,69	0,7	0,50	43,25	-0,25	0,18	15,44

En combinaison avec la largeur d'influence représentée dans la Figure 14, l'équation ( 8 ) permet de répartir les forces du vent sur les étages.

$$Q_{k,W,i} = \frac{Q_{k,W}}{h_{bat}} \cdot h_i \quad (8)$$

$Q_{k,W,i}$	Valeur caractéristique de la force du vent au niveau de l'étage $i$	[kN]
$Q_{k,W}$	Valeur caractéristique de la force globale du vent	[kN]
$h_{bat}$	Hauteur totale du bâtiment	[m]
$h_i$	Largeur d'influence de l'étage $i$	[m]

Tableau 9 Forces caractéristiques du vent par étage et répartition des forces en composantes de traction et de compression, où  $Q_{k,w}$  sont les forces globales du vent (resp. les composantes de la force du vent).

$\varphi$	Force globale du vent par étage		Composante de traction et de compression par étage			
	$Q_{k,W,EG}$ [kN]	$Q_{k,W,OG}$ [kN]	$Q_{k,W,c,EG}$ [kN]	$Q_{k,W,t,EG}$ [kN]	$Q_{k,W,c,DG}$ [kN]	$Q_{k,W,t,DG}$ [kN]
$0^\circ$	17,61	8,81	12,97	4,64	6,49	2,32
$90^\circ$	29,35	14,68	21,63	7,72	10,81	3,86

### 3.3 RFEM6

Le logiciel RFEM6 de la société Dlubal est utilisé pour l'analyse assistée par ordinateur de la structure (Dlubal, 2024c). Il s'agit du successeur de RFEM5, qui est utilisé dans le projet de recherche de la BFH. Le choix de ce programme est considéré comme judicieux dans le cadre de la présente étude de faisabilité, parce qu'il contient un grand nombre de fonctions. De plus, il est utilisé dans l'enseignement à la BFH et se retrouve également dans de nombreux bureaux d'ingénieurs suisses.

### 3.4 Script Python

Afin de simplifier et d'automatiser la modélisation, le langage de programmation Python a été choisi. Python peut être utilisé indépendamment du système d'exploitation utilisé (Python software foundation, 2025). Il est très répandu, notamment dans le monde scientifique, et de nombreuses bibliothèques (collections de fonctions de programmation prédéfinies) existent. Une telle solution est également mise à disposition par l'entreprise Dlubal (Dlubal, 2022). Elle permet d'automatiser la création et la modification de modèles FEM et convient donc à l'utilisation prévue ici. En combinaison avec le langage de programmation Python, le format de fichier JSON (JavaScript Object Notation) a été utilisé pour stocker les informations du modèle (JSON, 2025). Le script Python créé dans le cadre de ce travail permet de générer de manière paramétrique des modèles de parois et de plafonds et de les placer dans un modèle de structure porteuse spatiale. Il doit être regardé comme un outil d'aide à la réalisation des études présentées ici et ne prétend pas être utilisable dans un environnement d'entreprise privée. Le script fonctionne selon le principe de la programmation orientée objet (Sweigart, 2022). Les éléments suivants sont considérés comme des objets :

- Paroi à ossature bois
- Configuration d'une paroi
- Plancher (toiture)
- Élément RFEM (nœuds, barres, surfaces, etc.)
- Type RFEM (articulations de barre, types de libérations linéiques, matériaux, etc.)
- Modèle de bâtiment 3D

Une classe a été définie pour chaque type d'objet. Les classes (ou types) peuvent être considérées, au sens figuré, comme le plan de construction des objets. Ils décrivent les propriétés communes à tous les objets du même type. Elles contiennent en outre les fonctions permettant de calculer ou de modifier ces propriétés. La Figure 16 représente graphiquement l'interaction entre les différentes classes et donc le fonctionnement de l'ensemble du script.

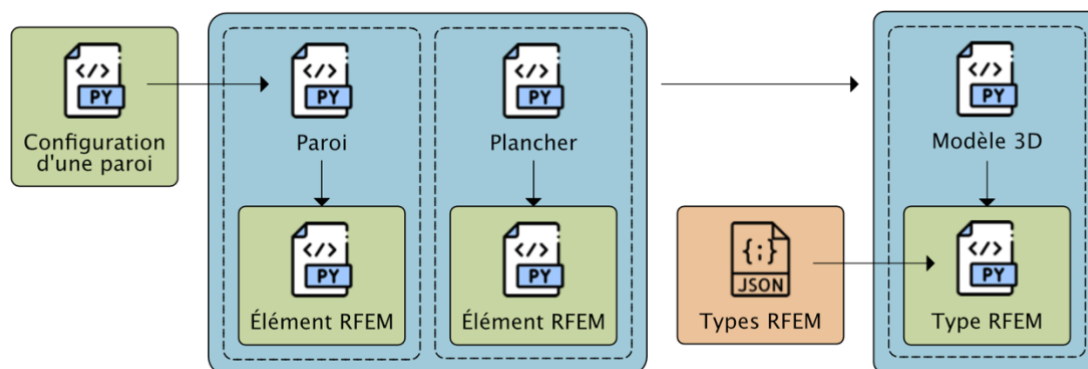


Figure 16 Fonctionnement du script Python pour la création automatisée de modèles spatiaux de structures porteuses.

La première étape consiste à générer le nombre nécessaire d'objets de la classe « paroi ». Pour ce faire, il est nécessaire de fournir les paramètres correspondants. Il s'agit essentiellement de propriétés géométriques telles que la longueur, la hauteur, la position et la taille des ouvertures, etc. La définition et le transfert d'un objet de la classe « configuration d'une paroi » permettent de définir la matérialisation et les moyens d'assemblage. On procède de la même manière pour les planchers et la toiture.

Sur la base des paramètres, les géométries individuelles de chaque élément sont maintenant calculées. Les informations pour la création des éléments RFEM correspondants sont générées et stockées dans des objets de la classe « élément RFEM ».

```
# Wall geometry test building basement floor
x0a1 = TimberFrameWall(name = "X.0.A.1", wallDimensions = (7.4, 2.25), config = wallConfig(), openingDimensions= [(2.2, 1.36)], openingEccentricity = [0.0])
x0a2 = TimberFrameWall(name = "X.0.A.2", wallDimensions = (7.4, 2.25), config = wallConfig(), openingDimensions= [(2.2, 1.36)], openingEccentricity = [0.0])
x0c1 = TimberFrameWall(name = "X.0.C.1", wallDimensions = (7.4, 2.25), config = wallConfig(), openingDimensions= [(2.2, 1.36), (2.2, 1.36)], openingEccentricity = [1.75, -1.75])
x0c2 = TimberFrameWall(name = "X.0.C.2", wallDimensions = (6.0, 2.25), config = wallConfig(), openingDimensions= [(2.2, 1.36)], openingEccentricity = [1.05])

y011 = TimberFrameWall(name = "Y.0.1.1", wallDimensions = (2.5, 2.25), config = wallConfig(), openingDimensions= [], openingEccentricity = [])
y021 = TimberFrameWall(name = "Y.0.2.1", wallDimensions = (4.3, 2.25), config = wallConfig(), openingDimensions= [], openingEccentricity = [])
y031 = TimberFrameWall(name = "Y.0.3.1", wallDimensions = (2.5, 2.25), config = wallConfig(), openingDimensions= [], openingEccentricity = [])

# Wall geometry test building first floor
x1a1 = TimberFrameWall(name = "X.1.A.1", wallDimensions = (7.4, 2.25), config = wallConfig(), openingDimensions= [(2.2, 1.36)], openingEccentricity = [0.0])
x1a2 = TimberFrameWall(name = "X.1.A.2", wallDimensions = (7.4, 2.25), config = wallConfig(), openingDimensions= [(2.2, 1.36)], openingEccentricity = [0.0])
x1c1 = TimberFrameWall(name = "X.1.C.1", wallDimensions = (7.4, 2.25), config = wallConfig(), openingDimensions= [(2.2, 1.36), (2.2, 1.36)], openingEccentricity = [1.75, -1.75])
x1c2 = TimberFrameWall(name = "X.1.C.2", wallDimensions = (7.4, 2.25), config = wallConfig(), openingDimensions= [(2.2, 1.36), (2.2, 1.36)], openingEccentricity = [1.75, -1.75])

y111 = TimberFrameWall(name = "Y.1.1.1", wallDimensions = (8.6, 2.25), config = wallConfig(), openingDimensions= [(2.5, 1.36)], openingEccentricity = [0.0])
y121 = TimberFrameWall(name = "Y.1.2.1", wallDimensions = (4.3, 2.25), config = wallConfig(), openingDimensions= [], openingEccentricity = [])
y131 = TimberFrameWall(name = "Y.1.3.1", wallDimensions = (8.6, 2.25), config = wallConfig(), openingDimensions= [(2.5, 1.36)], openingEccentricity = [0.0])

# Ceiling geometry test building
de01 = Ceiling(name = "DE.0.1", ceilingDimensions = (15.2, 9.2), isLoft = False)
de02 = Ceiling(name = "DE.1.1", ceilingDimensions = (15.2, 9.2), isLoft = True)

# Seismic model
testBuildingWMOE = SeismicModel("rfemTypes.json")
```

Figure 17 Code Python pour la définition des parois, planchers et la toiture d'un modèle de structure porteuse.

La deuxième étape consiste à créer un objet de la classe « modèle de bâtiment ». Les objets de la classe « paroi » et « plancher » existants sont transmis à cet objet avec indication simultanée de la position et de l'orientation. Le script veille automatiquement à ce que chaque élément RFEM dans le modèle global ait un numéro unique. En même temps, les types RFEM nécessaires dans le modèle sont déterminés. Les informations nécessaires sont enregistrées dans un fichier JSON qui fait figure de bibliothèque de composants.

```
# Seismic model
testBuildingWMOE = SeismicModel("rfemTypes.json")

# Basement floor
testBuildingWMOE.addTimberFrameWall(x0a1, floorNo = 0, position = (0.0, 0.0, 0.0), orientation = 0)
testBuildingWMOE.addTimberFrameWall(x0a2, floorNo = 0, position = (7.6, 0.0, 0.0), orientation = 0)
testBuildingWMOE.addTimberFrameWall(x0c1, floorNo = 0, position = (0.0, 9.0, 0.0), orientation = 0)
testBuildingWMOE.addTimberFrameWall(x0c2, floorNo = 0, position = (9.0, 9.0, 0.0), orientation = 0)

testBuildingWMOE.addTimberFrameWall(y011, floorNo = 0, position = (0.0, 3.25, 0.0), orientation = 90, stiffnessModification = 1.8)
testBuildingWMOE.addTimberFrameWall(y021, floorNo = 0, position = (7.5, 0.2, 0.0), orientation = 90, stiffnessModification = 1.8)
testBuildingWMOE.addTimberFrameWall(y031, floorNo = 0, position = (15.0, 3.25, 0.0), orientation = 90, stiffnessModification = 1.8)

# First floor
testBuildingWMOE.addTimberFrameWall(x1a1, floorNo = 1, position = (0.0, 0.0, -2.53), orientation = 0)
testBuildingWMOE.addTimberFrameWall(x1a2, floorNo = 1, position = (7.6, 0.0, -2.53), orientation = 0)
testBuildingWMOE.addTimberFrameWall(x1c1, floorNo = 1, position = (0.0, 9.0, -2.53), orientation = 0)
testBuildingWMOE.addTimberFrameWall(x1c2, floorNo = 1, position = (7.6, 9.0, -2.53), orientation = 0)

testBuildingWMOE.addTimberFrameWall(y111, floorNo = 1, position = (0.0, 0.2, -2.53), orientation = 90, stiffnessModification = 1.8)
testBuildingWMOE.addTimberFrameWall(y121, floorNo = 1, position = (7.5, 0.2, -2.53), orientation = 90, stiffnessModification = 1.8)
testBuildingWMOE.addTimberFrameWall(y131, floorNo = 1, position = (15.0, 0.2, -2.53), orientation = 90, stiffnessModification = 1.8)

# Ceilings
testBuildingWMOE.addTimberCeiling(de01, floorNo = 0, position = (-0.1, -0.1, -2.39), orientation = 0)
testBuildingWMOE.addTimberCeiling(de02, floorNo = 1, position = (-0.1, -0.1, -4.92), orientation = 0)

# RFEM Interaction
testBuildingWMOE.createSeismicModel()
testBuildingWMOE.createDesignModel()
testBuildingWMOE._createSeismicLoadcases()
testBuildingWMOE._createDesignLoadcases()
```

Figure 18 Code Python pour la génération d'un modèle de structure porteuse.

Finalement, l'objet de la classe modèle de bâtiment transmet toutes les données à RFEM6, qui construit le modèle FEM en conséquence. Comme la bibliothèque Python de Dlubal est en cours de développement, le modèle ainsi créé doit être vérifié de manière précise par la suite. De plus, les connexions entre les parois et les planchers (et la toiture) doivent être ajoutées manuellement (cf. chapitre 4.3.1).

## 4 Modélisation, résultats et discussion

### 4.1 Paroi seule avec ouverture

L'objectif des études décrites dans ce chapitre est de démontrer la faisabilité des analyses dynamiques (analyse modale, méthode des spectres de réponse) sur le modèle de paroi créé dans le cadre du projet de recherche de la BFH. Tout d'abord, les propriétés pertinentes du modèle ainsi que le déroulement des analyses sont décrites. Ensuite, le résumé des résultats et leur évaluation sont présentés. Des informations supplémentaires sur le modèle et les résultats sont disponibles dans le rapport d'impression RFEM qui est joint à l'annexe 5.

#### 4.1.1 Modèle

Le modèle utilisé (Figure 19) représente une paroi symétrique dans le sens de la longueur. Elle a une longueur de 5 m et une hauteur de 2,34 m et a été générée par le script Python. L'ouverture de fenêtre a une dimension de 1,92 m · 1,5 m. La distance  $a$  entre les montants intermédiaires est de 0,625 m. Dans la zone de l'ouverture de fenêtre, une distance minimale de 0,5 a été respectée entre les axes des éléments de construction. A côté de sa plus grande longueur, la paroi étudiée ici s'écarte de la géométrie du modèle de recherche sur deux autres points. La position des nœuds ne se situe pas au centre de gravité des moyens d'assemblage, mais est fixée de manière simplifiée au centre de gravité des sections transversales des éléments de construction. De plus, les panneaux du revêtement (largeur standard de 2,5 m) ne sont pas interrompus au niveau des montants de fenêtre, mais découpés, ce qui correspond à une méthode courante pour la fabrication d'éléments de paroi physiques.

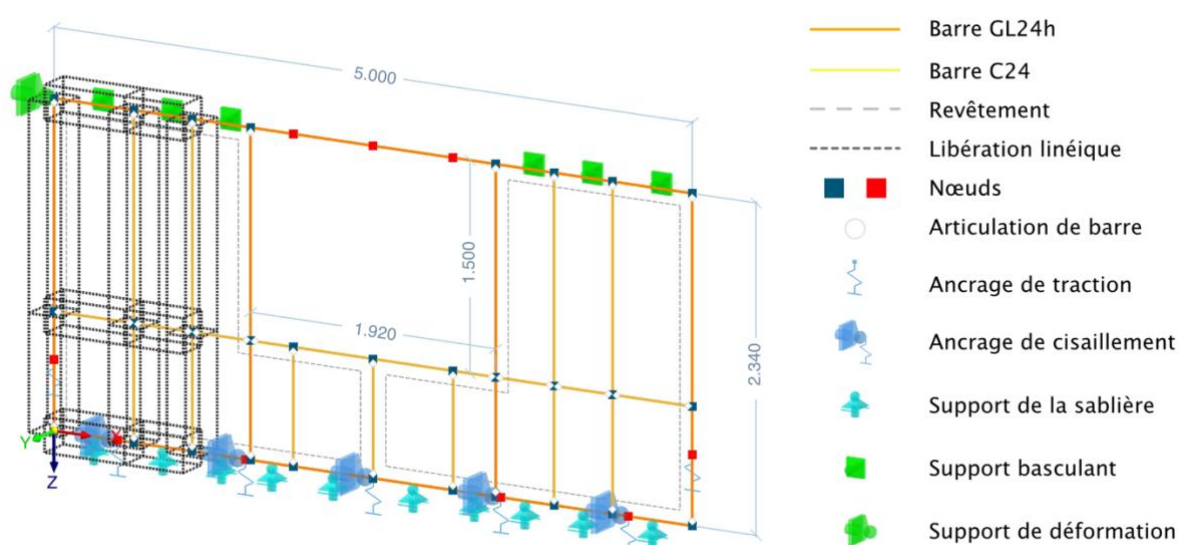


Figure 19 Modèle FEM de la paroi seule avec ouverture pour étudier la faisabilité d'analyses dynamiques (dimensions en m). Une partie des libérations linéiques a été masquée pour des raisons de représentation.

