

Tragwerksanalyse bei Holzrahmenbauten die Wandscheiben mit Öffnungen enthalten

Bachelorarbeit eingereicht von Fabian Schlatter
Unter der Leitung von Prof. Martin Geiser
Bern, 08.02.2025
Bachelorarbeit Nr.: H 1201 1310 25
Sperrfrist: keine

Verfasser und Adresse	Fabian Schlatter Stadtplatz 4 CH 3270 Aarberg
Erstprüfender Dozent	Prof. Martin Geiser
Zweitprüfender Dozent	Lukas Kramer
Experte	Dr. René Steiger
Adresse der Hochschule	Berner Fachhochschule Architektur, Holz und Bau Studiengang Holztechnik Solothurnstrasse 102 CH 2504 Biel/Bienne
Praktikumsbetrieb und Adresse	Timbatec Holzbauingenieure Schweiz AG Zweibüro Bern Falkenplatz 1 CH 3012 Bern Tel. +41 58 255 15 30 E-Mail: bern@timbatec.ch

© 08.02.2025, Bern

Alle Rechte, insbesondere das Recht der Vervielfältigung, Verbreitung und Übersetzung bleiben dem*der Student*in, dem Praktikumsbetrieb bzw. dem Wirtschaftspartner und dem Studiengang Bachelor Holztechnik vorbehalten. Kein Teil des Werkes darf in irgendeiner Form ohne schriftliche Genehmigung reproduziert oder über elektronische Systeme verbreitet werden. Diese Genehmigung ist bei der oder dem Studiengangsleiter*in des Bachelorstudiengangs Holztechnik in Absprache mit dem*der betroffenen Studenten*in einzuholen. Bei gesperrten Arbeiten ist jegliche Art der Weiterverwendung innerhalb der Sperrfrist verboten.

Selbständigkeitserklärung

Der Autor versichert hiermit, dass er die vorliegende Arbeit selbständig verfasst, nicht anderweitig als Arbeit vorgelegt, keine anderen als die angegebenen Quellen oder Hilfsmittel benutzt sowie wörtliche und sinngemässe Zitate als solche gekennzeichnet hat.

Die Bestimmungen des Studiengangs Bachelor Holztechnik über den Umgang mit Plagiaten, die Möglichkeit der Plagiatsüberprüfung, die Sperrfristen und das geistige Eigentum, namentlich über die Urheber-, Publikations-, Verfügungs- und Nutzungsrechte wurden zur Kenntnis genommen.

Ort und Datum:

Unterschrift:

Bern, 08.02.2025



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

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

Danksagung

Der Autor bedankt sich bei allen Personen, die zum erfolgreichen Erstellen der vorliegenden Arbeit beigetragen haben. Besonderer Dank gilt den beiden Betreuungspersonen, Prof. Martin Geiser und Lukas Kramer. Die regelmässig durchgeführten Diskussionen über den jeweils aktuellen Stand der Arbeiten haben entscheidend zum Fortschreiten und Gelingen der Untersuchungen beigetragen. Dank gilt in diesem Zusammenhang auch Nadja Manser, welche die Resultate und Dokumentationen aus ihrer Doktorarbeit zum Thema Wandscheiben mit Öffnungen zur Verfügung gestellt hat.

Der Praktikumsbetrieb des Autors hat zum Verfassen der vorliegenden Arbeit eine grosszügige Menge an Zeit zur Verfügung gestellt. Ein besonderer Dank geht deshalb auch an die Timbatec AG und die Mitarbeiter der Zweigstelle Bern, insbesondere Armin Schawalder, der den Autor nicht nur während des Praktikums, sondern auch beim Erstellen der vorliegenden Arbeit begleitet hat. Nicht zuletzt bedankt sich der Autor bei Céline Känzig, Joel Hächler, Jérémie Droz sowie Walter und Leandra Schlatter für das Lektorat.

Inhaltsverzeichnis

Glossar	V
1 Einleitung	1
1.1 Kontext und Relevanz der Untersuchungen	1
1.2 Ziel der Untersuchungen	2
2 Stand des Wissens	3
2.1 Bemessung von Aussteifungssystemen	3
2.1.1 Bestimmung der Einwirkungen	3
2.1.2 Belastung des Aussteifungssystems	5
2.1.3 Bemessung	6
2.2 Tragwerksanalyse mit räumlichen Gebäudemodellen	6
2.3 Das Modell für Wandscheiben mit Öffnungen	8
2.4 Zusammenfassung der Erkenntnisse	11
3 Material und Methoden	12
3.1 Allgemeines Vorgehen	12
3.2 Mustergebäude	12
3.2.1 Struktur und Objektinformationen	12
3.2.2 Einwirkungen	16
3.3 RFEM6	19
3.4 Pythonskript	19
4 Modellierung, Resultate und Diskussion	21
4.1 Einzelne Wandscheibe mit Öffnung	21
4.1.1 Modell	21
4.1.2 Ablauf der Untersuchungen	23
4.1.3 Resultate	25
4.1.4 Diskussion	27
4.2 Einzelne Wandscheibe ohne Öffnung	29
4.2.1 Modell	29
4.2.2 Ablauf der Untersuchungen	30
4.2.3 Resultate	32
4.2.4 Diskussion	35
4.3 Dreidimensionales Tragwerksmodell	36
4.3.1 Modell	36
4.3.2 Ablauf der Untersuchungen	38
4.3.3 Resultate aus dem Erdbebenmodell	41
4.3.4 Resultate aus dem Bemessungsmodell	44
4.3.5 Diskussion	46
5 Schlussfolgerungen und Ausblick	47
Abbildungsverzeichnis	48
Tabellenverzeichnis	50
Literaturverzeichnis	52
Anhang	54

Glossar

Antwortspektrenverfahren (ASV)	Allgemeine Methode der Tragwerksanalyse für Erdbebeneinwirkung, mit der die durch das Bemessungsbeben angefachten Tragwerksschwingungen und deren Beitrag zum globalen Schwingungsverhalten untersucht werden (SIA 261, 2020).
Bemessungsspektrum	Für die Betrachtung der Bemessungssituation Erdbeben verwendeter, auf dem elastischen Antwortspektrum beruhender und auf die Erdbeschleunigung bezogener Wert der horizontalen Bodenbeschleunigung, dargestellt in Funktion der Schwingzeit und des Verformungsverhaltens des Tragwerks (SIA 261, 2020).
Einwirkung	Mechanische (Lasten, Kräfte), andere physikalische, chemische und biologische Einwirkungen auf das Tragwerk, resultierend aus der Ausführung und der Nutzung sowie infolge von Umwelteinflüssen (SIA 260, 2013).
Ersatzkraftverfahren (EKV)	Für ausreichend steife und regelmässige Tragsysteme anwendbare, vereinfachte Methode der Tragwerksanalyse für Erdbebeneinwirkung (SIA 261, 2020).
Finite-Element-Methode (FEM)	Numerisches Verfahren zur Verformungsuntersuchungen an Festkörpern von beliebiger Geometrie (unter anderem), dass auf der Aufteilung der Untersuchten Objekte in endlich kleine (finite) Elemente basiert, deren Eigenschaften sich mit endlich vielen Parametern beschreiben lassen (Dlubal, 2024a).
Forschungsmodell	Im Rahmen der vorliegenden Arbeit das in Kapitel 2.3 vorgestellte FEM-Modell für Wandscheiben mit Öffnungen.
Kraft	Im Rahmen dieser Arbeit eine, bezüglich Richtung und Grösse spezifische, auf ein Tragsystem wirkende Einwirkung (z.B. globale Windkraft auf Fassade A).
Last	Gravitationsbedingte, auf ein Tragwerk wirkende Kraft (SIA 261, 2020).
Modalanalyse	Numerisches (oder experimentelles) Verfahren zur Charakterisierung des dynamischen Verhaltens schwingungsfähiger Systeme (Eigenform, Eigenfrequenz, Modalmasse) (Dlubal, 2019).
Steifigkeit	Widerstand eines Bauteils oder einer Bauteilgruppe gegen Verformung durch eine Belastung.

1 Einleitung

1.1 Kontext und Relevanz der Untersuchungen

Wie alle Bauwerke, müssen auch Gebäude in Holzrahmenbauweise so konstruiert und ausgeführt werden, dass sie horizontalen Einwirkungen wie Wind- und Erdbebenkräften standhalten können. In der Regel wird dies durch den Einsatz von aussteifenden Holzrahmenelementen (im Folgenden als Wandscheiben bezeichnet) erreicht. Die Regeln zur Dimensionierung und Bemessung solcher Wandscheiben sind in den geltenden Holzbaunormen geregelt, wobei deren Anwendbarkeit die Erfüllung verschiedener Randbedingungen voraussetzt. Im Holzrahmenbau besteht eine der grössten Einschränkungen darin, dass eine Wandscheibe grundsätzlich keine Öffnungen enthalten darf (SIA 265, 2021; SN EN 1995-1-1, 2005). Wandbereiche mit Fenstern oder Türen müssen deshalb als nicht tragend betrachtet werden. Die neben den Öffnungen liegenden Segmente können für die Aussteifung verwendet werden, sind aber einzeln so auszuführen, dass sie ihre Funktion erfüllen können (Abb. 1).

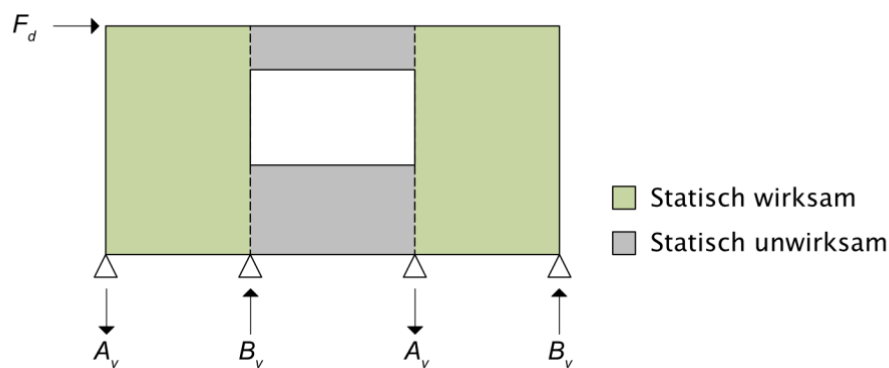


Abb. 1 Schematisch dargestellte Wandscheibe mit Fensteröffnung, segmentiert nach gültiger Norm mit der horizontalen Einwirkung F_d und den vertikalen Auflagerreaktionen A_v und B_v .

Obwohl sich die bekannten Vorgehensweisen in der Praxis behaupten, bringen die damit verbundenen Einschränkungen in erster Linie folgende Nachteile mit sich:

- Die statisch wirksamen Bereiche der Wände müssen ausreichend gross sein und geschossweise so positioniert werden, dass die Auflagerkräfte bis ins Fundament des Gebäudes geleitet werden können. In der Praxis führt dies oft zu Einschränkungen in der architektonischen Gestaltungsfreiheit.
- Durch die Segmentierung der Wände in einzelne Wandscheiben steigt die Komplexität des Tragwerks. Da jedes aussteifende Wandsegment individuell verankert werden muss, nimmt die Anzahl der statischen Verbindungsmittel zu.
- Die Vernachlässigung von Wandsegmenten mit Öffnungen führt im Rahmen der Tragwerksanalyse (zusammen mit weiteren Vereinfachungen) sowohl beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit als auch der Tragsicherheit zu ungünstigen Effekten. Die als statisch wirksam betrachteten Wandsegmente werden im Modell zwangsläufig stärker belastet als dies in der Realität der Fall ist und müssen entsprechend dimensioniert werden. Dadurch steigen die Anforderungen an alle Bestandteile der Wandscheiben, insbesondere aber an die Art bzw. Anzahl der statischen Verbindungsmittel.