Dans l'ensemble, les écarts géométriques du modèle utilisé sont petits par rapport au modèle de recherche. Les dimensions et la matérialisation des éléments individuels (Tableau 10) ainsi que le type et la configuration des assemblages des éléments ont donc été repris sans modification du modèle de recherche. La fixation du revêtement a été uniformisée et s'effectue sur toute la surface au moyen d'un agrafage sur une seule rangée. L'écart entre les moyens de fixation est de 40 mm. Les rigidités des ressorts utilisées pour définir les articulations correspondent aux données des tableaux Tableau 1 et Tableau 2.

Tableau 10 Sections et matérialisation des différents éléments.

Composant	Matériau	Section / épaisseur [mm]
Filière	GL24h	200 / 300
Sablière		200 / 200
Montant du bord		200 / 200
Montant de fenêtre		140 / 200
Montant intermédiaire	C24	80 / 200
Blochet (de cisaillement)		60 / 200
Blochet de fenêtre		60 / 200
Revêtement		OSB3

Les conditions d'appui ont été adaptées à une situation de montage réelle. La sablière repose sur un appui linéique continu qui se détache sous l'effet de la traction. Les ancrages de cisaillement et de traction sont assurés par des tôles d'acier fixées par des clous striés et représentées au moyen d'appuis nodaux. Le calcul des modules de glissement correspondants (équation ( 9 ) resp. ( 10 )) est effectué conformément à la norme sur les constructions en bois (SIA 265, 2021). Afin de pouvoir déterminer les déformations de la construction de la paroi, il faut s'assurer que les moyens d'ancrage présentent une plus grande rigidité que la construction à ossature bois dans tout le spectre des forces et qu'ils ne commencent pas à fluer.

$$K_{ser,0} = 120 \cdot d^{1.7} \quad (9)$$

$$K_{ser,90} = 60 \cdot d^{1.7} \quad (10)$$

$K_{ser,0}$  Module de glissement d'un seul clou parallèle au fil [N/mm]

$K_{ser,90}$  Module de glissement d'un seul clou perpendiculaire au fil [N/mm]

$d$  Diamètre du clou [mm]

Tableau 11 Réalisation des ancrages de cisaillement et de traction avec les modules de déplacement correspondants, où  $d$  est le diamètre du clou,  $n$  le nombre de clous et  $K_{ser}$  le module de glissement parallèle ou perpendiculaire au fil.

Type d'ancrage	$d$ [mm]	$n$ [pcs]	$K_{ser,0}$ [kN/mm]	$K_{ser,90}$ [kN/mm]
Ancrage de cisaillement	4	30	38,0	19,0
Ancrage de traction	4	40	50,7	-

Par simplification, il est supposé que les ancrages de traction ne supportent pas de forces horizontales. De plus, la liaison entre les moyens d'ancrage et la fondation est considérée comme rigide. Les appuis linéaires à l'extrémité supérieure de la paroi permettent de la maintenir contre le basculement. Le support nodal dans le coin supérieur gauche (support de déformation) sert à des fins techniques de modélisation et n'influence pas le fonctionnement de la paroi. La fonction exacte de ce support est décrite dans le paragraphe suivant.

#### 4.1.2 Déroulement des analyses

Le logiciel RFEM6 ne peut pas prendre en compte le comportement de déformation non linéaire des éléments de construction et des assemblages dans le cadre des analyses dynamiques. Mais à l'aide de ce que l'on appelle les états initiaux, le modèle peut être transféré de manière ciblée dans un état de départ bien défini, qui sera utilisé pour les calculs ultérieurs (Dlubal, 2023). Dans le cas des parois, une charge horizontale est appliquée sur le modèle pour imposer une déformation. Les rigidités des différents éléments du modèle en état de déformation sont fixées et, à partir de ce moment, considérées comme linéaires pour l'analyse dynamique suivante. Selon l'ampleur de la charge appliquée, il est ainsi possible de déterminer la rigidité de la paroi pour les analyses dynamiques. Les analyses visent à vérifier l'applicabilité générale du concept d'états initiaux au modèle de recherche. Elles se déroulent en quatre étapes successives :

- i. Pour déterminer le comportement vibratoire de la paroi, celle-ci est soumise à une masse réaliste. La masse est calculée à partir (cf. équation ( 7 )) du poids propre, de la surcharge et de la charge utile.
- ii. Pour définir des états initiaux pertinents, le comportement en déformation de la paroi est déterminé sous la forme d'un diagramme qui montre la relation entre la force appliquée et la déformation.
- iii. Pour analyser le fonctionnement du principe, des analyses modales sont effectuées sur la base de trois états initiaux.
- iv. Pour évaluer si le modèle peut être utilisé dans le cadre de la MSR, la procédure est appliquée en utilisant les résultats des trois analyses modales.

Les cas de charge énumérés dans le Tableau 12 ont été créés conformément à cette approche. Par la suite, ils sont décrits en détail.

Tableau 12 Résumé des cas de charge pour l'étude du comportement statique et dynamique d'une paroi seule avec ouverture.

N°	Cas de charge	État initial / Analyse modale
1	Poids propre	-
2	Poids propre non-structurel	-
11	Charge utile cat. B	-
21	Diagramme de déformation	-
31	État initial I	-
32	État initial II	-
33	État initial III	-
41	Analyse modale I	31
42	Analyse modale II	32
43	Analyse modale III	33
51	MSR I	41
52	MSR II	42
53	MSR III	43

Afin de pouvoir formuler des suppositions judicieuses pour les effets du poids propre, du poids propre non-structural et de la charge utile, le bâtiment modèle défini précédemment a été utilisé. Les forces appliquées dans le modèle (cas de charge 1, 2 et 11) correspondent aux charges provenant du plancher et agissant sur les parois extérieures du bâtiment. Pour une portée de plancher de 4,5 m elles se calculent de la manière suivante :

**Poids propre :** 
$$g'_{k,E} = \frac{4,5 \text{ m} \cdot 0,7 \text{ kN/m}^2}{2} = 1,58 \text{ kN/m} \quad (11)$$

**Poids propre non-structurel :** 
$$g'_{k,A} = \frac{4,5 \text{ m} \cdot 3,0 \text{ kN/m}^2}{2} = 6,75 \text{ kN/m}$$

**Charge utile :** 
$$q'_{k,N} = \frac{4,5 \text{ m} \cdot 3,0 \text{ kN/m}^2}{2} = 6,75 \text{ kN/m}$$

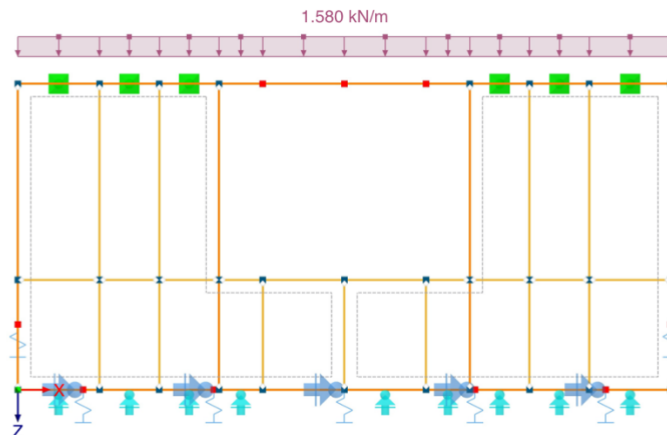


Figure 20 Charge linéaire en kN/m provenant du plancher supposé et agissant sur la filière de la paroi, à l'exemple du poids propre.

Le comportement en déformation est déterminé à l'aide d'une déformation nodale imposée. Le nœud sélectionné est forcé de se déplacer, ce qui génère les efforts interne et les réactions d'appui correspondantes dans le modèle. La réaction qui se manifeste dans le support de déformation, représenté en vert, correspond à la force nécessaire pour atteindre le déplacement choisi. Dans le cas présent, la déformation est augmentée par étapes jusqu'à un total de 65 mm (cas de charge 21). Les résultats des calculs de chaque étape sont sauvegardés afin de pouvoir établir le diagramme force-déformation souhaité.

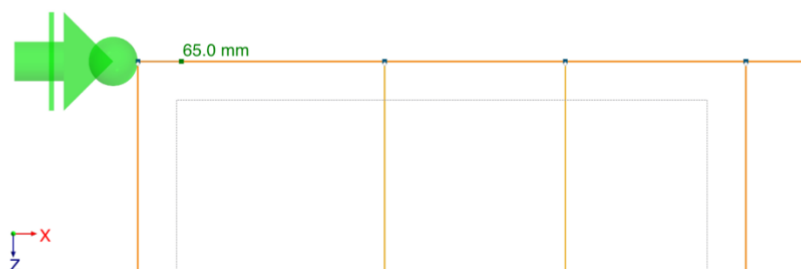


Figure 21 Déformation nodale imposée en mm, appliquée sur le modèle dans le coin supérieur gauche pour déterminer le diagramme force-déformation.

Les états initiaux sont créés en appliquant une charge ponctuelle sur le coin supérieur gauche de la paroi. Le diagramme force-déformation permet de voir comment la rigidité globale de la paroi évolue lorsque la charge augmente. Deux états initiaux sont utilisés pour amener la paroi dans l'état de plus grande ou de plus faible rigidité (cas de charge 31 et 33). Le troisième génère l'état de rigidité lorsque la résistance calculée est atteinte (cas de charge 32). Cette résistance est estimée de manière approximative comme suivant (Geiser 2024, communication personnelle) :

$$F_{R,d} \approx 0.4 \cdot F_U \quad (12)$$

$F_{R,d}$  Valeur de dimensionnement de la résistance [kN]  
 $F_U$  Force de rupture [kN]

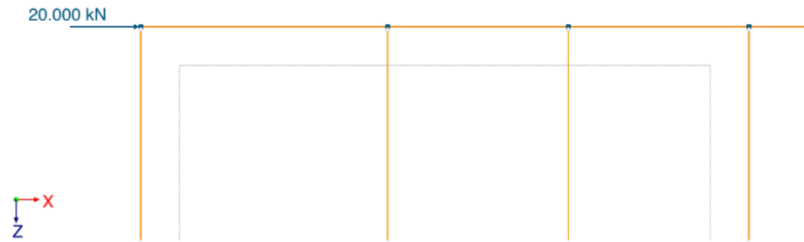


Figure 22 Charge ponctuelle en kN appliquée au modèle dans le coin supérieur gauche pour définir l'état initial (cas de charge 31).

Les états initiaux correspondants sont attribués aux trois analyses modales (cas de charge 41-43). Les paramètres d'analyse ont été choisis de manière que des formes propres soient automatiquement cherchées jusqu'à ce que la somme des masses modales associées corresponde à 90 % de la masse totale du modèle. Sur la base des analyses modales, la méthode du spectre de réponse est effectuée en dernier (cas de charge 51-53). Le spectre de dimensionnement utilisé est défini sur la base des données du bâtiment modèle (cf. Tableau 3).

#### 4.1.3 Résultats

La Figure 23 montre le diagramme force-déformation de la paroi étudiée. La déformation totale augmente proportionnellement à la charge appliquée jusqu'à une action de 40 kN. Jusqu'à ce que l'impact le plus important soit atteint, l'évolution de la courbe correspond à une croissance dégressive limitée vers le haut. Ainsi, la rigidité globale de la paroi est la plus grande dans la partie linéaire de la courbe. Elle diminue ensuite continuellement pour atteindre le point zéro au sommet, sous une action d'environ 170 kN. A partir de ce point, la paroi ne peut plus résister à une déformation supplémentaire. Les points marqués correspondent aux forces (ou déformations) utilisées pour définir les états initiaux.

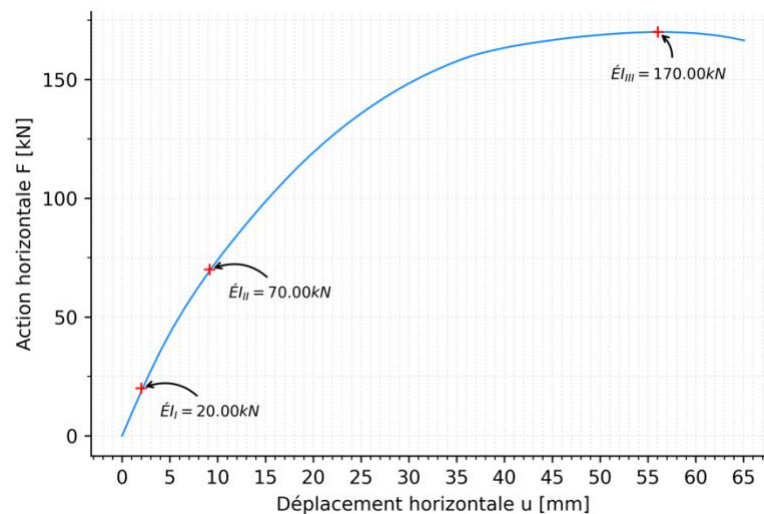


Figure 23 Diagramme force-déformation de la paroi avec les forces choisies pour la définition des états initiaux (ÉI).

L'état initial I permet de caractériser, à titre d'exemple, les diagrammes de l'effort normal dans la filière, la sablière et les montants du bord, qui résultent de l'action horizontale. La force de compression dans la filière atteint son maximum du côté gauche. En raison de l'interaction entre la filière et le revêtement, elle diminue progressivement vers la droite. Dans la zone de la fenêtre, elle reste constante. Dans les deux montants du bord, des efforts normaux qui augmentent en direction des supports se développent. Dans le montant du bord droite, il s'agit d'une force de compression. L'ancrage de traction se détache comme prévu et les forces sont transmises par la fondation (appui linéique non représenté). La force de traction générée dans le montant du bord gauche est absorbée par l'ancrage de traction (appui nodale). En comparaison avec la filière et les montants du bord, les forces normales sont les plus faibles dans la sablière, parce qu'elles sont transmises de manière continue et régulière aux ancrages de cisaillement. Ces derniers absorbent en outre de petites parties des forces de réaction verticales. La somme des forces d'appui horizontales correspond, avec 20 kN, à l'action appliquée.

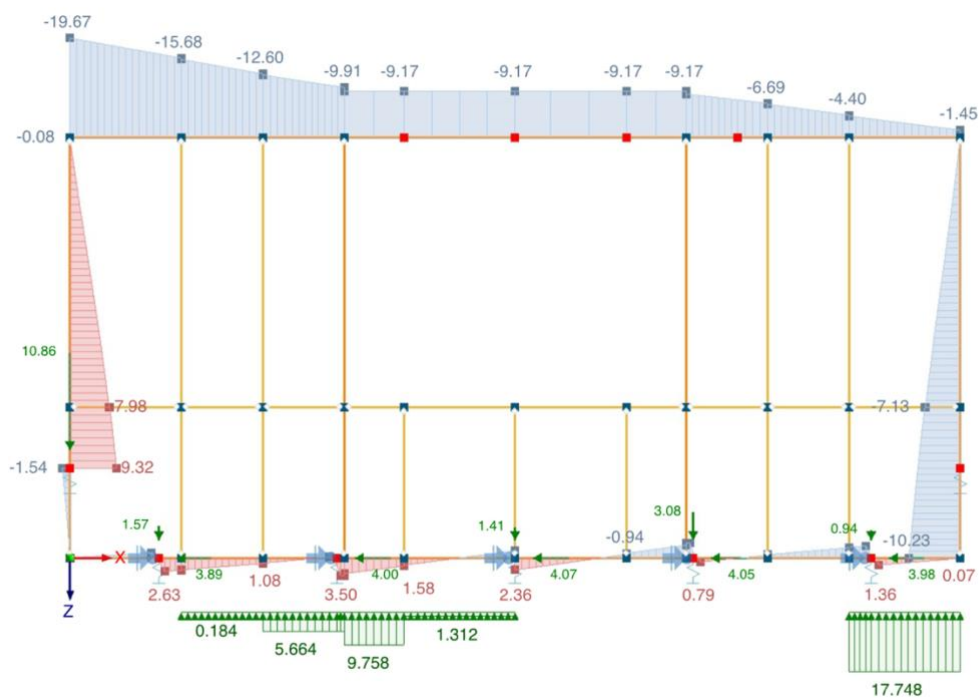


Figure 24 Courbes des efforts normaux en kN dans la filière, la sablière et les montants du bord de la paroi à l'état initial I. Les forces de compression sont représentées en bleu, les forces de traction en rouge et les réactions d'appui en vert.