Gesamthaft betrachtet wirken sich die genannten Probleme negativ auf die Effizienz eines Tragwerks aus, weil Anzahl und Leistungsfähigkeit der statischen Verbindungsmittel in der Regel zu hoch angesetzt werden. Darunter leidet zum einen die Wirtschaftlichkeit, was zusammen mit den architektonischen Einschränkungen mit einer verminderten Wettbewerbsfähigkeit des Bausystems einhergeht. Zum anderen entsteht durch den gesteigerten Materialaufwand auch ein nachteiliger Einfluss auf dessen Nachhaltigkeit.

Aus diesen Gründen ist es naheliegend, die bestehenden Bemessungsverfahren für Wandscheiben in Holzrahmenbauweise zu hinterfragen und nach neuen Lösungen zu suchen. Im Rahmen des Forschungsprojekts «Holzrahmenbau-Wände mit Öffnungen» an der Berner Fachhochschule (BFH) wird deshalb nach Möglichkeiten für den Einsatz von Wandscheiben mit Öffnungen gesucht (BFH, 2024). Anders als bei den bestehenden Verfahren, werden diese als ganzheitlich wirkende Aussteifungselemente betrachtet (Abb. 2). Die bisherigen Untersuchungen haben unter anderem ergeben, dass Wandscheiben mit Öffnungen die als vollständig tragend betrachtet werden, in vielen Fällen effizienter wirken als in segmentierter Form. Die Leistungsfähigkeit der Elemente hängt dabei massgeblich von Grösse, Position und Anzahl der Öffnungen ab (Attenhofer, 2022; Sigg, 2023).

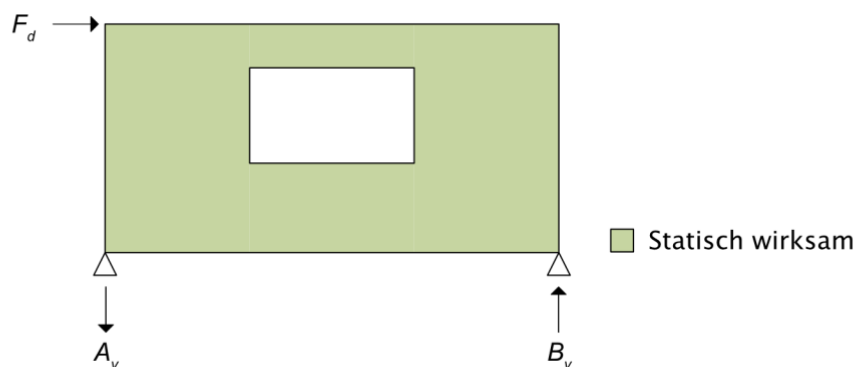


Abb. 2 Schematisch dargestellte Wandscheibe mit Fensteröffnung, der horizontalen Einwirkung F_d und den vertikalen Auflagerreaktionen A_v und B_v .

Mithilfe von detaillierten FEM-Modellen gelingt es stand heute, gute Voraussagen über das Trag- und Verformungsverhalten einzelner Wandscheiben mit Öffnungen zu machen. In einem nächsten Schritt soll der Einsatz dieser Modelle im Rahmen der computergestützten Analyse von dreidimensionalen Tragwerken untersucht werden. Diese erlaubt namentlich die Durchführung von Modalanalysen zur Bestimmung von Grundschwingzeiten, die Anwendung des Antwortspektrenverfahrens zur Ermittlung von Erdbebeneinwirkungen und die Untersuchung der Widerstandsfähigkeit gegen Windkräfte.

Die Relevanz der Untersuchung ergibt sich aus den vorgängig beschriebenen Schwächen bestehender Methoden zur Bemessung von Wandscheiben und der nach wie vor steigenden Beliebtheit des Bauens mit Holz. Aus wirtschaftlicher Sicht führt eine gesteigerte Effizienz der Tragwerke zu niedrigeren Kosten und einer besseren Wettbewerbsfähigkeit des Systems. Zudem nimmt die Attraktivität durch eine Verbesserung der Nachhaltigkeit und grösseren Freiheiten in der architektonischen Gestaltung zu.

1.2 Ziel der Untersuchungen

Das Hauptziel der Arbeit besteht darin, mit Hilfe der Statik-Software RFEM6 (Dlubal, 2024c) ein Modell zu erstellen, das die Gewinnung von Erkenntnissen über das Verhalten von dreidimensionalen Tragwerken ermöglicht, in denen Wandscheiben mit und ohne Öffnungen für die Aussteifung verwendet werden. Dazu gehört die Durchführung von dynamischen Analysen, weshalb die folgenden Leitfragen beantwortet werden müssen:

- Kann auf Grundlage des Wandscheibenmodells, welches im Rahmen des Forschungsprojekts der BFH entstanden ist, eine dynamische Analyse mit sinnvollen Ergebnissen durchgeführt werden?
- Wie muss das Modell angepasst werden, wenn dies nicht der Fall ist?
- Wie lassen sich Wände ohne Öffnungen mit einer ähnlichen Methode in ein dreidimensionales Tragwerksmodell integrieren.

2 Stand des Wissens

Das nachfolgende Kapitel basiert auf den geltenden Holzbaunormen und der technischen Dokumentation "Erdbebengerechte Holzbauten" (Geiser et al., 2023). Es umschreibt die grundlegende Vorgehensweise bei der Bemessung von Aussteifungssystemen und verschafft einen Überblick über die relevanten Konzepte zur Bestimmung von Erdbebeneinwirkungen. Auf detaillierte Angaben zur Durchführung der einzelnen Verfahren wird bewusst verzichtet. Der Text verweist dazu auf ausführliche, bereits bestehende Dokumentationen. Zum Schluss wird eine herkömmliche Methode zur Erstellung eines räumlichen Gebäudemodells beschrieben und das Wandscheibenmodell aus dem Forschungsprojekt der BFH eingeführt.

2.1 Bemessung von Aussteifungssystemen

Das Aussteifungssystem eines Gebäudes dient der Abtragung von horizontalen Einwirkungen in die Fundation. Bei den Einwirkungen handelt es sich im Wesentlichen um Wind- und Erdbebenkräfte, wobei im Fall der Windkräfte sowohl die Tragsicherheit wie auch die Gebrauchstauglichkeit nachzuweisen sind. Im Fall der Erdbebeneinwirkung genügt es meist den Nachweis der Tragsicherheit zu erbringen (ausgenommen sind Gebäude der Bauwerksklasse III (SIA 260, 2013)). Das grundlegende Vorgehen ist in beiden Fällen identisch. In einem ersten Schritt wird das Ausmass der Einwirkungen auf das Gebäude bestimmt. Anschliessend muss ermittelt werden, wie sich die Kräfte auf die einzelnen Elemente des Aussteifungssystems verteilen, damit diese in einem letzten Schritt bemessen und korrekt dimensioniert werden können. Bei jeder einzelnen Wandscheibe muss dabei überprüft werden, welche der Einwirkungen für die Bemessung massgebend wird.

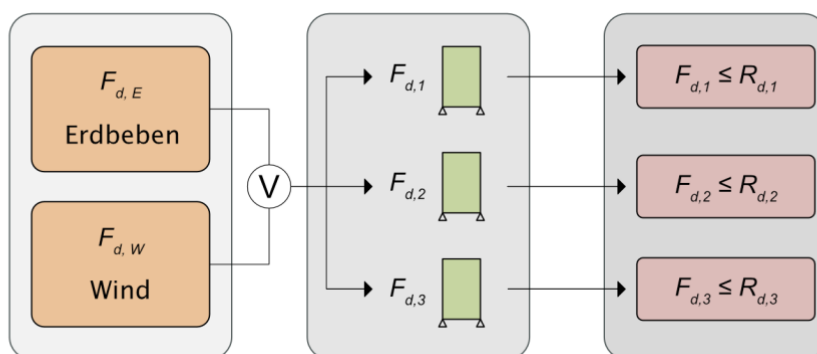


Abb. 3 Schematisch dargestellte Vorgehensweise beim Nachweis der Tragsicherheit eines Aussteifungssystems mit drei Wandscheiben, wobei $F_{d,i}$ den Einwirkungen und $R_{d,i}$ dem jeweiligen Tragwiderstand entspricht (Bemessungsniveau).

2.1.1 Bestimmung der Einwirkungen

Die Ermittlung der zu berücksichtigenden Einwirkungen ist normativ geregelt (SIA 261, 2020). Die Windkräfte lassen sich im Allgemeinen direkt und vergleichsweise einfach aus der Geometrie eines Gebäudes und dessen Standort herleiten. Komplexer gestaltet sich dagegen die Ermittlung der dynamischen Erdbebenkräfte. Anders als bei den Windkräften, wird deren Ausprägung nicht ausschliesslich durch äussere Gegebenheiten (Baugrundklasse, Erdbebenzone, Gebäudegeometrie, etc.) bestimmt. Ein wesentlicher Einfluss entsteht auch durch die Steifigkeit und die daraus resultierende Grundschwingzeit des untersuchten Tragwerks. Die zu erwartenden Erdbebenkräfte sind deshalb von der konstruktiven Ausbildung des Aussteifungssystems abhängig. Aus diesem Zusammenhang folgt, dass die korrekte Bestimmung der Kräfte nur möglich ist, wenn dazu realistische Steifigkeiten und Grundschwingzeiten verwendet werden. Zudem muss der in Abb. 3 dargestellte Ablauf unter Umständen mehrmals wiederholt werden, bis die Erdbebeneinwirkungen korrekt bestimmt sind und das Tragwerk entsprechend dimensioniert ist.

In den geltenden Normen werden für die Ermittlung von Erdbebeneinwirkungen zwei für die alltägliche Verwendung relevante Verfahren beschrieben. Das Ersatzkraftverfahren (EKV) stellt eine Methode mit überschaubarem Aufwand dar, wobei sich die nötigen Berechnungen von Hand ausführen lassen. Vereinfachend wird das untersuchte Tragwerk dabei auf einen kragförmigen Mehrmassenschwinger reduziert, wobei die Massen den an den Geschossdecken angreifenden ständigen und quasi-ständigen Lasten entsprechen. Der Mehrmassenschwinger wird weiter zu einem dynamisch äquivalenten Einmassenschwinger vereinfacht (Geiser et al., 2023). Zusammen mit dem entsprechenden Bemessungsspektrum und der vorgängig zu ermittelnden Grundschwingzeit kann so eine auf das Gebäude wirkende Erdbebenersatzkraft mit der Gleichung (1) ermittelt werden (SIA 261, 2020). Diese wird mit der Gleichung (2) abhängig von der Verteilung der Massen proportional über die gesamte Gebäudehöhe verteilt (SIA 261, 2020).

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

$F_{d,E}$	Horizontale Erdbebenersatzkraft	[kN]
S_d	Ordinatenwert des Bemessungsspektrums	
T_1	Grundschwingzeit	[s]
G_k	Charakteristischer Wert der ständigen Einwirkung	[kN]
Q_k	Charakteristischer Wert der veränderlichen Einwirkung	[kN]
ψ_2	Reduktionsbeiwert für quasi-ständige Lastanteile	

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

$F_{d,i}$	Am Geschoss i angreifende horizontale Erdbebenersatzkraft	[kN]
$F_{d,E}$	Horizontale Erdbebenersatzkraft	[kN]
z_i	Höhe des i -ten Geschosses	[m]
G_k	Charakteristischer Wert der ständigen Einwirkung	[kN]
Q_k	Charakteristischer Wert der veränderlichen Einwirkung	[kN]
ψ_2	Reduktionsbeiwert für quasi-ständige Lastanteile	

Um die Grundschwingzeit zu ermitteln, stehen verschiedene Ansätze zur Verfügung, welche sich in Genauigkeit und Berechnungsaufwand unterscheiden. Obwohl sie in den schweizerischen und europäischen Normen nicht mehr erwähnt ist, hat sich für Holztragwerke in der Praxis die Schätzformel (Gleichung (3)) aus der kanadischen Norm bewährt (Geiser et al., 2023).

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

$T_{1,est}$	Geschätzte Grundschwingzeit	[s]
h	Gesamthöhe des Gebäudes	[m]

In jedem Fall muss die ermittelte Grundschwingzeit plausibilisiert werden, da sie einen entscheidenden Einfluss auf die Ausprägung der Erdbebeneinwirkungen hat. Dies gelingt z.B. durch den Vergleich mit experimentell ermittelten Grundschwingzeiten vergleichbarer Tragwerke.

Die Anwendung des EKV setzt voraus, dass beim Schwingungsverhalten des Tragwerks die erste Eigenform dominiert und alle höheren Schwingungsformen vernachlässigt werden können. Da diese Voraussetzung nur von regelmässigen Tragwerken erfüllt wird, ist die Anwendbarkeit des Verfahrens eingeschränkt. Für die Ermittlung von Erdbebeneinwirkung bei unregelmässigen Tragwerken wird deshalb das Antwortspektrenverfahren (ASV) eingesetzt, welches in der Regel an computergestützten FEM-Modellen angewendet wird (Geiser et al., 2023). Anders als das EKV bietet das ASV die Möglichkeit, auch die Einflüsse höherer Eigenformen zu berücksichtigen. Dazu werden letztere zusammen mit den jeweiligen Schwingzeiten und Modalmassen mittels Modalanalyse ermittelt. Die Modalmasse gibt dabei an, welcher Anteil der Gebäudemasse an der jeweiligen Schwingform beteiligt ist. Anschliessend werden die maximalen Antworten der einzelnen Eigenformen unter Anregung mit einem bestimmten Antwortspektrum ermittelt. Um die zu erwartenden Erdbebeneinwirkungen zu ermitteln, müssen die einzelnen Antworten zuletzt überlagert werden. Dabei sind mindestens so viele Eigenformen zu berücksichtigen, dass die Summe der Modalmassen 90 % der Gesamtmasse des Gebäudes erreicht (SN EN 1998-1, 2005).

2.1.2 Belastung des Aussteifungssystems

Wie sich die aufgebrachten Kräfte auf die einzelnen Wandscheiben verteilen, wird beim computergestützten ASV automatisch berechnet. Dem Vorgang liegen dabei dieselben Gesetzmässigkeiten zugrunde wie im Fall des EKV, bei dem die Berechnung auch von Hand erfolgen kann. Entscheidend sind dabei die Steifigkeit der einzelnen Aussteifungselemente und deren Anordnung. Die Zusammenhänge lassen sich am einfachsten an einem Beispiel erläutern.

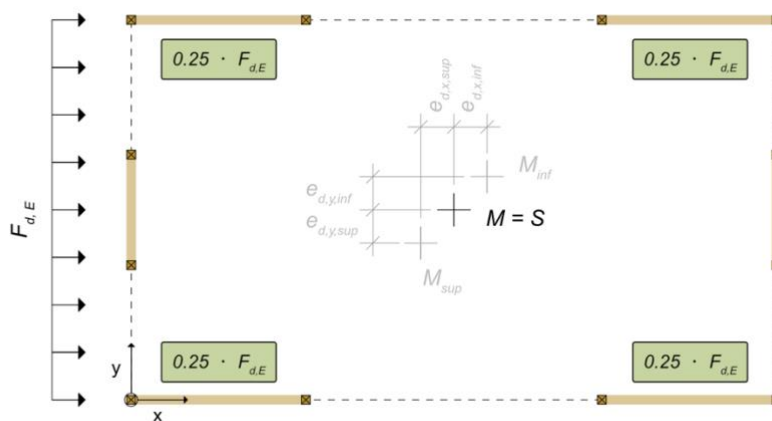


Abb. 4 Verteilung der Erdbebeneinwirkung $F_{d,E}$ auf die einzelnen Wandscheiben eines Stockwerks, ohne Berücksichtigung der Exzentrizitäten $e_{d,sup,x}$, $e_{d,inf,x}$, $e_{d,sup,y}$ und $e_{d,inf,y}$ (Massenzentrum M und Steifigkeitszentrum S identisch).

Abb. 4 zeigt schematisch den symmetrischen Grundriss eines eingeschossigen Gebäudes in Holzrahmenbauweise. Vorausgesetzt werden eine starre Dachscheibe und der identische Aufbau aller Wandscheiben (Ständer, Beplankung, Verbindungen). Massen und Steifigkeiten sind so verteilt, dass die entsprechenden Zentren deckungsgleich sind. Da der Anteil der Schubverformung an der Gesamtverformung bei Holzrahmenwänden dominant ist, kann die Gesamtsteifigkeit der Wandscheiben als proportional zu deren Länge angenommen werden (Geiser et al., 2023). Die resultierende Kraftverteilung lässt sich einfach nachvollziehen. Wird der Einfluss zufälliger Exzentrizitäten vernachlässigt, verteilt sich die Erdbebenkraft gleichmässig auf die vier identischen in X-Richtung angeordneten Wandscheiben. Die Wandscheiben in Y-Richtung werden nicht belastet.

In der Praxis sind derart ideale Bedingungen nur selten anzutreffen. Die Deckenscheibe kann zum Beispiel nicht in jedem Fall als starr betrachtet werden. Oft liegen zudem Wandscheiben unterschiedlicher Konstruktions- und/oder Bauweisen vor, wodurch sich sowohl Steifigkeits-, als auch Massezentrum verschieben können. Diese und weitere Einflüsse führen zu Umlagerungen der Kräfte zwischen den einzelnen Aussteifungselementen und müssen entsprechend berücksichtigt werden.

2.1.3 Bemessung

Die Bemessung der Wandscheiben und ihren Bestandteilen erfolgt gemäss den geltenden Holzbaunormen. Es gilt dabei zu beachten, dass Erdbebenkräfte anders als Windkräfte zu den aussergewöhnlichen Einwirkungen gezählt werden. Aufgrund der sehr kurzen Einwirkungsdauer von Erdbebenstössen, dürfen die Bemessungsfestigkeiten von Holzbauteilen und deren Verbindungen, wie in Gleichung (4) dargestellt, mit dem Beiwert für die Berücksichtigung der Einwirkungsdauer η_t um den Faktor 1.4 erhöht werden (SIA 265, 2021).

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

f_d	<i>Bemessungswert der Festigkeit</i>	$[N/mm^2]$
f_k	<i>Charakteristischer Wert der Festigkeit</i>	$[N/mm^2]$
γ_M	<i>Widerstandsbeiwert</i>	
η_M	<i>Faktor zur Erfassung des Unterschieds zwischen Normversuchs- und Praxisverhältnissen</i>	
η_W	<i>Faktor zur Erfassung des Einflusses der Holzfeuchte</i>	
η_t	<i>Faktor zur Erfassung des Einflusses der Einwirkungsdauer</i>	

Beim Vergleich von Erdbeben- und Windeinwirkungen muss dieser Umstand berücksichtigt werden. Da für die beiden Einwirkungstypen mit unterschiedlichen Bemessungsfestigkeiten gerechnet wird, ist es möglich, dass für den Tragsicherheitsnachweis einer Wandscheibe der Wind massgebend ist, obwohl die Erdbebeneinwirkung grösser ist. Dieser Fall tritt ein, wenn die Erdbebeneinwirkungen weniger als 40 % höher sind, als die Windeinwirkungen (ohne Berücksichtigung von weiteren Einwirkungen). Weiter ist in ein und demselben Tragwerk nicht immer nur eine Einwirkung für jede Wandscheibe massgebend. Es kann durchaus vorkommen, dass für die Bemessung einzelner Wandscheiben die Windeinwirkungen entscheidend sind, während es bei anderen die Erdbebeneinwirkungen sind.

2.2 Tragwerksanalyse mit räumlichen Gebäudemodellen

Das Erstellen von räumlichen Gebäudemodellen für die computergestützte Analyse von Aussteifungssystemen ist in der Regel mit einigem Aufwand verbunden. Richtig aufgebaut, eignen sich die Modelle aber sowohl für die Untersuchung des Einflusses von Windkräften, als auch der Erdbebenkräfte. Zudem ist es möglich, letztere mittels Durchführung von Modalanalysen und dem ASV direkt zu bestimmen. Dabei gilt es aber zu beachten, dass einige der gebräuchlichen FEM-Programme (z.B. Dlubal RFEM5 und RFEM6) diese Analysen nur an linear elastischen Modellen durchführen können. Um brauchbare Resultate zu erhalten, muss das Modell in jedem Fall auf realistischen Steifigkeitsannahmen für Tragelemente, Verbindungen und Verankerungen basieren. In der Praxis gibt es verschiedene Ansätze räumliche Gebäudemodelle zu erstellen. Nicht zuletzt, um die Komplexität und damit den Aufwand zu minimieren, werden in der Regel verschiedene Vereinfachungen vorgenommen. Insbesondere wird sowohl der Einfluss von sekundären Bauteilen als auch jener von vertikal tragenden Elementen, die nicht dem Aussteifungssystem zugeordnet sind, vernachlässigt. Die aussteifenden Elemente (i.e. Wandscheiben) können beispielsweise durch sogenannte Ersatzstäbe abgebildet werden. Die Ersatzstäbe bilden das Verformungsverhalten und damit die Steifigkeit der flächigen Wandscheiben ab, wobei ein linear elastisches Verhalten angenommen wird (vgl. Gleichung (5)).

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

k	<i>Steifigkeit der Wandscheibe</i>	$[N/mm]$
F_H	<i>Horizontale Einwirkung auf die Wandscheibe</i>	$[N]$
u_{tot}	<i>Gesamtverformung der Wandscheibe</i>	$[mm]$

Die Gesamtverformung u_{tot} setzt sich aus den Verformungsanteilen der verschiedenen Wandscheibenbestandteile (Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel, Verformung der Randständer infolge Normalkraft, etc.) zusammen. Sie resultieren aus den Schnittkräften und den damit verbundenen Spannungen, welche in Abb. 5 graphisch dargestellt sind.