Les analyses modales fournissent les résultats résumés dans le Tableau 13. Le premier mode propre active dans tous les cas plus de 99% de la masse du modèle. On peut toutefois constater des différences au niveau des périodes de vibration déterminées. Si la force utilisée pour créer l'état initial augmente, la rigidité globale de la paroi diminue. Parallèlement, les temps de vibration sont plus élevés. Les forces déterminées par l'application de la MSR ne présentent que de faibles différences, mais elles arrivent à un niveau nettement inférieur à celui des forces appliquées dans les états initiaux.

Tableau 13 Résumé des résultats des analyses modales,  $m_e$  étant le pourcentage de la masse modale,  $f$  la fréquence propre et  $T_1$  la période fondamentale de vibration de la paroi.

Analyse modale / MSR	$F_{AZ}$ [kN]	$m_e$ [%]	$f$ [Hz]	$T_1$ [s]	$F_{res,ASV}$ [kN]
I	20	99,96	6,67	0,15	15,1
II	70	99,94	6,00	0,17	15,2
III	170	99,80	3,87	0,26	14,6

Les résultats de la MSR I permettent de caractériser à nouveau les courbes d'efforts normaux dans la filière, la sablière et les montants du bord, qui résultent de l'action dynamique. Comme cette dernière agit en alternance de la gauche et de la droite sur la paroi, des forces de compression ou de traction réfléchies de manière symétrique apparaissent dans les barres. Les effets de la linéarisation du modèle dans le cadre des analyses modales se manifestent clairement. Le diagramme de l'effort normal dans la filière s'écarte de celui de l'état statique initial et ne peut plus être compris facilement. A première vue, la forme des diagrammes de force dans les montants du bord correspond à celle des cas de charge statiques. Cependant l'ancrage de traction gauche absorbe non seulement les forces de traction mais aussi les forces de compression. L'ancrage de droite est complètement hors service et toutes les forces se propagent directement jusqu'à l'appui linéique non représenté. Initialement celle-ci a également été définie de manière à n'absorber que les forces de compression. Dans cet exemple, des forces de traction sont également absorbées. En revanche, les ancrages de cisaillement n'ont pas perdu leur fonctionnement initial. En conséquence, le tracé de l'effort normale dans la sablière n'a pas changé.

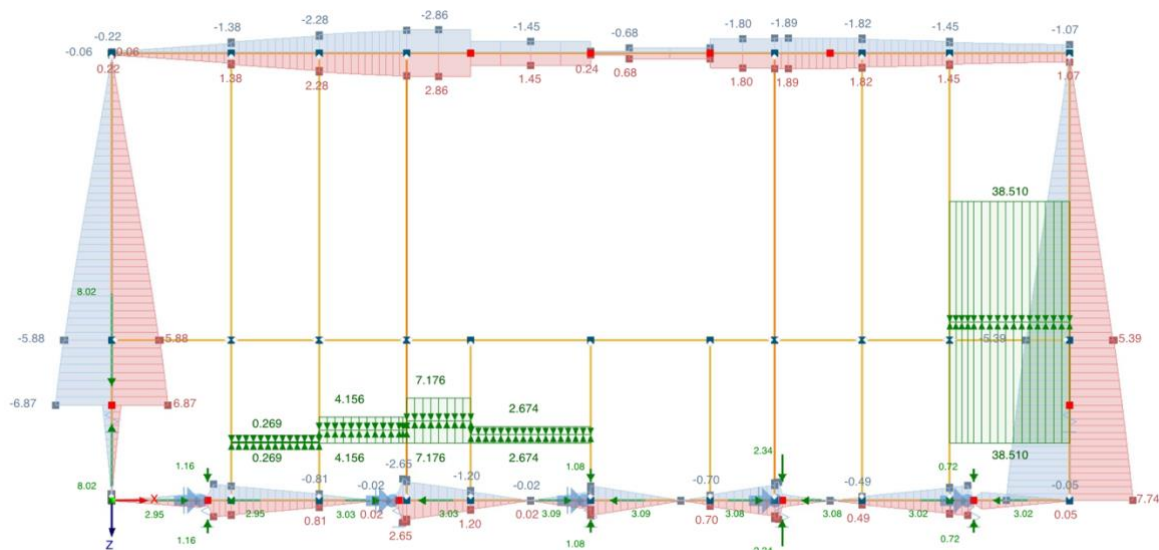


Figure 25 Courbes des efforts normaux en kN dans la filière, la sablière et les montants du bord de la paroi résultant de la MSR I. Les forces de compression sont représentées en bleu, les forces de traction en rouge et les réactions d'appui en vert.

#### 4.1.4 Discussion

Comme prévu, le comportement en déformation du modèle examiné correspond à celui du modèle de recherche qui a été utilisé comme prototype (cf. Figure 10). La correspondance se reflète, qualitativement et quantitativement, dans le diagramme force-déformation obtenu. Les modifications mineures de la géométrie effectuées ne semblent donc pas influencer de manière significative les résultats correspondants. Toutefois, cette constatation n'est valable que pour le modèle décrit dans ce chapitre. Pour pouvoir tirer une conclusion générale, des études doivent être menées sur d'autres modèles.

Les résultats des analyses modales illustrent la relation correcte entre la rigidité et la période de vibration fondamentale. Si la rigidité globale de la paroi est augmentée par l'application d'une charge correspondante dans l'état initial, la période de vibration fondamentale diminue. Cette relation montre que le concept des états initiaux est approprié pour contrôler la linéarisation du modèle dans le cadre des analyses dynamiques et ainsi pour déterminer de manière ciblée la rigidité globale de la paroi à utiliser.

La situation est différente pour la méthode de spectres de réponse. Les courbes d'efforts normaux dans les éléments de paroi ne correspondent pas à celles du modèle initial en raison de la linéarisation et, en particulier, des conditions d'appui modifiées qui en résultent. Il n'est donc pas possible de déterminer des efforts internes utilisables pour le dimensionnement dans le cadre de la MSR. Les ancrages de cisaillement ne sont toutefois pas concernés par les effets

négatifs de la linéarisation. C'est par eux que l'ensemble des forces sismiques horizontales déterminées avec la MSR est finalement absorbé. Les forces sismiques résultent donc de la somme des forces d'appui horizontales. Les forces sismiques déterminées avec la MSR étaient nettement inférieures aux charges utilisées pour définir la rigidité des parois dans les états initiaux. Cela signifie que l'état de rigidité de la paroi ne correspond pas à la situation qui se présenterait en cas de séisme avec les actions résultantes correspondantes. Une correspondance est obtenue lorsque la force sismique déterminée dans l'ASV correspond à l'action utilisée pour définir la rigidité de la paroi au moyen de l'état initial.

Les conclusions obtenues permettent de tirer les conséquences suivantes pour les études ultérieures :

- Le modèle de recherche peut être intégré sans modification dans un modèle de structure tridimensionnelle pour la réalisation d'analyses dynamiques, en tenant compte des points suivants lors de l'analyse de la structure :
  - i. Les forces sismiques résultantes, déterminées à l'aide de la MSR doivent correspondre aux forces utilisées pour la définition de l'état initial, afin que l'état de rigidité des parois soit correctement défini.
  - ii. Les résultats de l'ASV ne conviennent que pour déterminer les forces sismiques résultantes (réactions horizontales des appuis). Tous les autres résultats sont inutilisables en raison de la linéarisation du modèle.
- Pour que la condition i. soit respectée, l'état initial défini au départ doit être adapté à la force sismique résultante de la MSR par un processus itératif.
- Pour que la restriction ii. soit surmontée, les forces sismiques déterminées avec la MSR doivent être appliquées à un modèle non linéarisé lors d'une étape de travail supplémentaire. Cela permet de déterminer les forces de coupe et d'appui nécessaires pour le dimensionnement.

## 4.2 Paroi seule sans ouverture

L'objectif des études décrites dans le présent chapitre est d'évaluer la possibilité de représenter des parois sans ouvertures selon le même principe que celui utilisé dans le modèle de recherche pour les parois avec ouvertures. En outre, il est vérifié, à l'aide du modèle utilisé, si une augmentation globale de la rigidité des parois peut être réalisée techniquement et de quelle manière. Ce mécanisme sera utilisé dans le cadre de l'analyse du modèle tridimensionnel, pour corriger la rigidité du bâtiment si les périodes de vibration fondamentale déterminées sont trop élevées (cf. chapitre 2.2).

Tout d'abord, les propriétés pertinentes du modèle ainsi que le déroulement des analyses sont décrites. Ensuite, le résumé des résultats et leur évaluation sont présentés. Des informations supplémentaires sur le modèle et les résultats sont disponibles dans le rapport d'impression RFEM qui est joint à l'annexe.

### 4.2.1 Modèle

Le modèle utilisé (Figure 26) représente deux parois symétriques dans le sens de la longueur. Elles mesurent 5 m de long et 2,34 m de haut et ont été créées à l'aide du script Python. La distance a entre les montants intermédiaires est de 0,625 m. Contrairement au modèle de recherche La position des nœuds ne se situe pas au centre de gravité des moyens d'assemblage, mais est fixée de manière simplifiée au centre de gravité des sections transversales des éléments de construction. Le revêtement est réalisé par deux panneaux (largeur standard 2,5 m). Alors que la paroi gauche (A) est laissée dans son état d'origine, les rigidités de tous les éléments de la paroi droite (B) sont augmentées d'un facteur 2,0. Dans le cas des éléments en bois, on y parvient en doublant les modules E et G des matériaux utilisés. Pour les moyens d'assemblage, les rigidités des ressorts sont adaptées en conséquence.

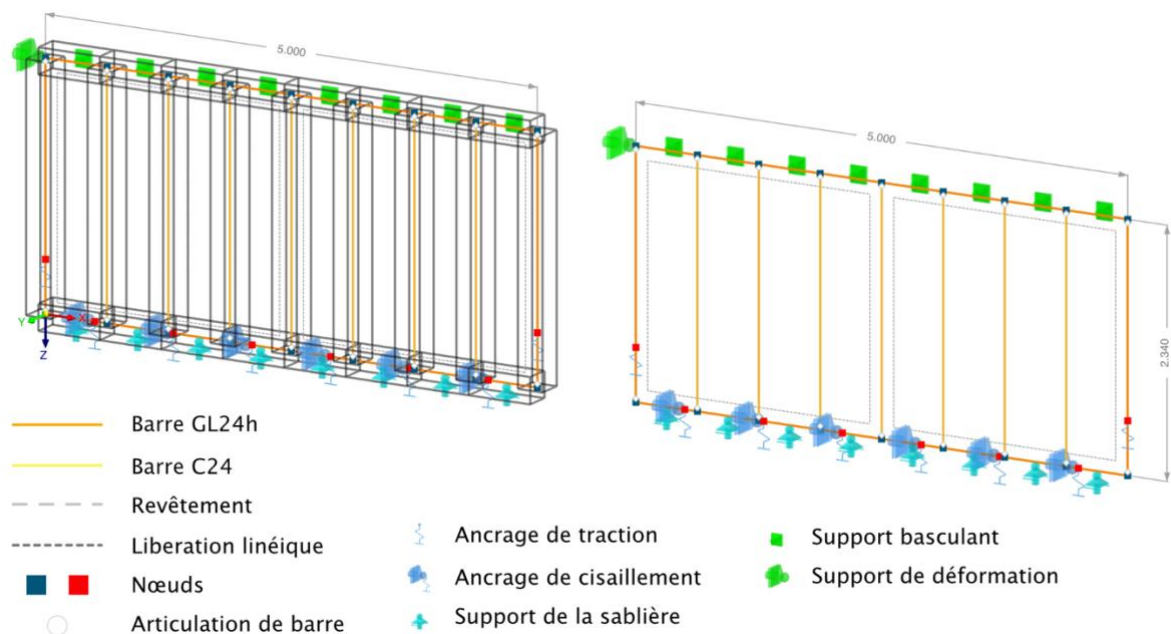


Figure 26 Modèle FEM sur lequel il est vérifié que les parois sans ouvertures peuvent être modélisées de la même manière que les parois avec ouvertures (à gauche : modèle dans son état d'origine : à droite : modèle avec rigidité doublée). Pour des raisons de clarté, les libérations de lignes de la paroi de droite ne sont pas représentées.

Le type et la configuration des assemblages des éléments ont été repris sans modification du modèle de recherche. Pour y arriver, les dimensions et la matérialisation des pièces de bois sont également repris. La fixation du revêtement a été uniformisée et s'effectue sur toute la surface au moyen d'un agrafage sur une seule rangée. L'écart entre les moyens de fixation est de 40 mm. Les rigidités des ressorts utilisées pour définir les articulations correspondent aux données des tableaux Tableau 1 et Tableau 1.

Tableau 14 Sections et matérialisation des différents éléments.

Nom	Matériau	Section / épaisseur [mm]
Filière	GL24h	200 / 300
Sablière		200 / 200
Montant du bord		200 / 200
Montant intermédiaire	C24	80 / 200
Revêtement	OSB3	18

Les conditions d'appui ont été adaptées à une situation de montage réelle. La sablière repose sur un appui linéique continu qui se détache sous l'effet de la traction. Les ancrages de cisaillement et de traction sont assurés par des tôles d'acier fixées par des clous annelés et représentées au moyen d'appuis nodaux. Le calcul des modules de glissement correspondants (équation ( 9 ) resp. ( 10 )) est effectué conformément à la norme sur les constructions en bois (SIA 265, 2021). Afin de pouvoir déterminer les déformations de la construction de la paroi, il faut s'assurer que les moyens d'ancrage présentent une plus grande rigidité que la construction à ossature bois dans tout le spectre des forces et qu'ils ne commencent pas à fluer.

Tableau 15 Réalisation des ancrages de cisaillement et de traction avec les modules de déplacement correspondants, où  $d$  est le diamètre du clou,  $n$  le nombre de clous et  $K_{ser}$  le module de glissement parallèle ou perpendiculaire au fil.

Type d'ancrage	$d$ [mm]	$n$ [pces]	$K_{ser,0}$ [kN/mm]	$K_{ser,90}$ [kN/mm]
Ancrage de cisaillement	4	30	38,0	19,0
Ancrage de traction	4	40	50,7	-

Par simplification, il est supposé que les ancrages de traction ne supportent pas de forces horizontales. De plus, la liaison entre les moyens d'ancrage et le support est considérée comme rigide. Les appuis linéaires à l'extrémité supérieure de la paroi permettent de la maintenir contre le basculement. Le support nodal dans le coin supérieur gauche (support de déformation) sert à des fins techniques de modélisation et n'influence pas le fonctionnement de la paroi. La fonction exacte de ce support est décrite dans le paragraphe suivant.

#### 4.2.2 Déroulement des analyses

Les études visent à montrer si la paroi A présente un comportement réaliste sous une charge horizontale et comment ce comportement change pour la paroi B avec des rigidités adaptées. Les analyses se déroulent en deux étapes,

- i. Afin d'évaluer les effets de l'augmentation de la rigidité sur la paroi droite, le comportement en déformation des deux parois est déterminé sous forme de diagrammes force-déformation qui peuvent être comparés.
- ii. Afin de vérifier la plausibilité du comportement de la paroi gauche, sa déformation et les efforts internes associées dans les éléments de la paroi sont comparées à des valeurs calculées manuellement.

Le comportement en déformation est déterminé à l'aide d'une déformation nodale imposée. Le nœud sélectionné est forcé de se déplacer, ce qui génère les efforts interne et les réactions d'appui correspondantes dans le modèle. La réaction qui se manifeste dans le support de déformation, représenté en vert, correspond à la force nécessaire pour atteindre le déplacement choisi. Dans le cas présent, la déformation est augmentée par étapes jusqu'à un total de 50 mm. Les résultats des calculs de chaque étape sont sauvegardés afin de pouvoir établir le diagramme force-déformation souhaité. Pour effectuer les calculs, il suffit de définir un seul cas de charge (cf. annexe).