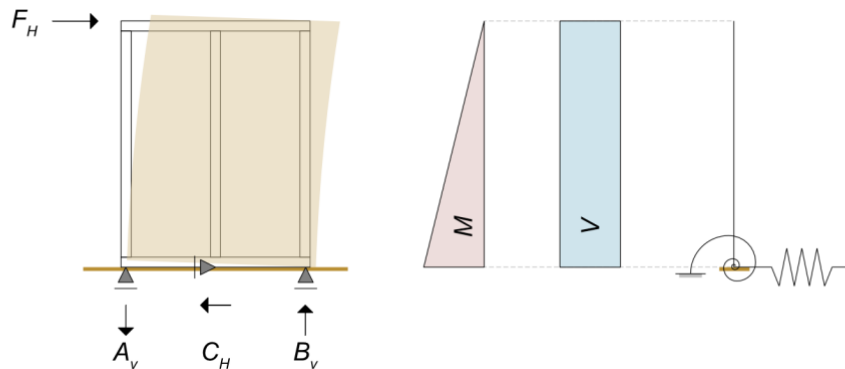


Abb. 5 Schematisch dargestelltes Verformungsbild (links) einer Wandscheibe mit zugehörigem statischem Modell (rechts) und Momenten- bzw. Querkraftverlauf (Mitte). A_v , C_H und B_v sind die aus der Einwirkung F_H resultierenden Auflagerkräfte.

Über den grundlegenden Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung kann ein Ersatzstab mit zugehörigen Ersatzmoduln (E , G) bestimmt werden. Während die Schubsteifigkeit (G) massgeblich vom Verformungsanteil der Beplankung und deren Verbindung mit dem Rahmen beeinflusst wird, hängt die Biegesteifigkeit (E) in erster Linie von der Normalkraftverformung der Randständer ab. Die Nachgiebigkeit der aus den Zugverankerungen entstehenden Einspannung wird in Form einer Rotationsfeder abgebildet, diejenige der Schubverankerung mit einer Linearfeder.

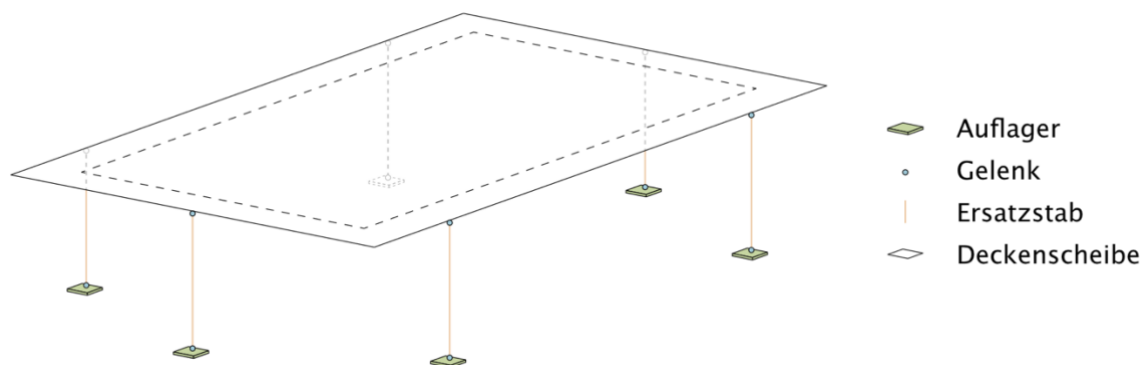


Abb. 6 Beispiel eines räumlichen Tragwerksmodells mit Ersatzstäben, in dem die Steifigkeiten der Verankerungen mit den Gelenkeigenschaften und die Steifigkeiten der Wandscheiben mit den Ersatzstabeigenschaften abgebildet werden.

Wie zuvor bereits erwähnt, werden bei dieser Methode der Modellerstellung diverse Vereinfachungen in Kauf genommen. In der Praxis bedeutet dies, dass die Modelle im Vergleich zu den realen Tragwerken unrealistisch tiefe Steifigkeiten aufweisen. Dadurch fallen Grundschwingzeiten, welche mittels Modalanalyse ermittelt werden, zu hoch aus, was zu einer Unterschätzung der Erdbebenkräfte führt. Eine Möglichkeit, diesem Effekt entgegenzuwirken, besteht darin, das Modell detaillierter auszugestalten, also zusätzliche die Steifigkeit beeinflussende Komponenten zu berücksichtigen. Es ist aber üblicher und einfacher, die Steifigkeit der Ersatzstäbe so lange zu erhöhen, bis die Grundschwingzeiten in einem realistischen Bereich zu liegen kommen. Die linear elastischen Ersatzstäbe und die zugehörigen Federn werden dazu mit einem entsprechenden Faktor X multipliziert. Aus Messungen an bestehenden Gebäuden und Experimenten ergibt sich, dass die verwendete Grundschwingzeit als realistisch betrachtet werden kann, sobald die nachfolgende Bedingung (Gleichung (6)) erfüllt ist (Geiser et al., 2023).

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

$T_{1,est}$	Geschätzte Grundschiwingzeit nach kanadischer Schätzformel (3)	[s]
T_{rechn}	Rechnerische Grundschiwingzeit	[s]

Die Beurteilung von Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit muss anschliessend wieder an einem Modell mit nach geltenden Normen berechneten Steifigkeiten erfolgen. Wurden zur Erhöhung der Steifigkeit (sekundäre) Elemente angesetzt, welche nicht dem eigentlichen Aussteifungssystem zugeordnet sind, müssen diese bei der Bemessung wieder als nicht tragend betrachtet werden (SN EN 1998-1, 2005).

2.3 Das Modell für Wandscheiben mit Öffnungen

Im Rahmen der Forschungen an der BFH wurden Wandscheiben mit Öffnungen untersucht, welche auf verschiedenen Konstruktionsweisen basieren. Variiert wurden dabei auch Anzahl und Grösse der Fensteröffnungen. Die Betrachtungen im Rahmen dieser Arbeit beschränken sich auf eine der untersuchten Varianten aus dem Arbeitspaket 4 des Projekts, welche in der folgenden Abbildung schematisch dargestellt ist (Manser, 2024b).

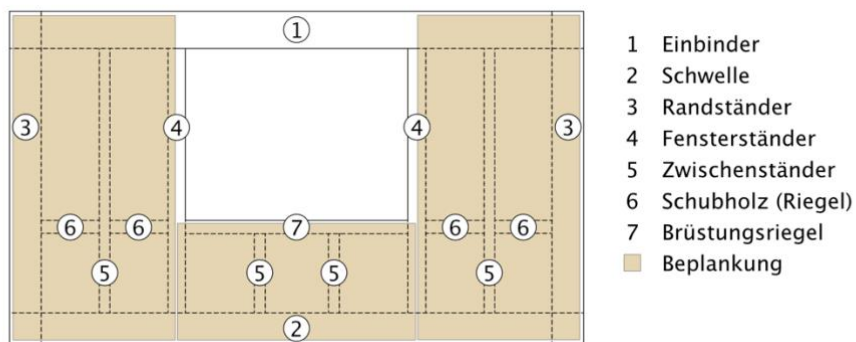


Abb. 7 Konstruktionsweise der im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Wandscheibe, die in den Forschungen an der BFH zur Untersuchung des Tragverhaltens von Wandscheiben mit Öffnungen verwendet wurde (nach (Manser, 2023)).

Das abgebildete Element enthält alle Bestandteile, welche auch in herkömmlichen Wandscheiben vorhanden sind. Zusätzlich ist es mit verstärkenden Schubhölzern (Riegeln) versehen, welche auf Höhe der Fensterbrüstung über die gesamte Länge der Wand verlaufen. Die Einzelteile sind mit verschiedenen Holz-Holz- und Holz-Stahl-Verbindungen miteinander verbunden. Die detaillierten Ausführungspläne des Prüfkörpers sind dem Anhang 1 beigefügt.

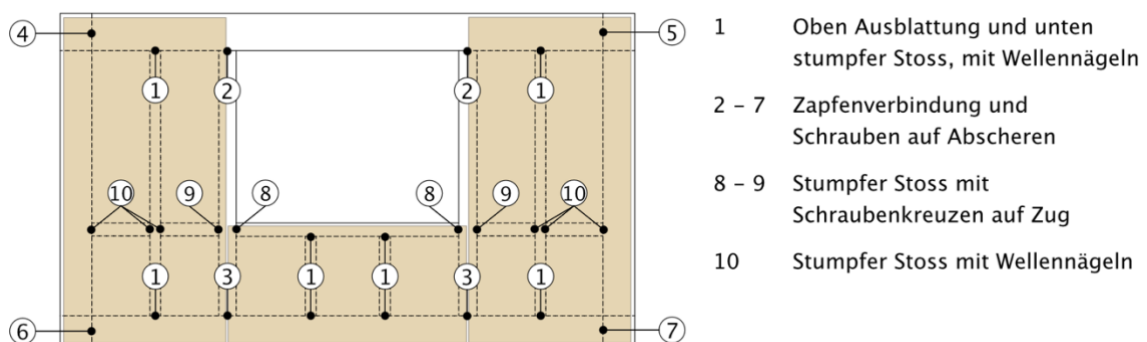


Abb. 8 Nummerierung der einzelnen Verbindungen zwischen den Holzbauteilen mit Angaben zur konstruktiven Ausbildung (nach (Manser, 2024a)).

Das FEM-Modell für die computergestützte Analyse der Wandscheibe (Abb. 9) wurde von Nadja Manser mit der Software RFEM5 der Firma Dlubal erstellt (Dlubal, 2024b). Da Untersuchungen gezeigt haben, dass Wandscheiben mit Öffnungen nicht als Ersatzstäbe abgebildet werden können (Geiser 2024, persönliche Kommunikation), stellt das Modell eine aufwändige und detaillierte Nachbildung des realen Elements dar (Manser, 2024a, 2024b). Die Rahmenbauteile werden als linear elastische Balkenstäbe und die Beplankung als orthotrope linear elastische Flächen modelliert, denen die entsprechenden Materialeigenschaften zugewiesen sind.

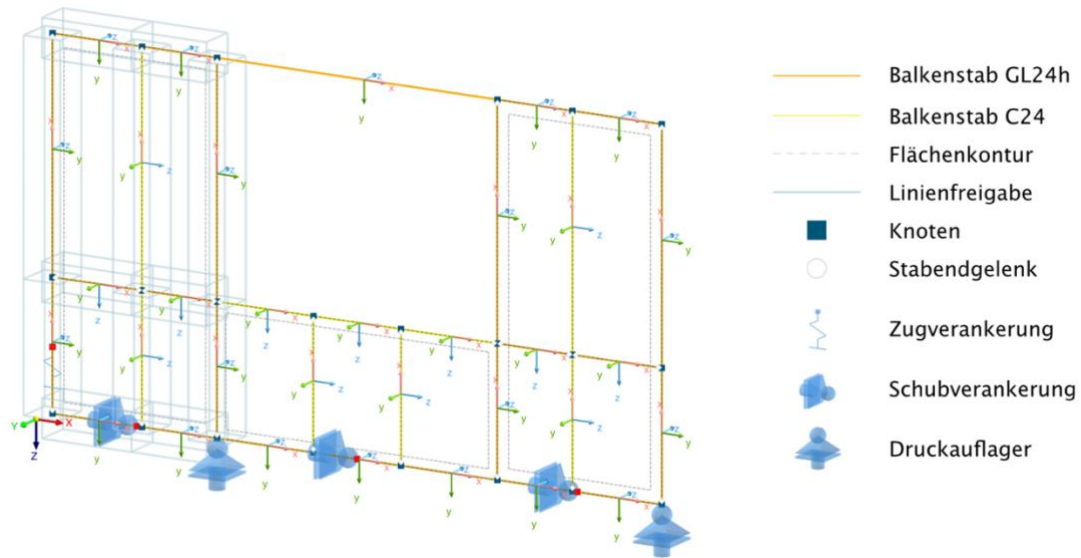


Abb. 9 FEM-Modell aus dem Forschungsprojekt der BFH. Ein Teil der Linienfreigaben ist aus Übersichtsgründen nicht dargestellt. Eigenschaften und Position der Lager entsprechen der Einspannsituation der Prüfkörper auf der Prüfmaschine.