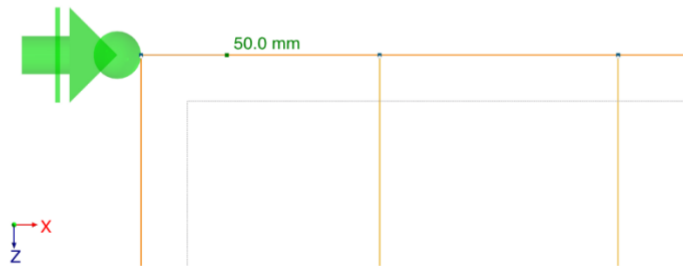


Figure 27 Déformation nodale imposée en mm, appliquée sur le modèle dans le coin supérieur gauche pour déterminer le diagramme force-déformation.

Afin de vérifier la plausibilité des résultats de la paroi A au niveau qualitatif, les diagrammes des efforts normaux dans les éléments du cadre sont d'abord examinés. Sur la base du modèle statique présenté dans la Figure 28, on détermine ensuite les valeurs permettant de vérifier par calcul les résultats du modèle. Conformément aux calculs effectués à l'aide de l'ordinateur, la détermination est effectuée pour chaque niveau de charge (augmentation de la déformation par pas de 1 mm) afin que les résultats puissent être représentés sous forme de diagrammes et évalués plus facilement.

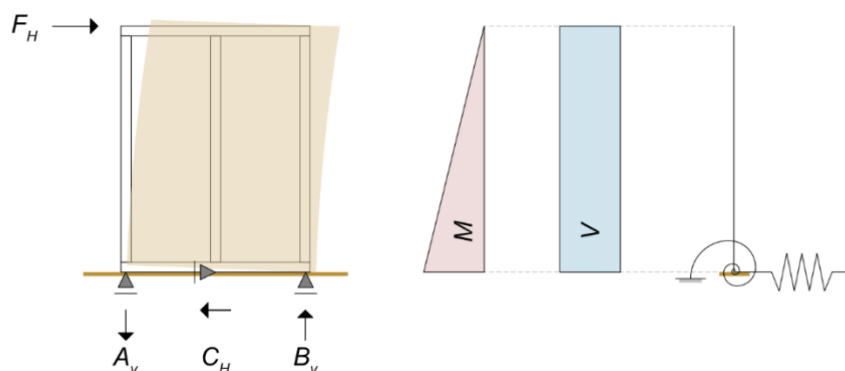


Figure 28 Représentation schématique de la déformation d'une paroi (à gauche) avec le modèle statique correspondant (à droite) et les diagrammes des efforts internes (M, V) au centre.  $A_v$ ,  $C_H$  et  $B_v$  sont les forces d'appui résultant de l'action  $F_H$ .

D'une part, les forces maximales de compression et de traction dans les montants du bord sont calculées (équation ( 13 )). Celles-ci correspondent aux réactions d'appui  $A_v$  et  $B_v$ . D'autre part, le flux de cisaillement maximal entre la structure du cadre et le revêtement est déterminé (équation ( 14 )).

$$|A_v| = |B_v| = \frac{F_H \cdot h}{b} \quad (13)$$

$$s_0 = \frac{F_{Ed}}{b} \quad (14)$$

$A_v, B_v$	Forces d'appui verticales	[kN]
$F_H$	Action horizontale	[kN]
$h$	Hauteur de la paroi	[m]
$b$	Largeur de la paroi	[m]
$s_0$	Flux de cisaillement	[kN/m]

En outre, la rigidité de la paroi A est déterminée. Pour cela, la déformation totale sous une action quelconque est d'abord calculée. Celle-ci se compose des parties de déformation des différents éléments en bois et des assemblages utilisés (équation ( 15 )). Le calcul des différentes parties (cf. annexe) est effectué selon les indications de la documentation technique « Constructions en bois parasismiques » (Geiser et al., 2023) et se base sur l'hypothèse que tous les éléments de la paroi présentent un comportement linéaire-élastique. Les rigidités des matériaux et des assemblages utilisés sont déterminées conformément à la norme sur la construction en bois (SIA 265, 2021). A l'aide de la déformation totale et de l'action correspondante, on peut finalement déterminer la rigidité totale de la paroi (équation ( 5 )) qui sert de base à la création d'un diagramme force-déformation.

$$u_{tot} = u_k + u_G + u_E + u_c + u_t + u_v \quad (15)$$

$u_{tot}$	<i>Déformation totale de la paroi</i>	[mm]
$u_k$	<i>Part de déformation due à la rigidité des moyens d'assemblage</i>	[mm]
$u_G$	<i>Part de déformation due à la déformation en cisaillement du revêtement</i>	[mm]
$u_E$	<i>Part de déformation due à la sollicitation à l'effort normal des montants</i>	[mm]
$u_c$	<i>Part de déformation due à l'enfoncement de la sablière perpendiculaire au fil</i>	[mm]
$u_t$	<i>Part de déformation due à la rigidité des ancrages en traction</i>	[mm]
$u_v$	<i>Part de déformation due à la rigidité des ancrages en cisaillement</i>	[mm]

#### 4.2.3 Résultats

La Figure 29 montre le diagramme force-déformation des parois étudiées. L'évolution de la déformation de la paroi B (verte) diffère nettement de celle de la paroi A (orange). Pour obtenir la même déformation, il faut, comme prévu, doubler la force appliquée à la paroi B, ce qui correspond à l'augmentation de la rigidité par le facteur 2,0.

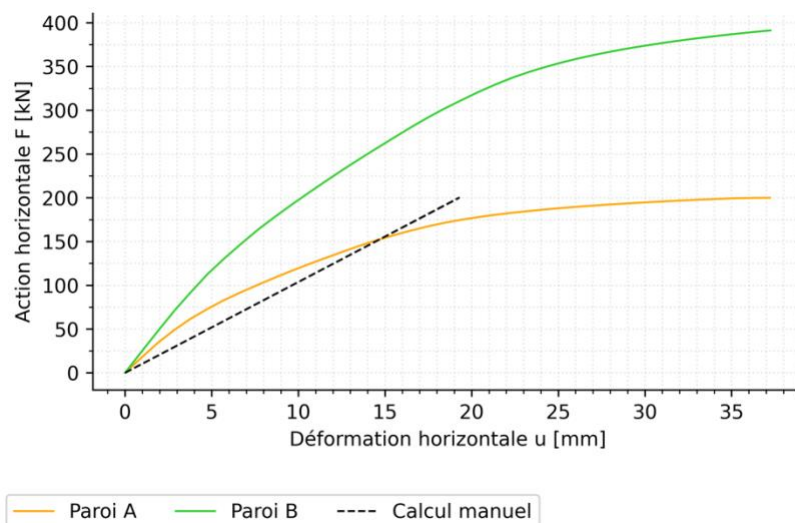


Figure 29 Diagramme force-déformation des parois A et B, ainsi que l'évolution des déformations calculées manuellement.

Comme les déformations calculées à la main sont basées sur un comportement linéaire-élastique de la paroi, la courbe correspondante (en noir) est linéaire. En comparant directement avec l'évolution de la déformation de la paroi A (orange), on constate tout d'abord que le modèle présente une déformation presque deux fois plus importante que celle calculée à la main lorsque la force de rupture est atteinte. La pente des deux courbes est comparée dans la zone située en dessous de la résistance de calcul de la paroi A (zone de charge admissible), celle-ci étant supposée égale à 40 % de la force de rupture à 80 kN (voir équation ( 12 )). La pente de la courbe orange, partant de zéro, est d'abord plus élevée que celle de la courbe noire, puis elle s'aligne sur cette dernière et finit par diminuer. Dans cette zone du spectre de charge, le modèle de paroi présente donc d'abord une rigidité plus élevée, mais ensuite une rigidité plus faible que celle calculée.

La paroi A permet de caractériser l'évolution des forces normales qui se développent dans les composants à la suite de l'action horizontale (Figure 30). La force de compression dans la filière atteint son maximum à la fin du côté gauche. En raison de l'interaction entre la filière et le revêtement, elle diminue progressivement vers la droite. Dans les deux montants du bord, des efforts normaux qui augmentent en direction des supports se développent. Dans le montant du bord droite, il s'agit d'une force de compression. L'ancrage de traction se détache comme prévu et les forces sont transmises par la fondation (appui linéique non représenté). La force de traction générée dans le montant du bord gauche est absorbée par l'ancrage de traction (appui nodal). En comparaison avec la filière et les montants du bord, les forces normales sont les plus faibles dans la sablière, parce qu'elles sont transmises de manière continue et régulière aux ancrages de cisaillement. Comme attendu, il n'y a pas d'effort normal notable dans les montants intermédiaires.

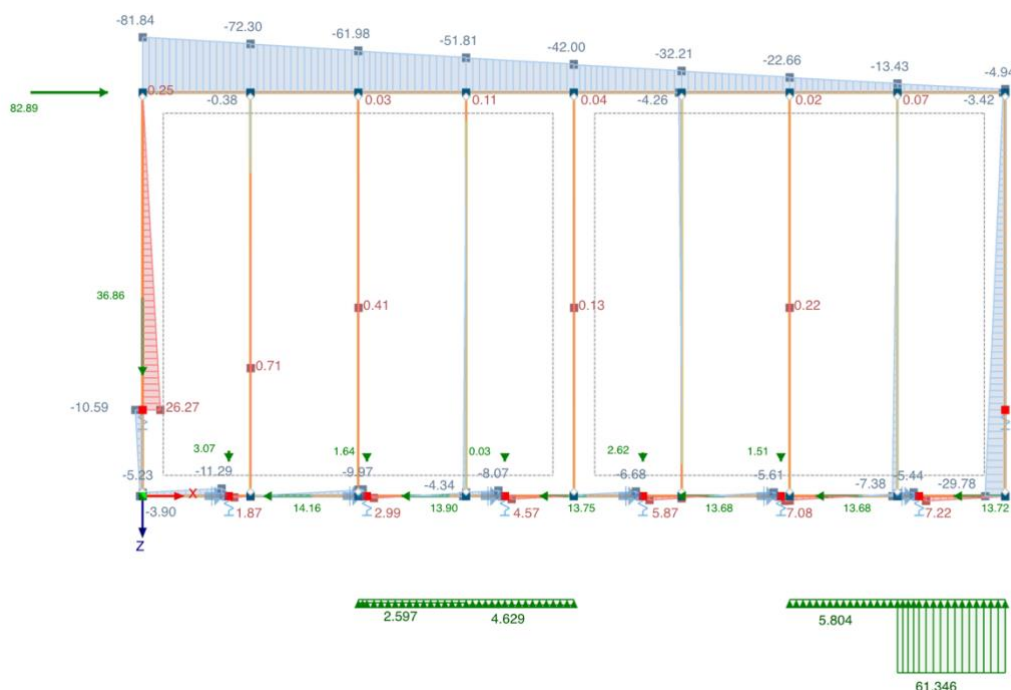


Figure 30 Diagrammes de l'effort normal dans les composants de la paroi A, sous une action de 82,89 kN, les forces de traction étant représentées en rouge et les forces de compression en bleu.

Les forces normales dans les montants de bord augmentent proportionnellement à l'action horizontale appliquée (Figure 31). La force de compression et la force de traction sont toutes deux inférieures à celles calculées à la main, et les écarts sont environ deux fois plus importants pour la force de compression que pour la force de traction. Les différences s'expliquent par les réactions d'appui représentées dans la Figure 30. Dans le cas de la force de compression, elles se produisent parce qu'une partie de celle-ci est transmise à l'appui linéaire par les montants intermédiaires dans la partie droite de la paroi. En ce qui concerne la force de traction, une partie est absorbée par les ancrages de cisaillement.

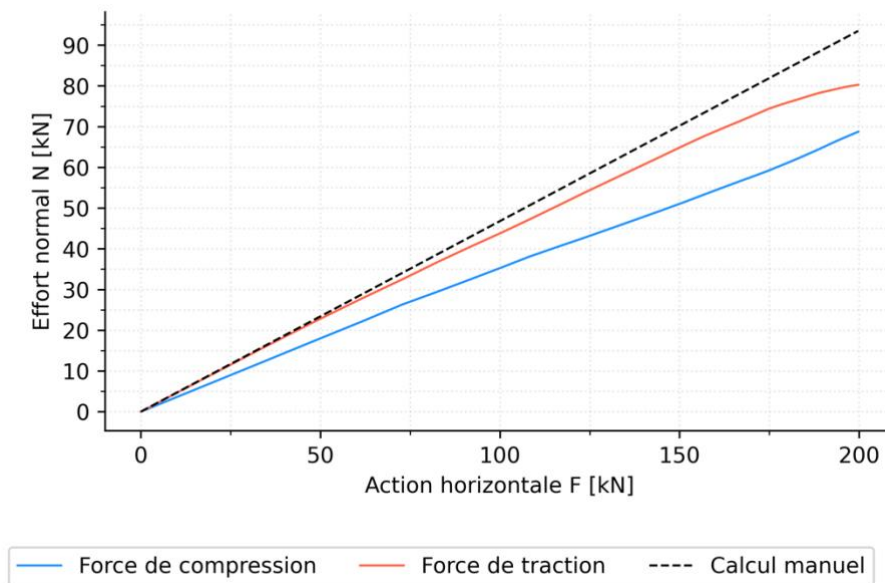


Figure 31 Évolution des efforts normaux dans les montants du bord de la paroi A en cas d'augmentation de l'action horizontale, en comparaison avec les valeurs calculées manuellement.

Dans le modèle, le flux de cisaillement entre la filière et le revêtement augmente presque proportionnellement à l'action appliquée, en commençant à zéro (Figure 32, courbe orange). Ensuite, l'évolution de la courbe correspond à une croissance dégressive, limitée vers le haut. Elle montre clairement les effets du comportement de déformation non linéaire des moyens de liaison du revêtement, tel qu'il est représenté dans le modèle. Ce comportement est négligé dans le calcul manuel, ce qui explique que le flux de cisaillement est plus élevé après le premier quart du spectre de charge que dans le modèle (courbe noire). En plus, l'écart par rapport aux valeurs calculées manuellement s'explique par le fait que l'effet des moyens d'assemblage est également saisi transversalement à l'axe longitudinal des différents éléments de construction. Une partie de l'action horizontale est donc directement absorbée par l'agrafage des montants. Dans les calculs manuels, cet effet est négligé.

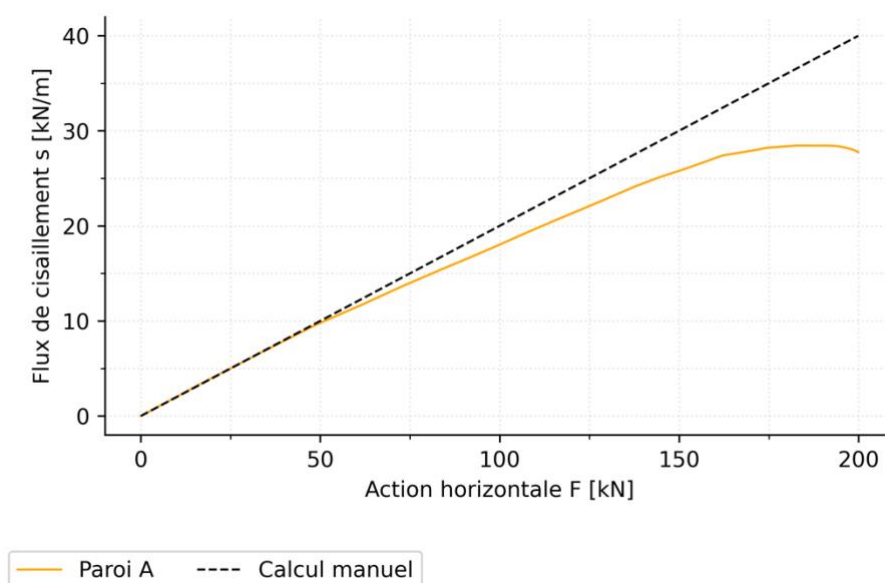


Figure 32 Evolution du flux de cisaillement entre la filière et le revêtement de la paroi A en cas d'augmentation de l'action horizontale, en comparaison avec les valeurs calculées manuellement.

#### 4.2.4 Discussion

La rigidité de tous les éléments et assemblages de la paroi B a été multipliée par deux par rapport à celle de la paroi A. Conformément à cette modification, la rigidité totale de l'élément a également doublé.