Die in Abb. 8 dargestellten Verbindungen stellen eine entscheidende Besonderheit dar und werden im Modell durch Gelenke repräsentiert. Da sich die einzelnen Verbindungen je nach Belastungsrichtung unterschiedlich verhalten, entstehen dabei nichtlineare Gelenkbedingungen. Zudem wird davon ausgegangen, dass die Gelenke keine Momente übertragen. Um Berechnungsfehler zu vermeiden, werden alle Rotationssteifigkeiten auf 10kNm/rad eingestellt (quasi Null). Die im Forschungsmodell verwendeten translatorischen Verbindungsmittelsteifigkeiten sind in Tabelle 1 zusammengefasst.

Tabelle 1 Steifigkeiten der einzelnen Verbindungen, wobei die von der Belastungsrichtung abhängigen Unterschiede berücksichtigt werden. Die Richtungsangaben entsprechen den lokalen Stabachsensystemen aus Abb. 9 (Manser, 2024a).

Nr.	+ 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

Die Verklammerung der Beplankung wird im Modell durch das Einfügen von sogenannten Linienfreigaben zwischen den Balkenstäben und den Flächen realisiert. Wie der Name andeutet, können dadurch Freiheitsgrade zwischen den entsprechenden Elementen generiert werden. Diesen lassen sich die entsprechenden Steifigkeiten zuweisen, wobei das nichtlineare Verformungsverhalten der Vernagelung berücksichtigt wird. Die Angaben in Tabelle 2 stammen aus Verbindungsmittelversuchen, welche im Rahmen von Forschungen an der BFH durchgeführt wurden. Sie können für die Berechnung des Verhaltens von abweichenden Nagelmustern verwendet werden (Anzahl Reihen, Verbindungsmittelabstand).

Tabelle 2 Kraft-Dehnungs-Verhalten bei einreihiger Verklammerung einer OSB-Platte mittels Klammern des Typs «Haubold, KG 700» mit 1.53 mm Durchmesser, 50 mm Länge und einem Klammerabstand von 40 mm, wobei f die aufgebrachte Kraft und u die daraus resultierende Verformung ist (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

Die Fähigkeit des Modells, das Verhalten der realen Wandscheibe abzubilden, wurde anhand der Verformungseigenschaften untersucht. Dazu wurden die mit Hilfe des Modells berechneten Gesamtverformungen mit den tatsächlichen Verformungen von Prüfkörpern verglichen, welche im Rahmen von Experimenten bis zum Bruch belastet wurden. Aus Abb. 10 geht hervor, dass sich das erarbeitete Modell gut dazu eignet, das Verhalten der realen Prüfkörper unter statischer Belastung abzubilden, bzw. vorherzusagen.

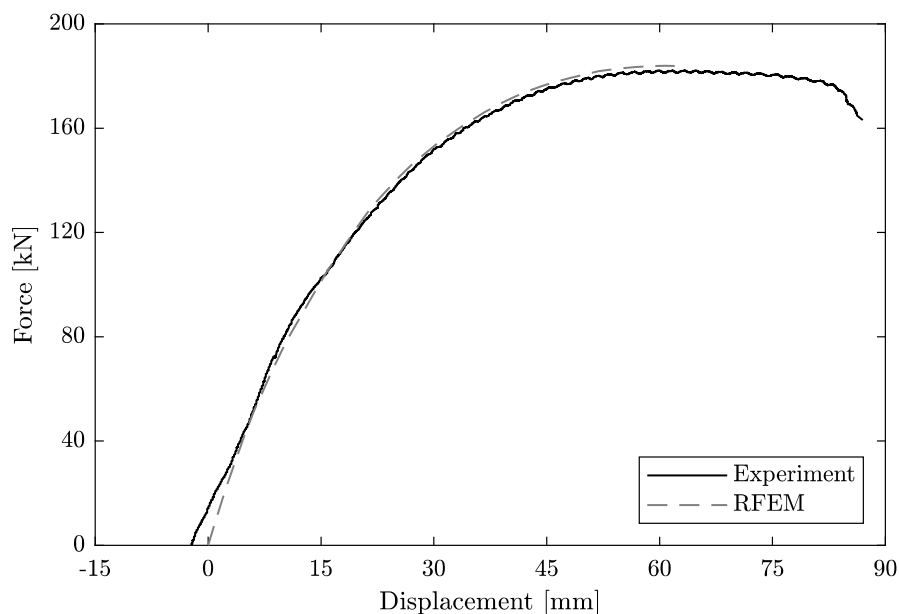


Abb. 10 Kraft-Dehnungsdiagramm zum Vergleich des Verformungsverhaltens von Prüfkörper und FEM Modell (© 2025, Nadja Manser).

Im Hinblick auf dynamische Untersuchungen an dreidimensionalen Tragwerksmodellen ergeben sich dagegen zwei bedeutsame Herausforderungen. Zum einen enthält das Modell eine Vielzahl von Komponenten mit nichtlinearem Verhalten, welches von FEM-Programmen bei der Durchführung von Modalanalysen und ASV in der Regel nicht berücksichtigt werden kann. Zum andern führt die detaillierte Abbildung der Wandscheiben, im Vergleich zu herkömmlichen Herangehensweisen wie dem Ersatzstabverfahren, zu einem beträchtlich höheren Modellierungsaufwand.

2.4 Zusammenfassung der Erkenntnisse

Aus den vorangegangenen Erläuterungen können die folgenden Erkenntnisse abgeleitet werden, welche im Rahmen dieser Arbeit von massgeblicher Bedeutung sind:

- Die Grundlagen der Erdbebenbemessung, die dazu gehörenden Verfahren und gültigen Normen bleiben auch beim Einsatz von Wandscheiben mit Öffnungen gültig.
- Die detaillierte Ausführung der Modelle für Wandscheiben mit Öffnungen ermöglicht eine realistische Abbildung der tatsächlichen Wandsteifigkeiten. Für den Einsatz in dreidimensionalen Tragwerksmodellen scheint es daher sinnvoll die Möglichkeit zu prüfen, Wandscheiben ohne Öffnungen auf dieselbe Weise zu modellieren.
- Die neuartigen Modelle enthalten diverse Komponenten, welche ein nichtlineares Verhalten aufweisen, während gebräuchliche FEM-Programme solches im Rahmen von dynamischen Analysen nicht berücksichtigen können. Es muss daher eine Lösung gesucht werden, um das verwendete Programm für die betroffenen Berechnungen mit den entsprechenden Steifigkeiten der Wandelemente zu versorgen.
- Da die detaillierte Abbildung der Wände zu einer beträchtlichen Erhöhung des Modellierungsaufwands führt ist es wünschenswert, die Erstellung der Modelle bis zu einem gewissen Grad zu automatisieren.

Im Allgemeinen wird der Detaillierungsgrad der dreidimensionalen Modelle deutlich höher ausfallen als dies bei herkömmlichen Herangehensweisen der Fall ist. Da die neuartigen Modelle zusätzlich eine realistische Abbildung der Wandsteifigkeiten ermöglichen, wird davon ausgegangen, dass der in Abschnitt 2.2 beschriebene Effekt von unterschätzten Steifigkeiten abgemindert wird. Trotzdem werden die Modelle immer noch eine Vereinfachung der Realität darstellen. Für allfällige Korrekturen muss daher auch eine Möglichkeit gesucht werden, anhand einer pauschalen Modifikation der Steifigkeit einzelner Wandscheiben die globale Steifigkeit zu erhöhen.

3 Material und Methoden

3.1 Allgemeines Vorgehen

Bei der Aufgabenstellung handelt es sich in erster Linie um eine Machbarkeitsstudie. Da zunächst unklar bleibt, wie die bekannten Herausforderungen bewältigt werden können und welche zusätzlichen Probleme im Verlauf der Untersuchungen auftreten, wird eine schrittweise Herangehensweise gewählt. Die nachfolgende Abbildung stellt den gesamten Prozess graphisch dar.

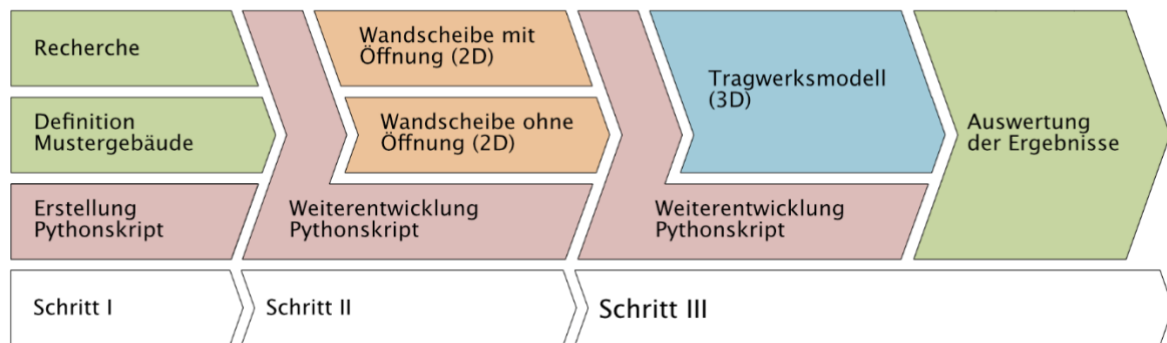


Abb. 11 Arbeitsablauf zur Überprüfung der Anwendbarkeit von Wandscheiben mit Öffnungen in dreidimensionalen Gebäudemodellen.

- i. In einem ersten Schritt werden die Grundlagen erarbeitet. Parallel zu den Recherchetätigkeiten wird ein Pythonskript erstellt, welches die parametrische Erstellung der Wandscheibenmodelle ermöglicht, die im Rahmen des Forschungsprojekts der BFH entwickelt wurden. Dieses Hilfsmittel soll die weiteren Arbeiten vereinfachen und beschleunigen. Zusätzlich wird ein Mustergebäude definiert, welches als Versuchsobjekt für die Untersuchungen in den folgenden beiden Schritten dient.
- ii. Im zweiten Schritt wird je ein Modell einer Wandscheibe mit bzw. ohne Öffnung generiert. Das erste Modell dient dazu, die technische Durchführbarkeit von Modalanalysen und Antwortspektrenverfahren zu überprüfen. Das zweite Modell soll zeigen, ob herkömmliche Wandscheiben nach demselben Prinzip modelliert werden können, wie jene mit Öffnungen. Auf Grundlage der Testmodelle können, wenn nötig, Anpassungsmöglichkeiten geprüft werden.
- iii. Im dritten Schritt wird ein 3D-Modell des Mustergebäudes erstellt. Mit Hilfe des Modells soll eine Tragwerksanalyse durchgeführt werden, um zu beweisen, dass und wie das neuartige Wandscheibenmodell für dynamische Analysen an räumlichen Gebäudemodellen verwendet werden kann. Zuletzt werden die erlangten Daten und Erkenntnisse aufbereitet und dokumentiert.

3.2 Mustergebäude

3.2.1 Struktur und Objektinformationen

Um die spätere Analyse zu vereinfachen und möglichst eindeutige Erkenntnisse gewinnen zu können, wurde für das Mustergebäude bewusst ein einfacher Grundriss gewählt. Die Gebäudestruktur basiert auf dem Anwendungsbeispiel 10.4 der technischen Dokumentation "Erdbebengerechte Holzbauten" (Geiser et al., 2023). Bei dem supponierten Objekt handelt es sich um einen zweigeschossigen Doppelkindergarten von 15 m Länge und 9 m Breite. Die rechnerische Geschosshöhe beträgt 2.885 m, woraus sich die Gesamthöhe des Gebäudes zu 5.77 m ergibt. Die vertikalen Tragwerkselemente werden in Holzrahmenbauweise ausgeführt, für die Geschosdecke und das begrünte Dach ist eine Rippenkonstruktion vorgesehen. Alle Elemente des Aussteifungssystems sind gut belüftet und beheizt (Holzfeuchte $9 \pm 3 \%$, Beiwert für die Erfassung des Einflusses der Holzfeuchtigkeit $\eta_w = 1.0$).

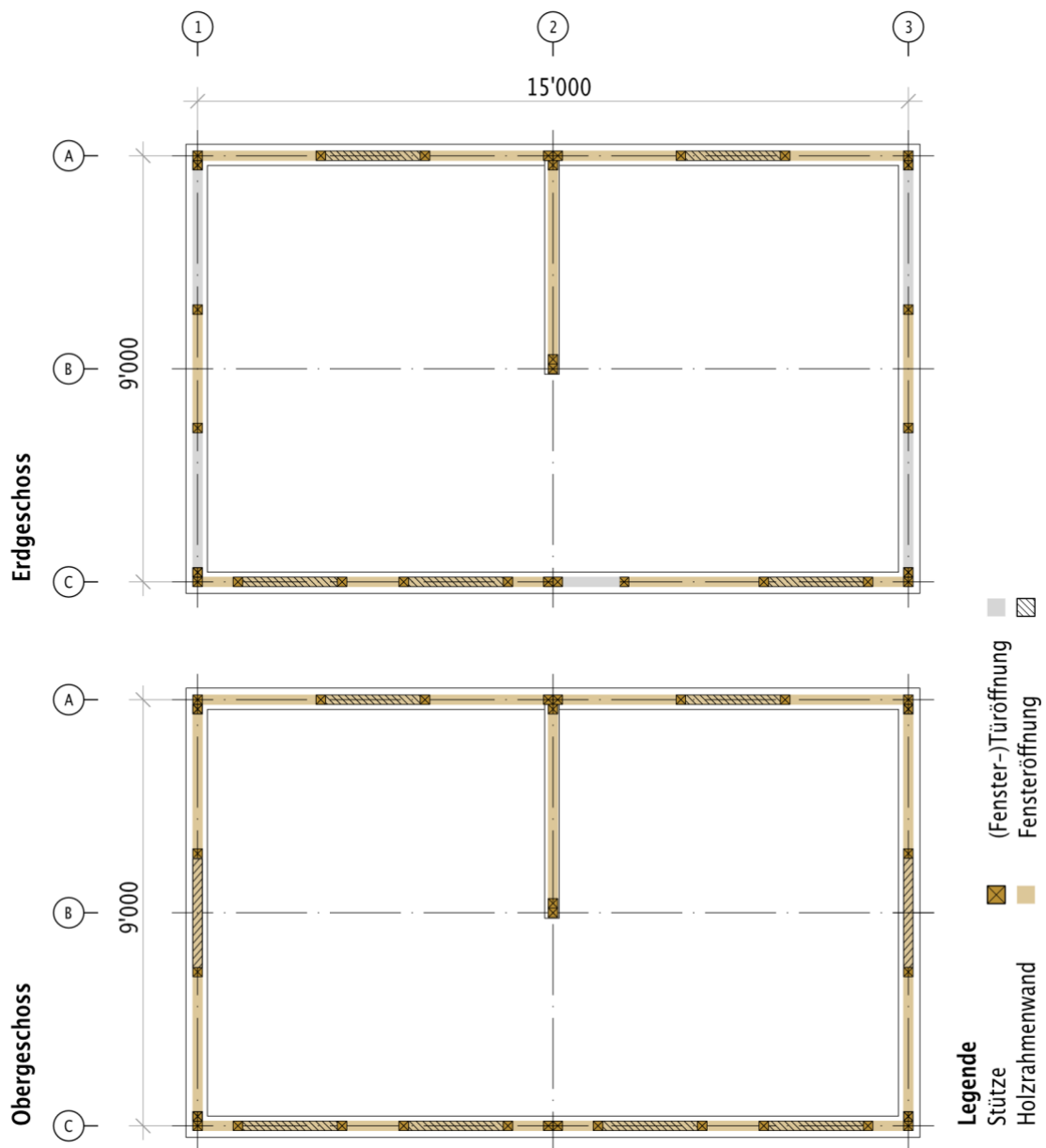


Abb. 12 Schematischer Grundriss von Erd- und Obergeschoss des zweistöckigen Mustergebäudes.

Abb. 12 zeigt schematisch die Grundrisse des Mustergebäudes im Erd- und Obergeschoss. Die dunkelbraun gezeichneten Stützen, stellen Rand- und Fensterständer der Holzrahmenwände dar. Die Wände sind hellbraun hervorgehoben. Die grauen Bereiche bezeichnen Wandsegmente mit raumhohen Türen bzw. Fenstertüren, welche nicht zur Aussteifung verwendet werden können. In den schraffierten Zonen sind Fenster vorgesehen. Die Aussenwände auf den Achsen 1 und 3 sind geschossweise identisch. Die längsseitig angeordneten Wände (Achsen A und C) unterscheiden sich in der Anzahl Fenster. Zudem ist im Erdgeschoss auf Achse C die Eingangstüre vorgesehen. Detailliertere Grundrisspläne sind Anhang 2 beigefügt.

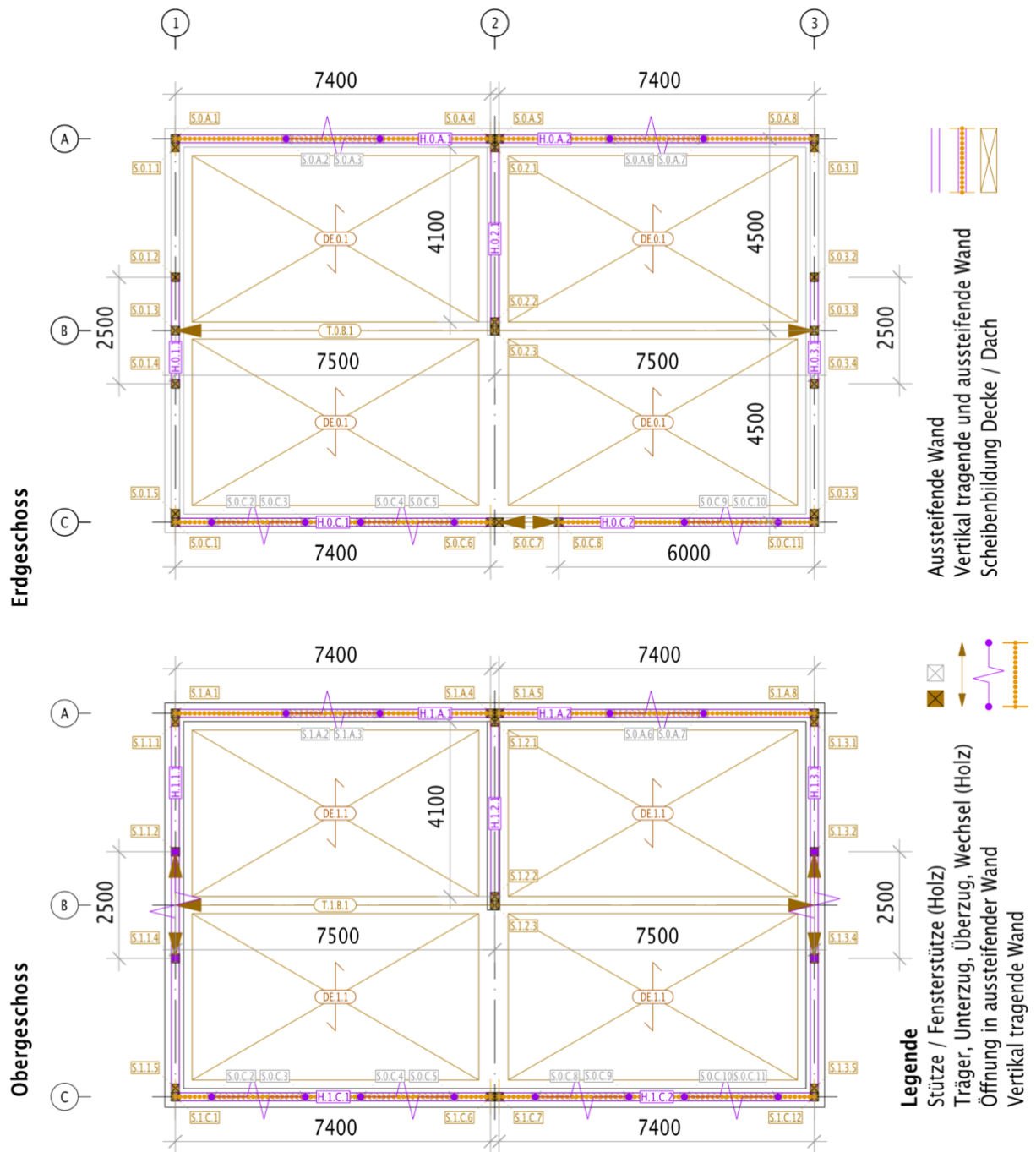


Abb. 13 Tragwerkskonzept für das zweistöckige Mustergebäude.

Abb. 13 zeigt das Tragwerkskonzept für das Mustergebäude. Vermasst sind die Längen der Wandscheiben sowie die Spannweite der Deckenelemente. Geschosdecke und Dach spannen in Gebäudequerrichtung und sind auf den entsprechenden Aussenwänden (Achsen A und C), bzw. Unterzügen in der Mitte des Gebäudes (Achse B) aufgelagert. Die Lasten aus dem Unterzug im Erdgeschoss werden über Stützen direkt in die Fundation geleitet. Im Obergeschoss liegen die äusseren Auflager des Unterzugs über Fensteröffnungen, weshalb sie mit den Fensterstützen abgefangen werden müssen. Eine detailliertere Darstellung des Tragwerkskonzepts ist dem Anhang 2 beigefügt.