A première vue, la déformation de la paroi A ne semble pas compatible avec les valeurs calculées manuellement. Cependant, pour ces dernières, il faut tenir compte du fait que le comportement non linéaire des moyens d'assemblage du revêtement est négligé. Dans le modèle, cela entraîne, comme on pouvait s'y attendre, une augmentation de la rigidité sous faible charge, puis une réduction progressivement plus importante, ce qui explique les différences marquantes dans la déformation totale. Les écarts dans le spectre de charge admissible de l'élément sont toutefois relativement faibles. Dans ce secteur, la rigidité totale moyenne du modèle correspond avec suffisamment de précision à la valeur calculée manuellement.

Les efforts internes examinés dans le modèle diffèrent des valeurs déterminées manuellement. Cependant, tous les écarts s'expliquent par le niveau de détail élevé du modèle. Celui-ci permet de saisir des effets qui restent négligés dans le cadre des calculs manuels. Les forces générées dans le modèle étudié ici sont donc considérées comme plausibles. Les résultats sont toutefois trop peu nombreux pour permettre une conclusion générale. Il faudrait par exemple vérifier comment les écarts décrits se manifestent en cas de modification de la géométrie des parois, ce qui nécessiterait l'étude de modèles de parois supplémentaires.

Les conclusions obtenues permettent de tirer les conséquences suivantes pour les études ultérieures dans le cadre de ce travail :

- i. Le modèle de paroi étudié convient pour représenter le comportement d'une paroi de contreventement sans ouverture. Les parois modélisées de la même manière peuvent être intégrées dans le modèle de structure porteuse tridimensionnelle.
- ii. Si une augmentation globale de la rigidité est nécessaire dans le cadre des analyses dynamiques, elle peut être réalisée en adaptant en conséquence les rigidités des matériaux et des ressorts de tous les composants du modèle.

### 4.3 Structure porteuse spatiale à plusieurs étages

L'objectif des études décrites dans le présent chapitre est de démontrer la faisabilité des analyses dynamiques (analyse modale, méthode des spectres de réponse) sur un modèle spatial de structure porteuse. Tout d'abord, les modèles de bâtiments utilisés à cet effet sont décrits. Ceux-ci sont basés sur les modèles de parois individuelles étudiés précédemment. Ensuite, le résumé des résultats et leur évaluation sont présentés. Des informations supplémentaires sur le modèle et les résultats sont disponibles dans le rapport d'impression RFEM qui est joint à l'annexe 5.

#### 4.3.1 Modèle

Pour les analyses, deux modèles (Figure 33) identiques à l'état initial ont été créés (ci-après modèle sismique et modèle de dimensionnement), dont l'utilisation est décrite au chapitre suivant. Les modèles représentent le bâtiment modèle introduit au chapitre 3.2. Les paramètres pertinents pour la modélisation des différentes parois peuvent être consultés dans les plans d'ensemble et les concepts de structures porteuses en annexe 2. Les détails concernant la méthode utilisée pour la modélisation des parois, décrits dans les chapitres 4.1 et 4.2, restent valables sans changement pour les modèles présentés ici.

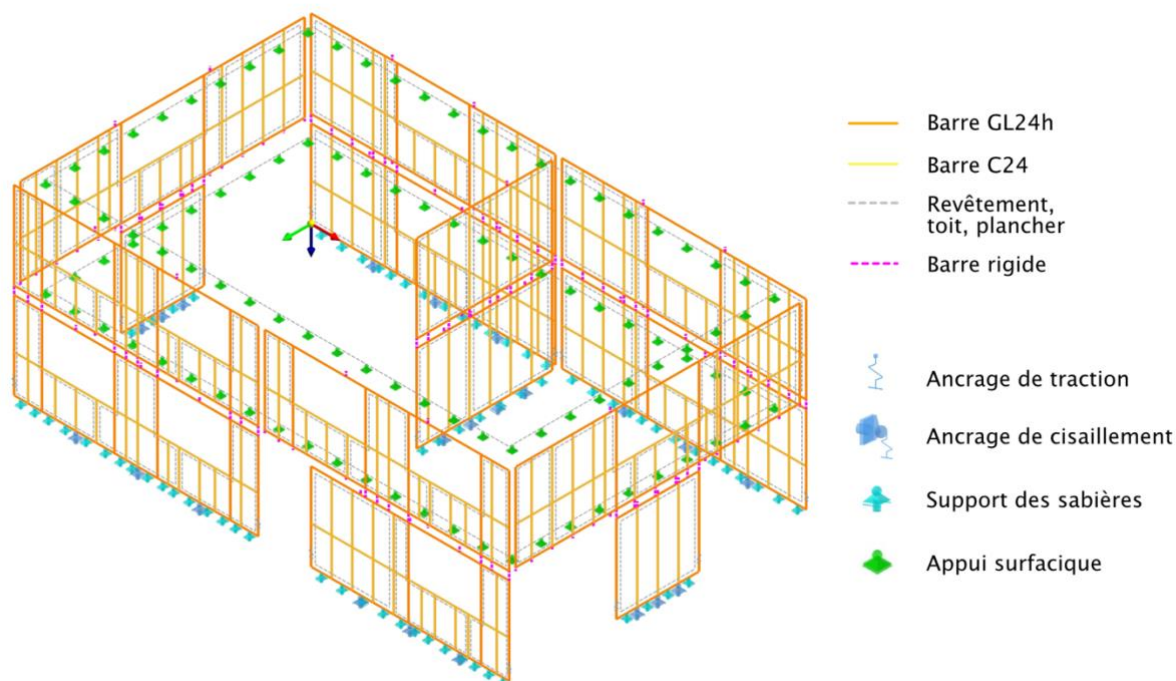


Figure 33 Axonométrie des modèles spatiaux utilisés pour les études.

Les différentes parois du bâtiment se distinguent de l'éprouvette décrite au chapitre 2.3 (projet de recherche) par leurs dimensions extérieures ainsi que par le nombre et la taille des ouvertures de fenêtres. En raison des bases manquantes pour un prédimensionnement simple et efficace, les dimensions et la matérialisation des éléments individuels (Tableau 16), ainsi que le type et la conception des assemblages des éléments de construction ont néanmoins été repris sans modification du modèle de recherche. La fixation du revêtement sur les bords des panneaux et sur les traverses se fait au moyen de deux rangées d'agrafes et sur les montants intermédiaires au moyen d'une rangée d'agrafes. L'écartement des moyens de fixation est de 40 mm. Les rigidités des ressorts utilisées pour définir les articulations correspondent aux données des tableaux 1 et 2.

Tableau 16 Sections et matérialisation des différents éléments.

Nom	Matériau	Section / épaisseur	Section / épaisseur
		Parois avec ouverture [mm]	Parois sans ouvertures [mm]
Filière	GL24h	200 / 300	200 / 300
Sablère		200 / 200	200 / 200
Montant du bord		200 / 200	200 / 200
Montant de fenêtre		140 / 200	-
Montant intermédiaire	C24	80 / 200	-
Traverse		60 / 200	-
Traverse de fenêtre		60 / 200	-
Revêtement	OSB3	18	18

Les conditions d'appui ont été adaptées à une situation de montage réelle. La sablière repose sur un appui linéique continu qui se détache sous l'effet de la traction. Les ancrages de cisaillement et de traction sont assurés par des tôles d'acier fixées par des clous annelés et représentées au moyen d'appuis nodaux. Le calcul des modules de glissement correspondants (équation ( 9 ) et ( 10 )) est effectué conformément à la norme sur les constructions en bois (SIA 265, 2021). Avant de définir les moyens de liaison, les forces sismiques attendues ont été déterminées à l'aide de la méthode des forces de remplacement (cf. chapitre 2.1.1). En partant de l'hypothèse simplifiée que les forces se répartissent proportionnellement à la longueur des parois, il a été possible d'estimer le type et le nombre de moyens de liaison nécessaires (cf. annexe 4).

Tableau 17 Réalisation des ancrages de cisaillement et de traction avec les modules de déplacement correspondants, où  $d$  est le diamètre du clou,  $n$  le nombre de clous et  $K_{ser}$  le module de glissement parallèle ou perpendiculaire au fil.

Type d'ancrage	$d$ [mm]	$n$ [pces]	$K_{ser,0}$ [kN/mm]	$K_{ser,90}$ [kN/mm]
Ancrage de cisaillement	4	30	38.0	19.0
Ancrage de traction	4	40	50.7	-

En raison de la régularité de la structure porteuse, l'influence de la rigidité de la toiture et du plancher sur la répartition des actions horizontales est considérée comme faible. Conformément à cette hypothèse, les deux éléments de construction sont modélisés de manière simplifiée comme des surfaces rigides qui sont maintenues dans le sens vertical par des appuis de surface. Les appuis surfaciques empêchent que les actions verticales appliquées aux surfaces dans le modèle sismique pour la représentation de la masse du bâtiment ne se propagent dans les parois.

Les moyens de liaison entre les parois et le plancher ou le toit sont modélisés avec des barres rigides (Figure 34). Le passage vertical des charges du premier étage au rez-de-chaussée est également réalisé de cette manière dans le modèle. Les forces de cisaillement provenant des parois de l'étage supérieur sont transmises au plancher et de là aux parois situées en dessous. Les barres rigides utilisées à cet effet sont fixées dans la dalle. Il en résulte des moments fléchissants dans les barres, qui sont directement transmis dans les appuis de surface par le plancher ou la toiture et ne sont pas transmis aux éléments de paroi. Dans une situation de montage réelle, les moments correspondants résultent de l'excentricité des ancrages de cisaillement (dans le modèle, la longueur de la barre rigide). Cette excentricité est considérée comme petite dans le cas présent. Il est donc supposé qu'il n'en résulte pas d'influence pertinente sur les efforts internes dans les éléments de construction du modèle.

Du côté des parois, la barre rigide qui sert d'ancrage de cisaillement est munie d'une articulation dont les coefficients de ressort en translation sont réglés en fonction de la rigidité de la liaison (Tableau 17). Comme le toit et le plancher sont posés sur des appuis de surface, les forces verticales qui agissent sur les ancrages de cisaillement ne sont pas transmises de paroi à paroi. Mais comme les forces sont peu importantes (cf. Figure 24), cet effet est considéré comme négligeable.

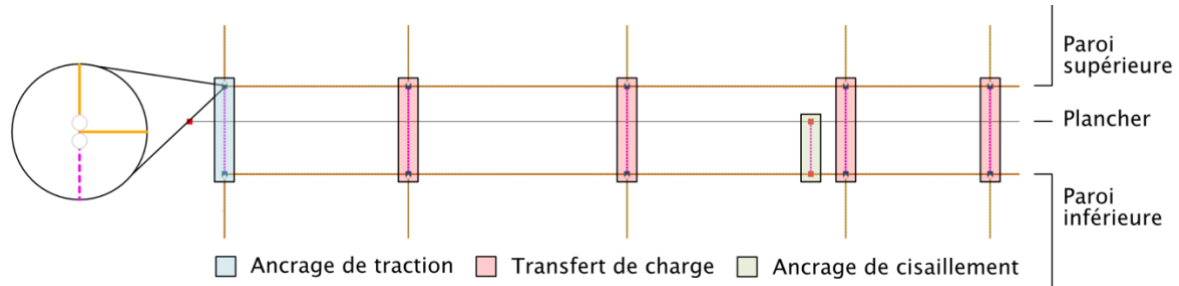


Figure 34 Extrait du passage d'étage du modèle 3D avec les barres rigides pour la liaison des parois placées les unes au-dessus des autres.

Les barres pour le transfert de charge et l'ancrage de traction passent directement d'une paroi à l'autre. Les articulations de l'ancrage de traction sont définies de manière que seuls les efforts normaux soient transmis. Contrairement à l'ancrage de traction dans les fondations, les forces de compression sont également transmises ici, ce qui permet de reproduire le transfert de force du montant du bord supérieur vers le montant inférieur. Les rigidités correspondantes sont représentées dans les articulations voisines des parois (cf. fenêtre de zoom dans la Figure 34). Pour les barres rigides destinées au passage des charges, des articulations identiques sont définies. De plus, elles sont complétées par la condition qu'elles cèdent sous la charge de traction. Toutes les articulations à la transition entre les étages sont conçues de manière à ne pas transmettre de moments fléchissant d'une paroi à l'autre.

#### 4.3.2 Déroulement des analyses

Les études visent à vérifier l'applicabilité de la démarche proposée au chapitre 4.1.4 pour la détermination des actions sismiques, en utilisant le modèle de séisme. En même temps, il s'agit de montrer qu'à l'aide du modèle de dimensionnement, il est possible de déterminer des efforts internes utilisables pour le dimensionnement des éléments de construction et des moyens d'assemblage. La nécessité d'utiliser deux modèles distincts résulte des conclusions du chapitre 4.1.4. Le déroulement des analyses se fait en quatre étapes successives.

- i. Afin de définir des masses correctes pour le modèle, les charges d'étage déterminées au chapitre 3.2.2 sont appliquées au plancher et au toit du modèle sismique.
- ii. Afin de pouvoir définir des états initiaux pertinents, les actions sismiques attendues sur les différents étages sont déterminées à l'aide de la méthode des forces de remplacement et appliquées sous forme de forces agissant horizontalement sur le plancher et le toit du modèle de séisme.
- iii. Afin de déterminer l'impact sismique exact, des analyses modales et des méthodes de spectres de réponse sont effectuées dans le cadre d'un processus itératif jusqu'à ce qu'une combinaison plausible de l'état initial, du période de vibration fondamentale et de la force sismique résultante soit obtenue.
- iv. Afin de vérifier si le modèle 3D convient pour déterminer les efforts internes pour le dimensionnement, il est examiné si le modèle de dimensionnement peut être chargé avec les forces sismiques déterminées, les actions du vent et toutes les actions verticales.

Conformément à cette approche, les cas de charge énumérés dans le Tableau 18 sont définis pour le modèle sismique. Ils sont décrits en détail ci-dessous.

Tableau 18 Résumé des cas de charge pour l'étude du modèle sismique tridimensionnel.

N°	Cas de charge	État initial / Analyse modale
1	Poids propre & poids propre non-structural	-
11	Charge utile cat. B	-
21	État initial X	-
22	État initial Y	-
31	Analyse modale X	21
32	Analyse modale Y	22
41	MSR X	31
42	MSR Y	32

Le calcul des masses concentrées sur la hauteur du plancher et du toit est décrit au chapitre 3.2.2. Dans le modèle sismique, celles-ci sont représentées par l'application des actions correspondantes sous forme de charges surfaciques sur le plancher et le toit (cas de charge 1 et 11). La combinaison des actions permanentes avec la partie quasi-permanente des actions variables se fait automatiquement dans le cadre des calculs assistés par ordinateur.

Pour l'estimation des forces sismiques à l'aide de la méthode des forces de remplacement, les masses calculées manuellement sont utilisées (Figure 14 au chap. 3.2.2). Pour les deux directions du bâtiment, on part d'une période de vibration de base dans la zone du plateau du spectre de dimensionnement. Le calcul de la force de remplacement sismique et sa répartition sur toute la hauteur du bâtiment s'effectuent selon les équations ( 1 ) et ( 2 ). Les forces de substitution sismiques par étage sont appliquées sous forme de charges linéaires dans le plancher et le toit (Figure 35). Comme le comportement du bâtiment dans la direction longitudinale (X) et dans la direction transversale (Y) est étudié séparément, deux états initiaux doivent être définis à cet effet (cas de charge 21 et 22).

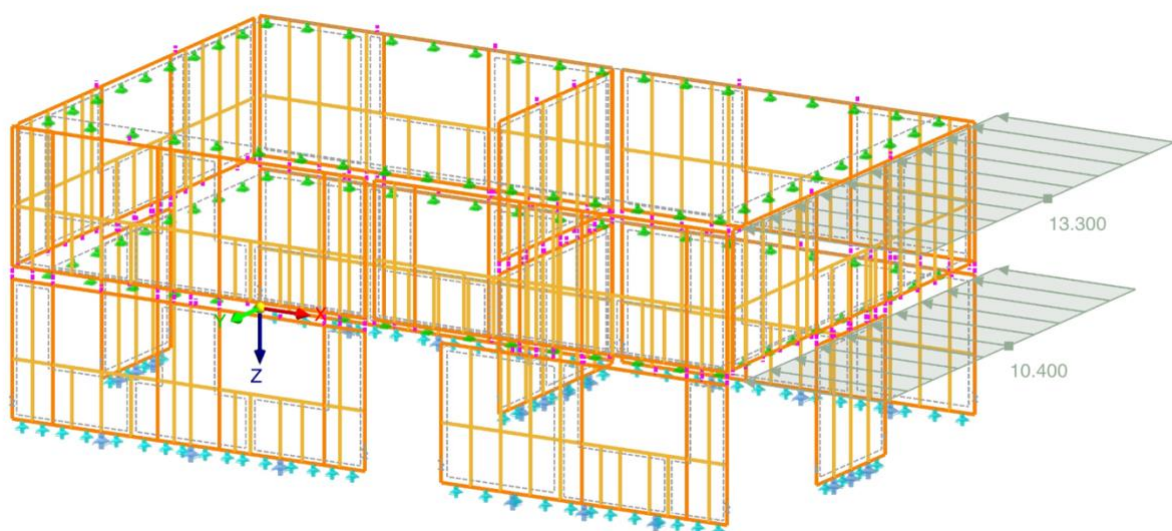


Figure 35 Forces appliquées à l'état initial sur le plancher et le toit en kN/m, à l'exemple du cas de figure cas de charge 21.