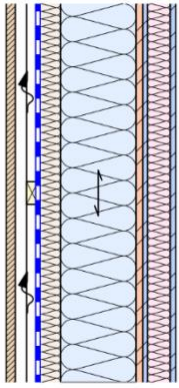
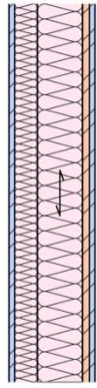
Die für die Berechnungen zusätzlich erforderlichen standort- und objektspezifischen Informationen sind in der nachfolgenden Tabelle zusammengefasst. Die Kombination der Angaben ist in sich schlüssig, was bedeutet, dass sie in einem realen Bauprojekt tatsächlich auftreten kann (zum Beispiel Region Aarberg BE).

Tabelle 3 Objekt- und standortspezifische Informationen für die Bemessung des Tragwerks.

Typ	Wert	Bemerkung
Erdbebenzone	Z1 b	
Baugrundklasse	E	
Bauwerksklasse	II	
Tragwerkstyp	D ($q = 1.5$)	Nicht duktiler Tragwerksverhalten
Referenzstaudruck	0.9 kN/m^2	
Geländekategorie	III	
Bezugshöhe	450 m	
Nutzlast Decken	Kat. B (3 kN/m^2)	
Nutzlast Dach	Kat. H (0.4 kN/m^2)	

Als Basis für die weiteren Berechnungen dienen zudem die nachfolgend abgebildeten Wand-, Decken- und Dachaufbauten. Zur Plausibilisierung dieser Annahmen wurde eine statische Vorbemessung mit Hilfe der Holzbautabellen (Lignum HBT 1, 2021) und eine Überprüfung des Feuerwiderstands nach der technischen Dokumentation "Bauteile in Holz – Decken, Wände und Bekleidungen mit Feuerwiderstand" (Frangi et al., 2017) durchgeführt. Die entsprechenden Nachweise sind zusammen mit den detaillierten Bauteilaufbauten Anhang 3 und Anhang 4 beigefügt.

Tabelle 4 Aufbau der gewählten Wandbauteile mit Angaben zu Materialisierung und Dimensionierung der statisch wirksamen Schichten.

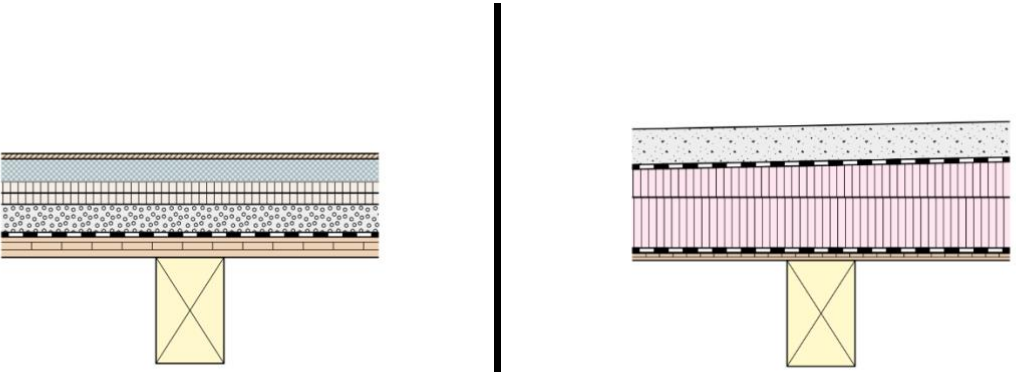
	
Aussenwand (aussteifend)	Innenwand (aussteifend)
Ständer, C24 80 mm / 200 mm	Ständer, C24 80 mm / 120 mm
Beplankung, OSB3 18 mm	Beplankung, OSB3 18 mm

Die Ausführung der aussteifenden Wände ist für die Bemessung des Aussteifungssystems von grosser Bedeutung. Neben den Rippen und der Beplankung, gehören zu den statisch wirksamen Bauteilen Randständer, Schwelle und Einbinder. Bei Wandscheiben mit Öffnungen kommen zusätzlich die Fensterständer, die Schubhölzer und der Brüstungsriegel hinzu. Material und Dimension dieser Bauteile können von Wandscheibe zu Wandscheibe variieren und werden deshalb in den Kapiteln 4.1 bis 4.3 genau definiert. Die folgenden Voraussetzungen werden jedoch für alle aussteifenden Innen- und Aussenwände als gegeben betrachtet:

- Alle Wandscheiben sind mit einer einseitigen statischen Beplankung versehen.
- Die Beplankung wird ohne horizontale Stösse über die gesamte Geschosshöhe geführt.
- Die vertikalen Plattenstösse liegen immer auf einem Ständer.
- Der Abstand der Verbindungsmittel an den Plattenrändern ist umlaufend konstant.

Geschossdecke und Dach des Gebäudes werden als Scheiben ausgebildet, damit sie die horizontalen Einwirkungen zu den vertikalen Wandscheiben leiten können. Es gilt bei der Tragwerksanalyse zu berücksichtigen, dass die gewählten Konstruktionsweisen zu verhältnismässig weichen Scheiben führen. Die Aufbauten werden im Folgenden dazu verwendet, die Masse des Gebäudes korrekt zu bestimmen.

Tabelle 5 Aufbau der gewählten Dach- und Deckenbauteile mit Angaben zu Materialisierung und Dimensionierung der statisch wirksamen Schichten.



Decken (-scheibe)	Dach (-scheibe)
Balkenlage, C24 180 mm / 280 mm	Balkenlage, C24 160 mm / 260 mm
Sekundärtragschicht, 3S-Platte 60 mm	Sekundärtragschicht, 3S-Platte 27 mm

3.2.2 Einwirkungen

Aus den vorgängig beschriebenen Grundlagen lassen sich die Lasten und weiteren Einwirkungen bestimmen, welche für die Bemessung des Tragwerks massgebend sind. Aus Gründen der Übersichtlichkeit wird auf die Darstellung von einzelnen Berechnungsschritten verzichtet. Die entsprechende Dokumentation ist dem Anhang 4 beigefügt.

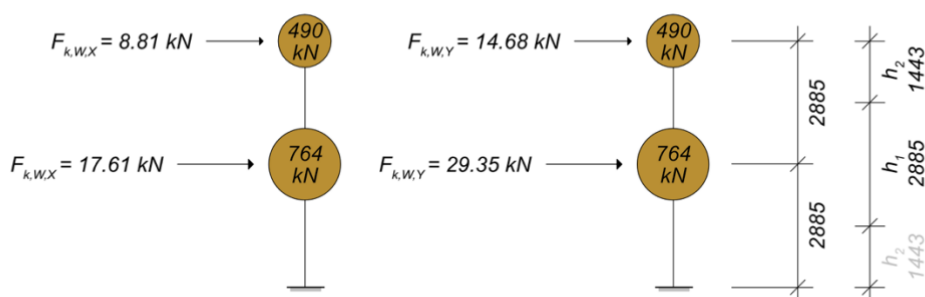


Abb. 14 Graphische Darstellung der Stockwerkmassen (braun dargestellt) und der Windeinwirkungen $F_{k,W,X}$ und $F_{k,W,Y}$, berechnet in Bezug auf die Einflussbreiten h_1 bzw. h_2 der beiden Geschosse.

Eigengewicht und Auflast der Bauteile ergeben sich aus der Lastsumme der einzelnen Schichten. Die Berechnung der untenstehenden Werte basiert auf Anhang A der SIA 261 und Herstellerangaben.

Tabelle 6 Ständige Flächenlasten der einzelnen Bauteile, wobei $g_{k,E}$ das Eigengewicht, $g_{k,A}$ die Auflast und Σg_k die Summe aus Eigengewicht und Auflast ist.

Bauteil	$g_{k,E}$ [kN/m ²]	$g_{k,A}$ [kN/m ²]	Σg_k [kN/m ²]
Aussenwand	0.25	0.72	0.97
Innenwand	0.19	0.53	0.72
Geschossdecke	0.70	3.00	3.70
Dach	0.47	2.62	3.09

Zusammen mit dem quasi-ständigen Anteil der Nutzlast (Schneelast, vertikale Windeinwirkungen und Nutzlast der Kat. H entfallen im vorliegenden Fall (SIA 260, 2013)) und den in Abb. 14 dargestellten Einflussbreiten lassen sich daraus die für die Erdbebenbemessung massgebenden Geschosslasten ermitteln. Dabei werden in der Teilsumme der ständigen Lasten auch Eigengewicht und Auflast der Aussen- bzw. Innenwände berücksichtigt.

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

$Q_{d,i}$	Summe der ständigen und quasiständigen Lasten pro Geschoss i	[kN]
$G_{k,i}$	Charakteristischer Wert der ständigen Einwirkung	[kN]
ψ_2	Reduktionsbeiwert für quasi-ständige Lastanteile	
$Q_{k,i}$	Charakteristischer Wert der veränderlichen Einwirkung	[kN]

Tabelle 7 Geschosslasten für die Ermittlung der Erdbebeneinwirkungen gerundet auf kN, wobei ΣG_k die Teilsumme der Ständigen Lasten $\Sigma \psi_2 \cdot Q_k$ die Teilsumme der quasi-ständigen Lasten und Q_d die auf den jeweiligen Geschossübergang zusammengefasste Gesamtlast ist.

Stockwerk	ΣG_k [kN]	$\Sigma \psi_2 \cdot Q_k$ [kN]	Q_d [kN]
Erdgeschoss	642	122	764
Dachgeschoss	490	0	490

Die Berechnung der zu erwartenden Windkräfte erfolgt auf Basis der SIA 261 wobei die benötigten Kraft- und Druckbeiwerte der Tabelle 31 (Anhang C) entstammen (SIA 261, 2020). Für die Bemessung des Aussteifungssystems muss dabei die maximale Gesamteinwirkung auf das Gebäude bestimmt werden. Dazu reicht es aus, die globalen Windkräfte unter einem Anströmwinkel von 0° bzw. 90° zu ermitteln. Je nach Ausbildung des Modells, wird zusätzlich die Aufteilung der Gesamtkraft in eine Druck- und Zugkomponente erforderlich, welche auf die entsprechenden, einander jeweils gegenüberliegenden Fassaden einwirken.

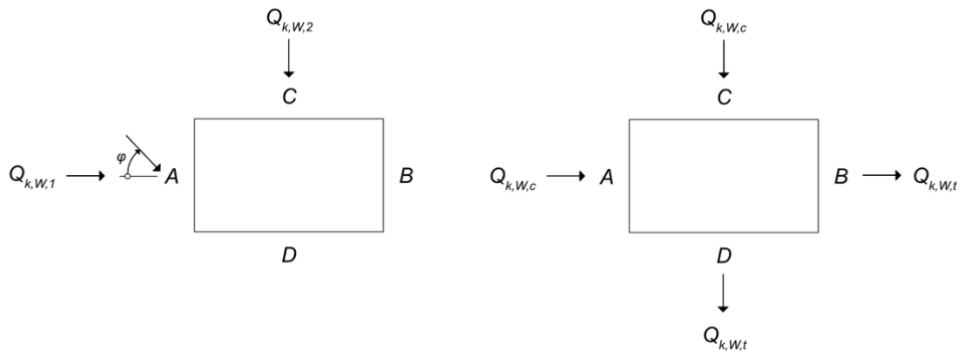


Abb. 15 Einwirkung von Windkräften auf das Mustergebäude, wobei $Q_{k,W,1}$ und $Q_{k,W,2}$ die globalen Windkräfte unter 0° bzw. 90° Anströmwinkel und $Q_{k,W,c}$ bzw. $Q_{k,W,t}$ die in Zug- und Druckkräfte aufgeteilten Windkräfte sind (nach (SIA 261, 2020)).