La Figure 36 montre le processus itératif de détermination des forces sismiques. Les analyses modales (cas de charge 31 et 32) et la MSR (cas de charge 41 et 42) sont effectuées sur la base des états initiaux. La somme des forces sismiques ainsi obtenues est comparée à celle qui a été utilisée pour définir les états initiaux. Comme les états initiaux servent à déterminer la rigidité des parois sous charge sismique, les sommes doivent être identiques. Sinon, la détermination des périodes de vibration fondamentales a été effectuée sur la base d'hypothèses de rigidité inappropriées. Dans ce cas, les forces pour la définition des états initiaux sont calculées sur la base de la force sismique résultante dans la dernière MSR effectuée et l'analyse modale ainsi que la MSR sont effectuées de nouveau.

Ce processus est répété jusqu'à ce que la somme des forces appliquées dans l'état initial corresponde à la force sismique résultante dans la MSR. Au début de la première itération, les forces appliquées dans les états initiaux sont estimées à l'aide de la MFR. Cette procédure doit aider à réduire le nombre d'itérations nécessaires. Une fois l'état souhaité atteint, les périodes de vibration fondamentales, déterminées dans le cadre des analyses modales, doivent être soumises à un contrôle de plausibilité. Cette étape ne peut avoir lieu que si la condition décrite précédemment est remplie, car les caractéristiques des états initiaux ont une influence directe sur les périodes de vibration fondamentales. Si les périodes ne se situent pas dans la région requise, les rigidités des parois doivent être augmentées globalement et les processus illustrés dans la figure 36 sont répétés. Les forces sismiques résultantes de la MSR ne peuvent être appliquées au modèle de dimensionnement que lorsque les états initiaux ont été correctement déterminés et que les périodes de vibration fondamentales se situent dans une région plausible.

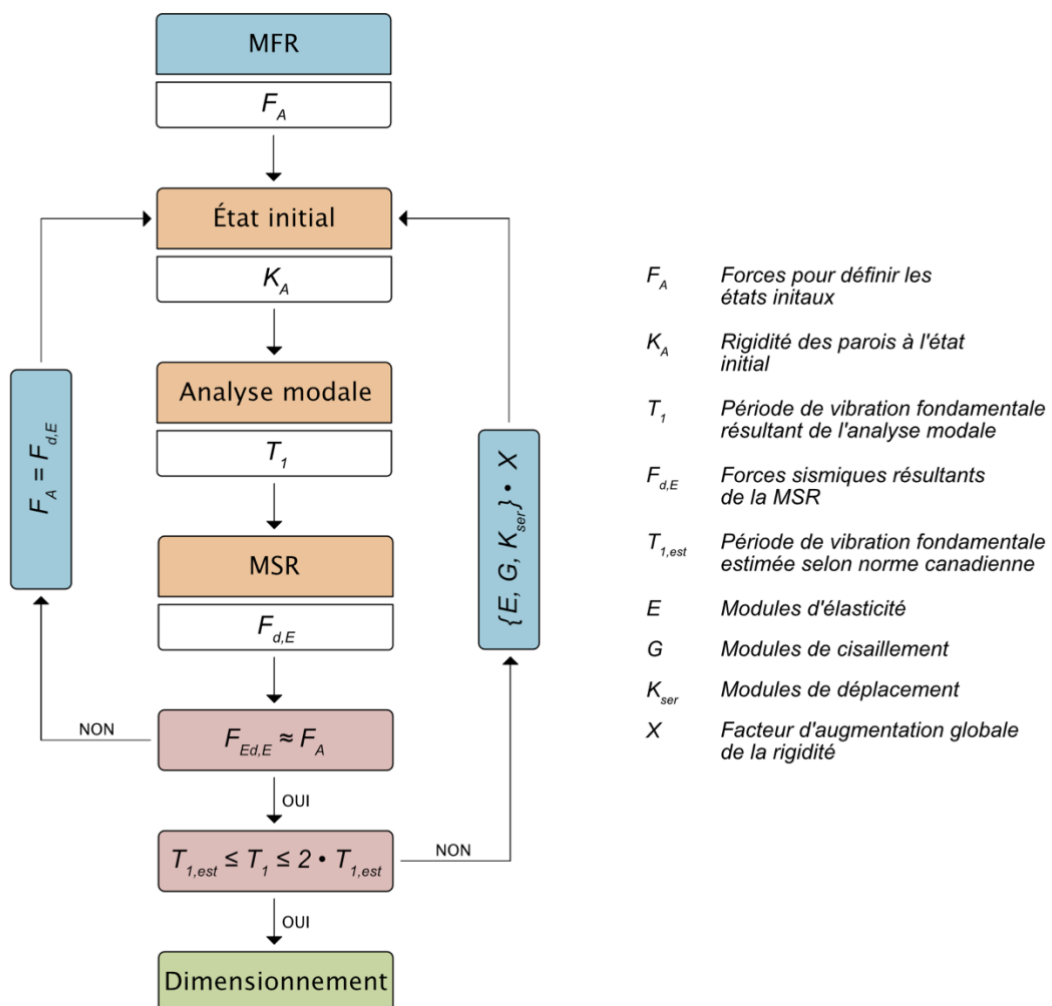


Figure 36 Processus itératif pour déterminer les forces sismiques tout en tenant compte d'hypothèses de rigidité réalistes pour les parois.

### 4.3.3 Résultats du modèle sismique

Les paragraphes suivants décrivent la déduction par étapes des actions sismiques selon la procédure illustrée à la figure 36. Les résultats de chaque itération sont présentés. Comme décrit au chapitre 4.3.2, les forces pour la définition des états initiaux dans la première itération ont été estimées à l'aide de la méthode des forces de remplacement. Les actions horizontales sur la dalle et le toit sont résumées dans le tableau ci-dessous.

Tableau 19 Forces utilisées pour la définition des états initiaux dans l'itération I, où  $F_{Ed,E,OG}$  et  $F_{Ed,E,EG}$  correspondent aux forces totales par étage et  $f'_{AZ,OG}$  et  $f'_{AZ,EG}$  aux forces linéaires appliquées au toit et au plancher.

Cas de charge	$F_{Ed,E,OG}$ [kN]	$F_{Ed,E,EG}$ [kN]	$f'_{AZ,OG}$ [kN/m]	$f'_{AZ,EG}$ [kN/m]
État initial X	193,8	151,1	21,53	16,79
État initial Y	193,8	151,1	12,92	10,07

Sur la base des états initiaux ainsi définis, l'analyse modale et le MSR fournissent les résultats présentés dans le Tableau 20 (itération I). A titre de comparaison, la force de remplacement (avec la période de vibration fondamentale correspondante), qui a servi de base à la définition des états initiaux, est également représentée. Les périodes de vibration fondamentales sont nettement plus élevées dans les analyses modales que celles supposées pour la réalisation de la MSR. En même temps, les forces sismiques résultantes de la MSR sont clairement inférieures aux forces de remplacement calculées. Les rigidités des parois induites par les états initiaux ne correspondent donc pas à celles obtenues lors de l'apparition des charges sismiques déterminées dans la MSR.

Tableau 20 Résultats de la MFR comparés à l'analyse modale et à la MSR de l'itération I, où  $T_x$  et  $T_y$  sont les périodes de vibration fondamentales et  $F_{res,x}$  und  $F_{res,y}$  les forces sismiques résultantes dans les directions longitudinale et transversale du bâtiment.

Itération	$T_x$ [s]	$T_y$ [s]	$F_{res,x}$ [kN]	$F_{res,y}$ [kN]
0 (MFR)	0,25	0,25	345	345
I	0,35	0,51	213	174

Pour cette raison, les forces pour les états initiaux sont recalculées sur la base des forces sismiques résultantes de la MSR de la première itération. La répartition entre les étages se fait à l'aide de l'équation ( 2 ).

Tableau 21 Forces utilisées pour la définition des états initiaux dans l'itération II, où  $F_{Ed,E,OG}$  et  $F_{Ed,E,EG}$  correspondent aux forces totales par étage et  $f'_{AZ,OG}$  et  $f'_{AZ,EG}$  aux forces linéaires appliquées au toit et au plancher.

Cas de charge	$F_{Ed,E,OG}$ [kN]	$F_{Ed,E,EG}$ [kN]	$f'_{AZ,OG}$ [kN/m]	$f'_{AZ,EG}$ [kN/m]
État initial X	119,7	93,4	13,3	10,4
État initial Y	97,8	76,2	6,5	5,1

Toutes les forces utilisées pour la définition des états initiaux sont nettement plus faibles par rapport à la première itération. Les rigidités de paroi ainsi induites augmentent, tandis que les périodes de vibration fondamentale sont proportionnellement plus courtes. L'effet est plus important dans la direction Y. Cela concorde avec le fait que la réduction des forces dans l'état initial correspondant (Y) est nettement plus grande que dans la direction X (Tableau 21).

Tableau 22 Résultats de l'analyse modale et de la MSR de l'itération II, où  $T_x$  et  $T_y$  sont les périodes de vibration fondamentales et  $F_{res,X}$  und  $F_{res,Y}$  les forces sismiques résultantes dans les directions longitudinale et transversale du bâtiment.

Itération	$T_x$ [s]	$T_y$ [s]	$F_{res,X}$ [kN]	$F_{res,Y}$ [kN]
II	0,34	0,43	217	180

Dans la deuxième itération, les forces sismiques résultantes correspondent à la somme des forces appliquées au modèle dans les états initiaux, avec un écart maximal de 3,4 % (6 kN dans la direction Y). On peut donc supposer que les rigidités de paroi définies au moyen de l'état initial correspondent à celles qui se produisent lorsque les effets sismiques de la MSR se manifestent. Conformément à la procédure définie dans la figure 36, les périodes de vibration fondamentale peuvent être plausibilisées dans une prochaine étape. Pour ce faire, elles sont introduites dans l'équation ( 6 ). Il en résulte que la période de vibration fondamentale dans le sens de la longueur du bâtiment (X), déterminée par analyse modale, remplit les conditions de l'équation (équation ( 16 )). En revanche, la période de vibration fondamentale dans le sens transversal du bâtiment (Y) est trop longue (équation ( 17 )).

Direction X	$0.186 s \leq T_x \leq 0.372 s$	correct	( 16 )
Direction Y	$0.186 s \leq T_y \leq 0.372 s$	incorrect	( 17 )

Pour cette raison, on part du principe que la rigidité globale du bâtiment dans la direction Y n'est pas correctement représentée par le modèle et doit être corrigée vers le haut. Pour ce faire, la rigidité globale des parois correspondantes est augmentée expérimentalement d'un facteur 2,0 en appliquant la méthode décrite au chapitre 4.2. Une troisième itération est ensuite effectuée. Les états initiaux ne sont pas modifiés et sont définis selon le Tableau 21.

Tableau 23 Résultats de l'analyse modale et de la MSR de l'itération III, où  $T_x$  et  $T_y$  sont les périodes de vibration fondamentales et  $F_{res,X}$  und  $F_{res,Y}$  les forces sismiques résultantes dans les directions longitudinale et transversale du bâtiment.

Itération	$T_x$ [s]	$T_y$ [s]	$F_{res,X}$ [kN]	$F_{res,Y}$ [kN]
III	0,34	0,37	218	213

La période de vibration fondamentale et la force sismique résultante dans la direction longitudinale du bâtiment ne présentent pas de changements significatifs par rapport à l'itération précédente. Cependant, en conséquence directe de l'ajustement de la rigidité, la période de vibration fondamentale dans la direction Y tombe maintenant dans la zone requise (Tableau 23). En revanche, la force sismique résultante de la MSR concerné ne correspond plus aux forces appliquées dans l'état initial, raison pour laquelle une quatrième itération est effectuée. Pour ce faire, seules les forces pour les états initiaux dans la direction Y sont recalculées (Tableau 24).

Tableau 24 Forces utilisées pour la définition de l'état initial (Y) dans l'itération IV, où  $F_{Ed,E,OG}$  et  $F_{Ed,E,EG}$  correspondent aux forces totales par étage et  $f'_{AZ,OG}$  et  $f'_{AZ,EG}$  aux forces linéaires appliquées au toit et au plancher.

Cas de charge	$F_{Ed,E,OG}$ [kN]	$F_{Ed,E,EG}$ [kN]	$f'_{AZ,OG}$ [kN/m]	$f'_{AZ,EG}$ [kN/m]
Anfangszustand Y	119,7	93.3	7.9	6.2

Après la mise en œuvre des ajustements, les deux périodes de vibration fondamentale remplissent la condition des équations ( 16 ) et ( 17 ). Parallèlement, les charges utilisées dans les états initiaux correspondent à celles qui résultent de l'ASV de la quatrième itération comme action sismique résultante (Tableau 25). Les écarts qui subsistent peuvent être attribués à des erreurs d'arrondi.

La rigidité globale du bâtiment, qui a été prise en compte pour les calculs, est donc comparable à celle qui s'établit sous l'effet des charges sismiques déterminées. Il faut toutefois noter que dans la direction Y, la rigidité des parois a été globalement augmentée. Cela signifie que l'influence des éléments de construction secondaires sur la rigidité est prise en compte (cf. chapitre 2.2). Lors du dimensionnement, les parois correspondantes doivent toutefois être modélisées avec des rigidités calculées selon la norme et être capables, dans cet état, de supporter la totalité de la charge sismique déterminée.

Tableau 25 Résultats de l'analyse modale et de la MSR de l'itération IV, où  $T_x$  et  $T_y$  sont les périodes de vibration fondamentales et  $F_{res,X}$  und  $F_{res,Y}$  les forces sismiques résultantes dans les directions longitudinale et transversale du bâtiment.

Itération	$T_x$ [s]	$T_y$ [s]	$F_{res,X}$ [kN]	$F_{res,Y}$ [kN]
IV	0,339	0,365	218	213

La figure 37 résume graphiquement les résultats finaux de la détermination itérative des actions sismiques. Les actions horizontales transmises aux fondations par paroi au rez-de-chaussée sont représentées. La répartition irrégulière des forces s'explique par la taille variable des parois. Le nombre différent d'ouvertures de fenêtres joue également un rôle, car il influence la rigidité globale des parois. Si l'on considère les résultats de la MSR dans la direction X, on peut conclure que la façade inférieure du bâtiment est moins rigide que la façade supérieure et qu'elle supporte donc moins de forces. En raison de cette répartition irrégulière de la rigidité, le bâtiment est en outre contraint à une torsion. Les parois dans le sens transversal du bâtiment contrecarrent ce mouvement. Par conséquent, des réactions d'appui horizontales se produisent également dans leurs ancrages de cisaillement. Compte tenu des différences de structure des deux façades dans la direction X, ces réactions sont toutefois modestes. Dans l'analyse dans la direction Y, ces effets n'apparaissent pas, parce que les rigidités sont régulièrement réparties. Ici, les charges se répartissent proportionnellement aux longueurs des parois, qui sont toutes conçues sans ouvertures. Il faut toutefois noter que cette répartition des forces n'est obtenue que parce que l'influence des excentricités aléatoires n'a pas été prise en compte lors de la réalisation de la MSR. Celles-ci ne sont prises en compte que lorsque les forces déterminées sont appliquées au modèle de dimensionnement.

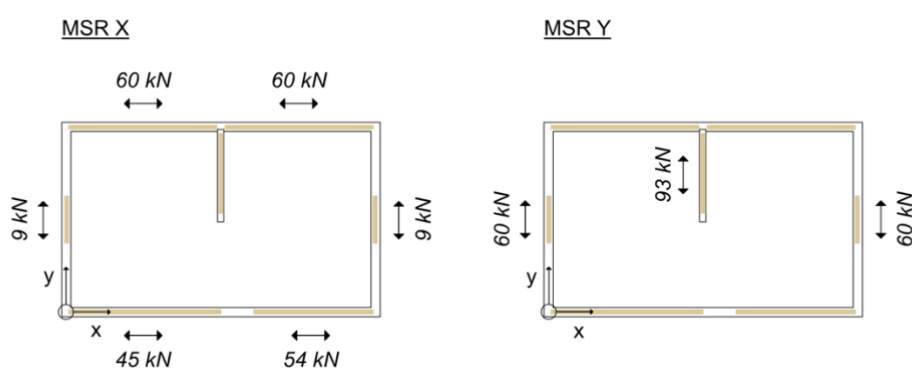


Figure 37 Résultats finaux de la détermination itérative des actions sismiques.

#### 4.3.4 Résultats du modèle de dimensionnement

Dans le modèle de dimensionnement, les charges ont pu être appliquées, comme prévu, au plancher, au toit et aux filières des parois (cf. chapitre 4.3.2). Outre les actions nécessaires pour le dimensionnement du système de contreventement, celles qui sont importantes pour l'évaluation de la transmission verticale des charges (neige, charge utile cat. H) ont également été prises en compte. Les cas de charge utilisés sont résumés dans le Tableau 26.

Tableau 26 Résumé des cas de charge utilisés pour appliquer les actions sur le modèle de dimensionnement.

N°	Cas de charge
1	Poids propre
2	Poids propre non-structural
11	Charge utile cat. B
12	Charge utile cat. H
21	Neige
31	Vent +X, excentricité +Y
32	Vent +X, excentricité -Y
33	Vent -X, excentricité +Y
34	Vent -X, excentricité -Y
35	Vent +Y, excentricité +X
36	Vent +Y, excentricité -X
37	Vent -Y, excentricité +X
38	Vent -Y, excentricité -X
41	Séisme +X, excentricité +Y
42	Séisme +X, excentricité -Y
43	Séisme -X, excentricité +Y
44	Séisme -X, excentricité -Y
45	Séisme +Y, excentricité +X
46	Séisme +Y, excentricité -X
47	Séisme -Y, excentricité +X
48	Séisme -Y, excentricité -X

Pour trois situations de dimensionnement, les combinaisons de charges à prendre en compte selon la norme ont été établies à partir des différents cas de charge (SIA 260, 2013). Deux d'entre elles servent à vérifier la sécurité structurale dans des conditions normales et en cas de séisme. La troisième sert à vérifier l'aptitude au service. Cette étape a été réalisée automatiquement à l'aide de l'assistant de combinaison de RFEM6.

Tableau 27 Situations de dimensionnement utilisées pour la définition des combinaisons de charges (l'état-limite de type 2 concerne l'atteinte de la résistance ultime de la structure ou de l'un de ses éléments).

N°	Situation de dimensionnement
1	État-limite ultime type 2 - Combinaison de base
2	État-limite ultime type 2 - Séisme
3	État-limite de service - Rarement

La figure 38 montre l'une des combinaisons de charges de la situation de dimensionnement 1. Toutes les forces prises en compte, qui comprennent les actions horizontales dues au vent et les actions verticales dues au plancher et au toit, sont représentées. Comme le plancher et le toit sont modélisés comme des surfaces rigides, il n'est pas nécessaire de répartir les forces du vent agissant horizontalement en composantes de compression et de traction.

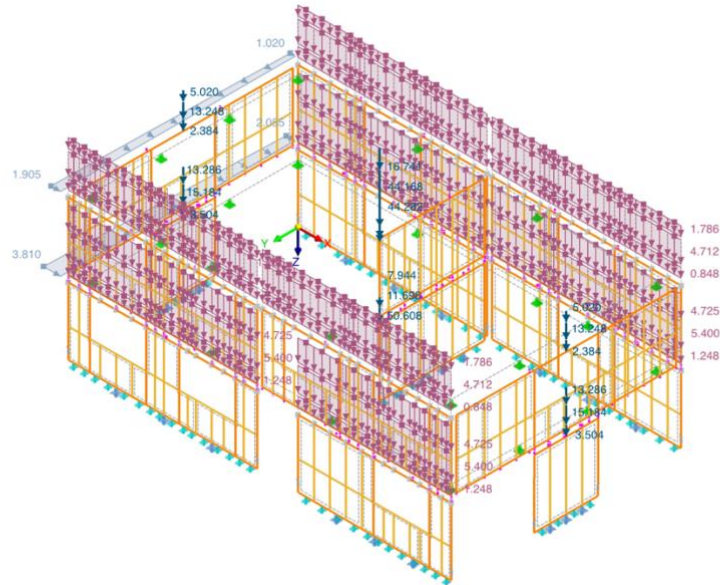


Figure 38 Combinaison des actions dans un cas de charge provenant de la situation de dimensionnement « combinaison de base » (forces en kN ou kN/m).

L'exemple de deux parois placées l'une au-dessus de l'autre permet d'évaluer qualitativement l'évolution des forces normales dans les montants du bord. Pour ce faire, les résultats de deux combinaisons d'actions sont comparés (Figure 39). La situation de gauche représente l'évolution de l'effort normal dans les montants du bord sous l'effet du séisme dans la direction X. La situation de droite montre l'évolution de l'effort normal sous l'effet du vent dans la même direction. En cas de séisme, les actions favorables n'ont pas d'influence visible sur l'évolution des forces. Sous l'effet du vent, toutes les forces de traction sont superposées par les forces de compression. La présence de la composante de traction due à la charge du vent se manifeste par le fait que la force de compression diminue continuellement vers le bas en suivant le montant de bord de la paroi inférieure (montant de bord droit).

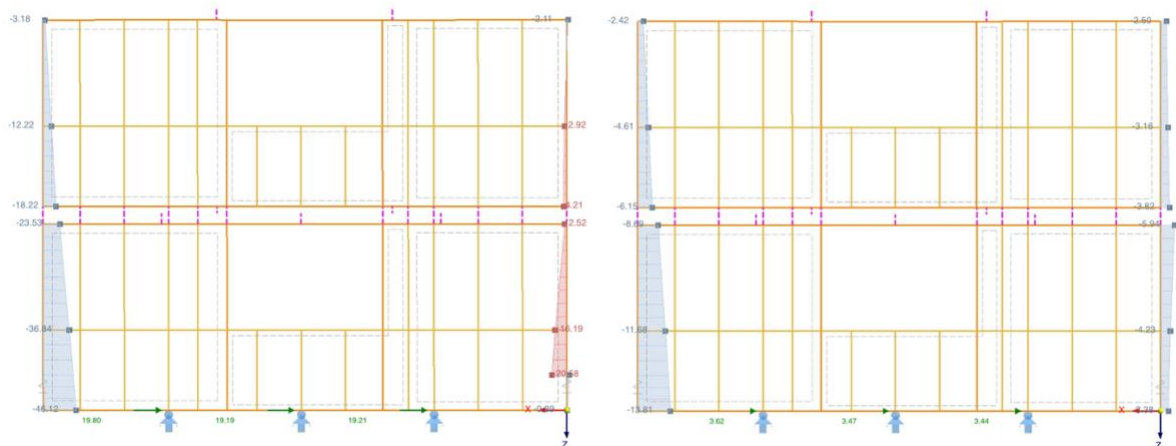


Figure 39 Efforts normaux dans les montants du bord des mêmes parois sous l'effet du vent (à droite) ou du séisme (à gauche). Les efforts normaux dans tous les autres éléments de construction ont été cachés pour des raisons de clarté.

#### 4.3.5 Discussion

La procédure décrite dans la Figure 36 a fait ses preuves pour la détermination des forces sismiques agissant sur le bâtiment modèle. Quatre itérations au total ont permis d'adapter les états initiaux aux actions sismiques déterminées par la MSR. Sur la base des résultats obtenus, il est supposé que la méthode peut être appliquée à toute structure porteuse qui ne présente pas d'irrégularités majeures par rapport à celle du bâtiment modèle. Les résultats ne permettent pas d'évaluer de manière définitive si la méthode convient également à des structures porteuses particulièrement irrégulières.

Une augmentation de la rigidité des parois pour obtenir des périodes de vibration fondamentales plausibles n'a été effectuée que dans le sens transversal du bâtiment. Les parois dans le sens de la longueur du bâtiment n'ont pas été modifiées. Dans le modèle de bâtiment considéré, aucune force importante n'est exercée sur les parois transversalement à la direction de l'action appliquée. C'est pourquoi cette procédure est considérée comme admissible. Cette affirmation est étayée par le fait que la force sismique résultante dans le sens longitudinal du bâtiment n'a que marginalement changé à la suite des adaptations de la rigidité des parois dans le sens transversal du bâtiment. Toutefois, l'applicabilité de cette simplification doit être remise en question de manière critique, en particulier dans le cas de structures porteuses fortement irrégulières. En raison de l'excentricité du centre de rigidité, il peut y avoir des charges importantes sur les parois, qui sont disposées transversalement à la direction d'action. Si la rigidité de ces éléments est augmentée, cela peut conduire à une sous-estimation des forces dans les parois parallèles à la direction d'action. Pour cette raison, dans le cas de structures porteuses irrégulières, une augmentation globale de la rigidité doit être appliquée à tous les éléments du système de contreventement.

Pour déterminer les efforts internes, le modèle de dimensionnement sans ajustement de la rigidité a été utilisé. Des actions horizontales et verticales pertinentes pour la détermination des efforts tranchants de calcul ont pu être appliquées sur le modèle. L'exemple des montants de bord de deux parois a en outre permis de montrer que les forces verticales de l'étage supérieur sont transmises au rez-de-chaussée conformément aux attentes. Dans des études ultérieures, il faudra également vérifier l'évolution des forces de coupe dans tous les autres éléments de construction.

Lors de la création des modèles tridimensionnels, différentes simplifications ont été effectuées. Les effets de ces simplifications peuvent varier en fonction des caractéristiques de la structure étudiée et doivent être analysés en détail. Dans le présent cas du modèle sismique, cela concerne surtout le plancher et le toit qui ont été considérés comme rigides. L'impact de cette hypothèse sur les résultats de l'analyse dynamique peut être vérifié, par exemple en faisant varier la rigidité du plancher dans le cadre d'une analyse de sensibilité. La modélisation de la transition entre les étages doit également être vérifiée, ce qui est particulièrement important dans le modèle de dimensionnement. Elle peut par exemple dépendre du type de moyens d'ancrage utilisés ou du positionnement des parois. On part du principe que le modèle de dimensionnement convient également à la vérification de la statique verticale et peut même, le cas échéant, être complété par d'autres éléments (poutres, montants porteurs).

## 5 Conclusion et perspectives

Les études menées dans le cadre de ce travail ont montré qu'il est possible de réaliser des analyses dynamiques sur les modèles de parois avec ouvertures créés dans le cadre du projet de recherche de la BFH. Il a également été démontré que les modèles utilisés pour effectuer ces analyses peuvent être intégrés dans un modèle de structure tridimensionnelle. La même chose est valable pour les parois sans ouvertures, qui sont modélisées selon le même principe. Pour réussir à déterminer les périodes de vibration fondamentale et les effets sismiques au moyen de l'analyse modale ou de la méthode des spectres de réponse, il a été nécessaire de définir une procédure nouvelle en raison des nombreuses non-linéarités dans les modèles. Cette méthode a fait ses preuves pour l'étude du bâtiment modèle utilisé dans le cadre de ce travail. Toutes les conclusions sont basées sur les résultats obtenus à partir d'un petit nombre de modèles FEM. Afin de les étayer en vue de leur application dans la pratique, des études doivent être menées sur d'autres modèles, en mettant l'accent sur l'influence des différentes géométries des parois et des bâtiments. En outre, les points décrits ci-dessous doivent être analysés plus en détail.

La création des modèles détaillés des cloisons, et en particulier du modèle spatial de la structure porteuse, s'est avérée très laborieuse, malgré le développement d'un outil d'aide sous la forme du script Python. Néanmoins, celui-ci a été très utile. Afin de pouvoir utiliser la méthode présentée de manière rentable dans la pratique, il faudrait continuer à développer le script ou s'efforcer de mettre à disposition un outil similaire. En outre, il est possible de vérifier si les critères de régularité pour la faisabilité de la méthode des forces de remplacement peuvent être affaiblis dans le cas d'ouvrages à ossature bois. Le fait que les irrégularités de la structure porteuse du bâtiment modèle examiné ici ne se sont pas traduites de manière significative par des contraintes sur les parois perpendiculaires à l'action sismique est un argument en faveur de cette proposition. L'utilisation de la MFR permet de renoncer à la création d'un modèle spatial de la structure porteuse et de modéliser et dimensionner les parois individuellement.

La linéarisation ciblée du modèle sismique est basée sur le principe des états initiaux du programme de statique RFEM6. Les états initiaux corrects pour la linéarisation du modèle sont déterminés par un processus itératif. Sur la base des connaissances acquises, on part du principe que la méthode peut être appliquée à des structures porteuses quelconques qui ne présentent pas de grandes irrégularités. Son applicabilité doit toutefois être vérifiée dans le cadre d'études supplémentaires pour le cas de structures porteuses irrégulières. Dans ce cas, des formes de vibration peuvent apparaître, dans lesquelles les parois qui ne sont pas disposées dans la direction de la charge examinée sont soumises à une charge déterminante. Il faut donc vérifier en particulier si la définition des états initiaux peut continuer à se faire en appliquant des forces sur les planchers et la toiture. Si ce n'est pas le cas, il est également envisageable d'appliquer directement les forces correspondantes sur les différentes parois pour définir les états initiaux.

Le dimensionnement de la structure étudiée n'était pas le sujet principal du présent travail. Les analyses ont démontré uniquement que le modèle de dimensionnement est utilisable pour l'application d'actions horizontales et verticales pertinentes pour le dimensionnement. En outre, il a été montré que le transfert de charge de l'étage vers le rez-de-chaussée dans la zone des montants de rive fonctionne de la manière attendue. Les diagrammes des efforts internes doivent être examinés plus en détail dans le cadre d'études ultérieures. La détermination et l'application des forces de stabilisation agissant sur la structure porteuse en plus des actions horizontales n'ont pas non plus été étudiées. Pour éviter cette étape, il peut être intéressant d'effectuer une analyse de la structure selon la théorie du deuxième ordre. Dans ce cas, il faudrait, selon la norme, procéder à une réduction des rigidités du matériau et du ressort et définir les inclinaisons et les pré-courbures. Ce dernier point pourrait par exemple être réalisé de manière automatisée en utilisant une version plus avancée du script Python. Il faut également vérifier à partir de quel moment les adaptations apportées à la structure porteuse dans le cadre du dimensionnement nécessitent une nouvelle détermination des forces sismiques (p. ex. si les moyens d'assemblage du revêtement sont modifiés, ce qui a un effet déterminant sur la rigidité des parois).

# Liste des figures

Figure 1 Exemple d'une paroi avec ouverture de fenêtre, segmenté selon la norme en vigueur avec l'action horizontale $F_d$ et les réactions d'appui verticales $A_v$ et $B_v$ .	1
Figure 2 Exemple d'une paroi avec ouverture de fenêtre avec l'action horizontale $F_d$ et les réactions d'appui verticales $A_v$ et $B_v$ .	2
Figure 3 Procédure de vérification de la sécurité structurale d'un système de contreventement à trois parois, où $F_{d,i}$ correspond aux actions et $R_{d,i}$ à la résistance ultime (niveau de dimensionnement).	3
Figure 4 Répartition de l'action sismique $F_{d,E}$ sur les différentes parois d'un étage, sans tenir compte des excentricités $e_{ed,sup,x}$ , $e_{ed,inf,x}$ , $e_{ed,sup,y}$ et $e_{ed,inf,y}$ (centre de masse $M$ et centre de rigidité $S$ identiques).	5
Figure 5 Représentation schématique de la déformation d'une paroi (à gauche) avec le modèle statique correspondant (à droite) et les courbes des efforts internes ( $M$ , $V$ ) au centre. $A_v$ , $C_H$ et $B_v$ sont les forces d'appui résultant de l'action $F_H$ .	7
Figure 6 Exemple d'un modèle spatial avec des barres de remplacement, dans lequel les rigidités des ancrages sont représentées par les propriétés des articulations, et les rigidités des parois par les propriétés des barres de remplacement.	7
Figure 7 Principe de construction de la paroi utilisée dans le cadre de ce travail, qui a été testé dans les recherches menées à la BFH pour étudier le comportement structural des parois avec ouvertures. (selon (Manser, 2023))	8
Figure 8 Numérotation des différents assemblages entre les éléments de construction en bois avec des indications sur la réalisation constructive. (selon (Manser, 2024a))	8
Figure 9 Modèle FEM élaboré par Nadja Manser. Une partie des libérations linéiques n'est pas représentée pour des raisons de présentation. Les propriétés et la position des appuis nodaux correspondent à la situation de fixation des éprouvettes sur la machine d'essai.	9
Figure 10 Diagramme force-allongement pour comparer le comportement en déformation de l'éprouvette et du modèle FEM (© 2025, Nadja Manser).	10
Figure 11 Déroulement des travaux pour vérifier l'applicabilité des pans de mur avec ouvertures dans des modèles de bâtiments spatiaux.	12
Figure 12 Plan schématique du rez-de-chaussée et du premier étage du bâtiment modèle à deux étages.	13
Figure 13 Concept de structure porteuse pour le bâtiment modèle à deux étages.	14
Figure 14 Représentation graphique des masses d'étage (représentées en brun) et des forces du vent $F_{k,w,x}$ et $F_{k,w,y}$ , calculées par rapport aux largeurs d'influence $h_1$ et $h_2$ des deux étages.	16
Figure 15 Forces du vent agissant sur le bâtiment, où $Q_{k,w,1}$ et $Q_{k,w,2}$ sont les forces globales du vent sous un angle d'incidence de $0^\circ$ et $90^\circ$ respectivement, et $Q_{k,w,c}$ et $Q_{k,w,t}$ sont les forces du vent réparties en forces de traction et de compression (selon (SIA 261, 2020)).	18
Figure 16 Fonctionnement du script Python pour la création automatisée de modèles spatiaux de structures porteuses.	19
Figure 17 Code Python pour la définition des parois, planchers et la toiture d'un modèle de structure porteuse.	20
Figure 18 Code Python pour la génération d'un modèle de structure porteuse.	20
Figure 19 Modèle FEM de la paroi seule avec ouverture pour étudier la faisabilité d'analyses dynamiques (dimensions en m). Une partie des libérations linéiques a été masquée pour des raisons de représentation.	21
Figure 20 Charge linéaire en kN/m provenant du plancher supposé et agissant sur la filière de la paroi, à l'exemple du poids propre.	24
Figure 21 Déformation nodale imposée en mm, appliquée sur le modèle dans le coin supérieur gauche pour déterminer le diagramme force-déformation.	24
Figure 22 Charge ponctuelle en kN appliquée au modèle dans le coin supérieur gauche pour définir l'état initial (cas de charge 31).	25
Figure 23 Diagramme force-déformation de la paroi avec les forces choisies pour la définition des états initiaux (ÉI).	25
Figure 24 Courbes des efforts normaux en kN dans la filière, la sablière et les montants du bord de la paroi à l'état initial I. Les forces de compression sont représentées en bleu, les forces de traction en rouge et les réactions d'appui en vert.	26
Figure 25 Courbes des efforts normaux en kN dans la filière, la sablière et les montants du bord de la paroi résultant de la MSR I. Les forces de compression sont représentées en bleu, les forces de traction en rouge et les réactions d'appui en vert.	27

Figure 26 Modèle FEM sur lequel il est vérifié que les parois sans ouvertures peuvent être modélisées de la même manière que les parois avec ouvertures (à gauche : modèle dans son état d'origine : à droite : modèle avec rigidité doublée). Pour des raisons de clarté, les libérations de lignes de la paroi de droite ne sont pas représentées. ....	29
Figure 27 Déformation nodale imposée en mm, appliquée sur le modèle dans le coin supérieur gauche pour déterminer le diagramme force-déformation.....	31
Figure 28 Représentation schématique de la déformation d'une paroi (à gauche) avec le modèle statique correspondant (à droite) et les diagrammes des efforts internes (M, V) au centre. $A_v$ , $C_H$ et $B_v$ sont les forces d'appui résultant de l'action $F_H$ . ....	31
Figure 29 Diagramme force-déformation des parois A et B, ainsi que l'évolution des déformations calculées manuellement. ....	32
Figure 30 Diagrammes de l'effort normal dans les composants de la paroi A, sous une action de 82,89 kN, les forces de traction étant représentées en rouge et les forces de compression en bleu. ....	33
Figure 31 Évolution des efforts normaux dans les montants du bord de la paroi A en cas d'augmentation de l'action horizontale, en comparaison avec les valeurs calculées manuellement. ....	34
Figure 32 Evolution du flux de cisaillement entre la filière et le revêtement de la paroi A en cas d'augmentation de l'action horizontale, en comparaison avec les valeurs calculées manuellement. ....	34
Figure 33 Axonométrie des modèles spatiaux utilisés pour les études. ....	36
Figure 34 Extrait du passage d'étage du modèle 3D avec les barres rigides pour la liaison des parois placées les unes au-dessus des autres. ....	38
Figure 35 Forces appliquées à l'état initial sur le plancher et le toit en kN/m, à l'exemple du cas de figure cas de charge 21. ....	39
Figure 36 Processus itératif pour déterminer les forces sismiques tout en tenant compte d'hypothèses de rigidité réalistes pour les parois.....	40
Figure 37 Résultats finaux de la détermination itérative des actions sismiques. ....	43
Figure 38 Combinaison des actions dans un cas de charge provenant de la situation de dimensionnement « combinaison de base » (forces en kN ou kN/m).....	45
Figure 39 Efforts normaux dans les montants du bord des mêmes parois sous l'effet du vent (à droite) ou du séisme (à gauche). Les efforts normaux dans tous les autres éléments de construction ont été cachées pour des raisons de clarté. ....	45

## Liste des tableaux

Tableau 1 Rigidités des différents assemblages, en tenant compte des différences qui dépendent de la direction de la charge. Les indications de direction correspondent aux systèmes d'axes de barres locaux représentés dans la figure 9 (Manser, 2024a).	9
Tableau 2 Rapport entre la force et l'allongement pour le clouage à une colonne d'un panneau OSB au moyen de clous de type « Seismic nail 83, 1/90 Ring blank A2 » de 3,1 mm de diamètre, 90 mm de longueur et une distance entre les clous de 40 mm.. (Manser, 2024a)	10
Tableau 3 Informations spécifiques à l'objet et au site pour le dimensionnement de la structure porteuse.	15
Tableau 4 Structure des éléments de paroi avec indication de la matérialisation et du dimensionnement des couches porteuses.	15
Tableau 5 Structure des éléments de toiture et de plancher choisis, avec indication de la matérialisation et du dimensionnement des couches porteuses	16
Tableau 6 Charges permanentes des différents éléments de construction, où $g_{k,E}$ est le poids propre, $g_{k,A}$ le poids propre non-structural et $\Sigma g_k$ la somme du poids propre et du poids propre non-structural.	17
Tableau 7 Charges d'étage pour la détermination des actions sismiques arrondies au kN, où $\Sigma G_k$ est la somme partielle des charges permanentes $\Sigma \psi_2 \cdot Q_k$ est la somme partielle des charges quasi-permanentes et $Q_d$ est la charge totale concentrée sur la transition d'étage correspondante.	17
Tableau 8 Résumé des forces caractéristiques globales du vent et répartition des forces en composantes de traction et de compression où $c_{f1}$ et $c_{f2}$ sont les coefficients de force globaux, $c_{pe,c}$ et $c_{pe,t}$ les coefficients de compression locaux, $q_{k,w}$ et $Q_{k,w}$ les forces globales du vent.	18
Tableau 9 Forces caractéristiques du vent par étage et répartition des forces en composantes de traction et de compression, où $Q_{k,w}$ sont les forces globales du vent (resp. les composantes de la force du vent).	18
Tableau 10 Sections et matérialisation des différents éléments.	22
Tableau 11 Réalisation des ancrages de cisaillement et de traction avec les modules de déplacement correspondants, où $d$ est le diamètre du clou, $n$ le nombre de clous et $K_{ser}$ le module de glissement parallèle ou perpendiculaire au fil.	22
Tableau 12 Résumé des cas de charge pour l'étude du comportement statique et dynamique d'une paroi seule avec ouverture.	23
Tableau 13 Résumé des résultats des analyses modales, $m_e$ étant le pourcentage de la masse modale, $f$ la fréquence propre et $T_1$ la période fondamentale de vibration de la paroi.	26
Tableau 14 Sections et matérialisation des différents éléments.	30
Tableau 15 Réalisation des ancrages de cisaillement et de traction avec les modules de déplacement correspondants, où $d$ est le diamètre du clou, $n$ le nombre de clous et $K_{ser}$ le module de glissement parallèle ou perpendiculaire au fil.	30
Tableau 16 Sections et matérialisation des différents éléments.	37
Tableau 17 Réalisation des ancrages de cisaillement et de traction avec les modules de déplacement correspondants, où $d$ est le diamètre du clou, $n$ le nombre de clous et $K_{ser}$ le module de glissement parallèle ou perpendiculaire au fil.	37
Tableau 18 Résumé des cas de charge pour l'étude du modèle sismique tridimensionnel.	39
Tableau 19 Forces utilisées pour la définition des états initiaux dans l'itération I, où $F_{Ed,E,OG}$ et $F_{Ed,E,OG}$ correspondent aux forces totales par étage et $f'_{AZ,OG}$ et $f'_{AZ,EG}$ aux forces linéaires appliquées au toit et au plancher.	41
Tableau 20 Résultats de la MFR comparés à l'analyse modale et à la MSR de l'itération I, où $T_x$ et $T_y$ sont les périodes de vibration fondamentales et $F_{res,X}$ und $F_{res,Y}$ les forces sismiques résultantes dans les directions longitudinale et transversale du bâtiment.	41
Tableau 21 Forces utilisées pour la définition des états initiaux dans l'itération II, où $F_{Ed,E,OG}$ et $F_{Ed,E,OG}$ correspondent aux forces totales par étage et $f'_{AZ,OG}$ et $f'_{AZ,EG}$ aux forces linéaires appliquées au toit et au plancher.	41
Tableau 22 Résultats de l'analyse modale et de la MSR de l'itération II, où $T_x$ et $T_y$ sont les périodes de vibration fondamentales et $F_{res,X}$ und $F_{res,Y}$ les forces sismiques résultantes dans les directions longitudinale et transversale du bâtiment.	42
Tableau 23 Résultats de l'analyse modale et de la MSR de l'itération III, où $T_x$ et $T_y$ sont les périodes de vibration fondamentales et $F_{res,X}$ und $F_{res,Y}$ les forces sismiques résultantes dans les directions longitudinale et transversale du bâtiment.	42

---

Tableau 24 Forces utilisées pour la définition de l'état initial (Y) dans l'itération IV, où $F_{Ed,E,OG}$ et $F_{Ed,E,OG}$ correspondent aux forces totales par étage et $f_{AZ,OG}$ et $f_{AZ,EG}$ aux forces linéaires appliquées au toit et au plancher. ....	42
Tableau 25 Résultats de l'analyse modale et de la MSR de l'itération IV, où $T_x$ et $T_y$ sont les périodes de vibration fondamentales et $F_{res,X}$ und $F_{res,Y}$ les forces sismiques résultantes dans les directions longitudinale et transversale du bâtiment. ....	43
Tableau 26 Résumé des cas de charge utilisés pour appliquer les actions sur le modèle de dimensionnement. ....	44
Tableau 27 Situations de dimensionnement utilisées pour la définition des combinaisons de charges (l'état-limite de type 2 concerne l'atteinte de la résistance ultime de la structure ou de l'un de ses éléments). ....	44

---

## Bibliographie

- Attenhofer, T. (2022). Aussteifende Holzrahmenbau-Wände mit Öffnungen [travail de bachelor]. Berner Fachhochschule.
- BFH. (2024). Holzrahmenbau-Wände mit Öffnungen. Consulté 24. mai 2024, à l'adresse <https://www.bfh.ch/de/forschung/referenzprojekte/holzrahmenbau-waende-mit-oeffnungen/>
- Dlupal. (2019, avril 1). Modalanalyse. Consulté 07. février 2025, à l'adresse <https://www.dlupal.com/de/loesungen/online-dienste/statik-wiki/000113>
- Dlupal. (2022, juin 24). Programming with RFEM 6 and Python | 002 Python, API, and Web Services. Consulté 24. mai 2024, à l'adresse <https://www.dlupal.com/en/support-and-learning/learning/videos/003476>
- Dlupal. (2023, août 23). Verwendung von Nichtlinearitäten im Antwortspektrenverfahren in RFEM 6. Consulté 25. janvier 2025, à l'adresse <https://www.dlupal.com/de/support-und-schulungen/support/knowledge-base/001833>
- Dlupal. (2024a, janvier 16). Finite Elemente. Consulté 07. février 2025, à l'adresse <https://www.dlupal.com/de/downloads-und-infos/dokumente/online-handbuecher/software-validation/004005>
- Dlupal. (2024b, février 23). RFEM 5. Consulté 23. janvier 2025, à l'adresse <https://www.dlupal.com/de/downloads-und-infos/dokumente/online-handbuecher/rfem-5>
- Dlupal. (2024c, février 23). RFEM 6. Consulté 25. janvier 2025, à l'adresse <https://www.dlupal.com/de/downloads-und-infos/dokumente/online-handbuecher/rfem-6>
- Frangi, A., Anghern, C., Brühwiler, I., & Wiederkehr, R. (2017). Bauteile in Holz—Decken, Wände, und Bekleidungen mit Feuerwiderstand: Bd. 4.1 (1. Aufl.). Lignum Holzwirtschaft Schweiz, Zürich.
- Geiser, M. (2024, September 19). Prof. de génie parasismique. Séance de départ des travaux de bachelor "Parois avec ouvertures". Communication personnelle.
- Geiser, M. (2024, November 29). Prof. de génie parasismique. Discussion intermédiaire sur les travaux de bachelor "Parois avec ouvertures". Communication personnelle.
- Geiser, M., Furrer, L., Lestuzzi, P., Ratsch, G., & Wirz, N. (2023). Erdbebengerechte Holzbauten. Lignum Holzwirtschaft Schweiz, Zürich.
- JSON, JavaScript Object Notation. (2025, janvier 25). JSON. Consulté 25. janvier 2025, à l'adresse <https://www.json.org/json-en.html>
- Lignum HBT 1. (2021). Holzbautabellen—Handbuch für die Bemessung. Lignum Holzwirtschaft Schweiz, Zürich.
- Manser, N. (2023, octobre 13). AP4 Prüfkörper: Nagelbild S-N-Na. Empa, Abt. Ingenieur-Strukturen.
- Manser, N. (2024a, mars 20). RFEM Modell Dokumentation Wände mit Öffnungen. Empa, Abt. Ingenieur-Strukturen.
- Manser, N. (2024b, mars 20). Vorstellung RFEM Modell—Wände mit Öffnungen. Empa Abt. Ingenieur-Strukturen, Berner Fachhochschule, ETH Zürich.
- Python software foundation. (2025, janvier 15). Welcome to Python.org. Consulté 25. janvier 2025, à l'adresse <https://www.python.org/>
- SIA 260. (2013). SN 505260, Grundlagen der Projektierung von Tragwerken. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.
- SIA 261. (2020). SN 505261, Einwirkungen auf Tragwerke. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.
- SIA 265. (2021). SN 505265, Holzbau. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.
- Sigg, D. (2023). Aussteifende Holzrahmenbau-Wände mit mehreren Öffnungen [travail de bachelor]. Berner Fachhochschule.
- SN EN 1995-1-1. (2005). SN EN 1995-1-1, Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten—Teil 1-1: Allgemeines—Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

SN EN 1998-1. (2005). SN EN 1998-1, Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben—Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

Sweigart, A. (2022). Der Weg zum Python-Profi (1. Aufl.). dpunkt.verlag GmbH, Heidelberg DE.

# Annexes

## Liste des annexes

N°	Contenu
1	Plans de l'éprouvette du projet de recherche de la BFH
2	Plans et concept de la structure porteuse du bâtiment modèle
3	Structures pour les éléments de construction et charges
4	Calculs manuels
5	Protocoles d'impression RFEM

## Annexes binaires

Type	Nom du fichier
Modèle RFEM	Einzelne_Wandscheibe_mit_Oeffnung.rf6
Modèle RFEM	Einzelne_Wandscheibe_ohne_Oeffnung.rf6
Modèle RFEM	Erdbebenmodell_3D.rf6
Modèle RFEM	Bemessungsmodell_3D.rf6