Die Aufteilung der Windkräfte erfolgt entsprechend der lokalen Druckbeiwerte, die den jeweiligen Fassaden zugeteilt sind. Die Ergebnisse der Windkraftberechnung werden in der nachfolgenden Tabelle zusammengefasst und sind sinngemäss auch in gespiegelter Anordnung gültig (Einwirkung auf Teilfläche B bzw. D).

Tabelle 8 Zusammenfassung der globalen charakteristischen Windkräfte und Aufteilung der Kräfte in Zug- und Druckkomponenten wobei c_{f1} und c_{f2} die globalen Kraftbeiwerte, $c_{pe,c}$ und $c_{pe,t}$ die lokalen Druckbeiwerte, $q_{k,W}$ bzw. $Q_{k,W}$ die globalen Windkräfte sind.

φ	Globale Windkräfte						Zug- und Druckkomponente					
	c_{f1}	$q_{k,W}$ [kN/m ²]	$Q_{k,W}$ [kN]	c_{f2}	$q_{k,W}$ [kN/m ²]	$Q_{k,W}$ [kN]	$c_{pe,c}$	$q_{k,W,c}$ [kN/m ²]	$Q_{k,W,c}$ [kN]	$c_{pe,t}$	$q_{k,W,t}$ [kN/m ²]	$Q_{k,W,t}$ [kN]
0°	0.95	0.68	35.21	-	-	-	0.7	0.50	25.95	-0.25	0.18	9.27
90°	-	-	-	0.95	0.68	58.69	0.7	0.50	43.25	-0.25	0.18	15.44

Zusammen mit der Einflussbreite aus Abb. 14 können mit Hilfe von Gleichung (8) die Windkräfte auf die Stockwerke verteilt werden.

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

$Q_{k,W,i}$	Charakteristischer Wert der Windkraft am Geschoss i	[kN]
$Q_{k,W}$	Charakteristischer Wert der globalen Windlast	[kN]
h_{Geb}	Gesamthöhe des Gebäudes	[m]
h_i	Einflussbreite des Geschosses i	[m]

Tabelle 9 Geschossweise charakteristische Windkräfte und Aufteilung der Kräfte in Zug- und Druckkomponente, wobei $Q_{k,W}$ die globalen Windkraft(-anteile) sind.

φ	Globale Windkräfte		Zug- und Druckkomponente			
	$Q_{k,W,EG}$ [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°	17.61	8.81	12.97	4.64	6.49	2.32
90°	29.35	14.68	21.63	7.72	10.81	3.86

3.3 RFEM6

Für die computergestützte Tragwerksanalyse wird das FEM-Programm RFEM6 der Firma Dlubal verwendet (Dlubal, 2024c). Es handelt sich dabei um den Nachfolger von RFEM5, welches im Rahmen des Forschungsprojekts der BFH verwendet wird. Die Wahl des Programms wird im Rahmen der vorliegenden Machbarkeitsstudie als sinnvoll erachtet, weil es einen grossen Umfang an Funktionen enthält. Zusätzlich wird es in der Lehre an der BFH verwendet und ist auch in vielen Schweizer Ingenieurbüros anzutreffen.

3.4 Pythonskript

Um die Modellierung einfacher zu gestalten und zu automatisieren, wurde die Programmiersprache Python ausgewählt. Python ist eine plattformunabhängige höhere Programmiersprache (Python software foundation, 2025). Sie ist insbesondere auch in der Wissenschaft weit verbreitet und es existiert eine grosse Anzahl von Bibliotheken (Sammlungen von vorgefertigten Programmfunktionen). Eine solche wird auch von der Firma Dlubal zur Verfügung gestellt (Dlubal, 2022). Sie ermöglicht das Automatisieren der Erstellung und Bearbeitung von FEM-Modellen und ist daher für den hier vorgesehenen Einsatz geeignet. Zusätzlich zur Programmiersprache Python wurde das Dateiformat JSON (JavaScript Object Notation) für das Speichern von Modellinformationen verwendet (JSON, 2025). Das im Rahmen dieser Arbeit entstandene Python-Skript ermöglicht die parametrische Erzeugung von Wandscheiben- und Deckenmodellen und deren Platzierung in einem dreidimensionalen Tragwerksmodell. Es ist als Hilfsmittel für die Durchführung der hier vorgestellten Untersuchungen zu betrachten und erhebt keinen Anspruch an die Einsetzbarkeit in einem privatwirtschaftlichen Umfeld. Das Skript funktioniert nach dem Prinzip der objektorientierten Programmierung (Sweigart, 2022), wobei die folgenden Elemente als Objekte betrachtet werden:

- Holzrahmenwände
- Wandscheibenkonfiguration
- Deckenscheiben
- RFEM-Elemente (Balkenstäbe, Flächen, etc.)
- RFEM-Typen (Stabendgelenke, Linienfreigabetypen, Materialien, etc.)
- 3D-Gebäudemodelle

Für jeden Objekttyp wurde eine sogenannte Klasse definiert. Die Klassen (oder Typen) können im übertragenen Sinn als Bauplan für die Objekte betrachtet werden. Sie beschreiben die Eigenschaften, welche alle Objekte desselben Typs gemeinsam haben. Zusätzlich enthalten sie die Funktionen für die Berechnung bzw. Veränderung dieser Eigenschaften. Abb. 16 stellt das Zusammenspiel der einzelnen Klassen und damit die Funktionsweise des gesamten Skripts graphisch dar.

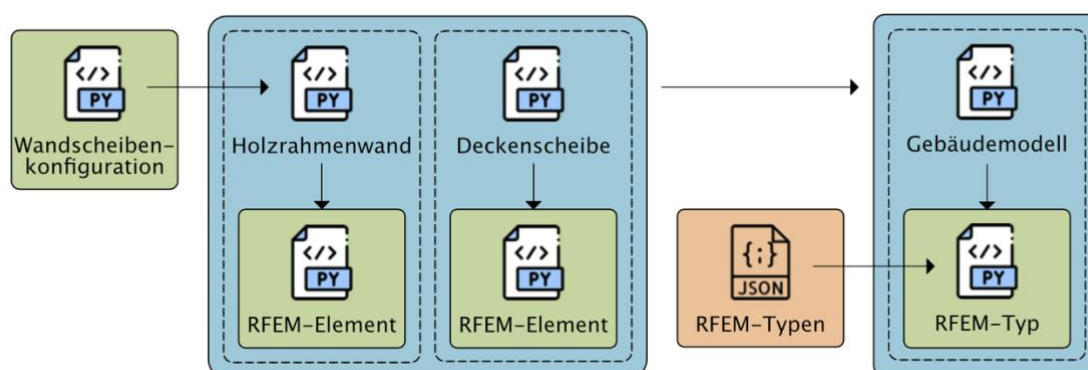


Abb. 16 Funktionsweise des Python-Skripts zum automatisierten Erstellen von räumlichen Gebäudemodellen.

In einem ersten Schritt wird die benötigte Anzahl von Objekten der Klasse Wandscheibe generiert. Dazu ist die Eingabe der jeweiligen Parameter erforderlich, wobei es sich im Wesentlichen um geometrische Eigenschaften wie Länge, Höhe, Position und Grösse von Öffnungen etc. handelt. Durch die Definition und Übergabe eines Objekts der Klasse Wandscheibenkonfiguration können

Materialisierung und Verbindungsmittel definiert werden. Auf dieselbe Weise wird mit den Deckenscheiben verfahren. Auf Grundlage der Parameter werden nun die individuellen Geometrien der einzelnen Bauteile berechnet und die Informationen für die Erzeugung der entsprechenden RFEM-Elemente generiert. Diese werden in Objekten der Klasse RFEM-Element gespeichert.

```
# 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")
```

Abb. 17 Pythoncode für die Definition der Wandscheiben eines dreidimensionalen Tragwerksmodells.

Im zweiten Schritt wird ein Objekt der Klasse Gebäudemodell erstellt. Diesem werden die bereits vorhandenen Objekte der Klassen Holzrahmenwand und Deckenscheibe bei gleichzeitiger Angabe von Position und Orientierung übergeben. Dabei wird automatisch dafür gesorgt, dass jedes RFEM-Element im Gesamtmodell eine eindeutige Nummer hat. Gleichzeitig wird bestimmt, welche RFEM-Typen im Modell benötigt werden. Die nötigen Informationen sind in einer JSON-Datei gespeichert, die als Bauteilbibliothek fungiert.

```
# 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()
```

Abb. 18 Pythoncode für die Generierung eines dreidimensionalen Tragwerksmodells und die Erzeugung der benötigten Lastfälle bzw. Lastkombinationen.

Zuletzt übermittelt das Objekt der Klasse Gebäudemodell sämtliche Daten an RFEM6, welches das FEM-Modell entsprechend aufbaut. Da sich die Python-Bibliothek von Dlubal in Entwicklung befindet, muss das so entstandene Modell im Anschluss genau überprüft werden. Zudem müssen die Verbindungen zwischen Wand- und Deckenscheiben manuell hinzugefügt werden (vgl. Kapitel 4.3.1).

4 Modellierung, Resultate und Diskussion

4.1 Einzelne Wandscheibe mit Öffnung

Ziel der in diesem Kapitel beschriebenen Untersuchungen ist es, die Durchführbarkeit von dynamischen Analysen (Modalanalyse, Antwortspektrenverfahren) am Wandscheibenmodell aus dem Forschungsprojekt der BFH nachzuweisen. Zunächst werden die relevanten Eigenschaften des Modells sowie der Ablauf der Untersuchungen beschrieben. Anschliessend folgen die Zusammenfassung der Resultate und deren Beurteilung. Zusätzliche Informationen zum Modell und den Resultaten können dem RFEM-Ausdruckprotokoll entnommen werden, das dem Anhang 5 beigefügt ist.

4.1.1 Modell

Das verwendete Modell (Abb. 19) bildet eine in Längsrichtung symmetrische Wandscheibe von 5 m Länge und 2.34 m Höhe ab und wurde mittels Pythonskript generiert. Die Fensteröffnung hat eine Grösse von 1.92 m · 1.5 m. Das Sprungmass a von Zwischenständer zu Zwischenständer beträgt 0.625 m, wobei im Bereich der Fensteröffnungen sichergestellt wurde, dass ein Mindestachsabstand von $0.5 \cdot a$ eingehalten wird. Neben der grösseren Länge weicht die hier untersuchte Wandscheibe in zwei weiteren Punkten von der Geometrie des Forschungsmodells ab. Die Position der Knoten liegt nicht im Schwerpunkt der Verbindungsmittel, sondern ist vereinfachend im Schwerpunkt der Bauteilquerschnitte festgelegt. Zudem werden die Platten der Beplankung (Standardbreite 2.5 m) bei den Fensterpfosten nicht unterbrochen, sondern ausgeschnitten, was einer üblichen Methode bei der Herstellung von physischen Wandelementen entspricht.

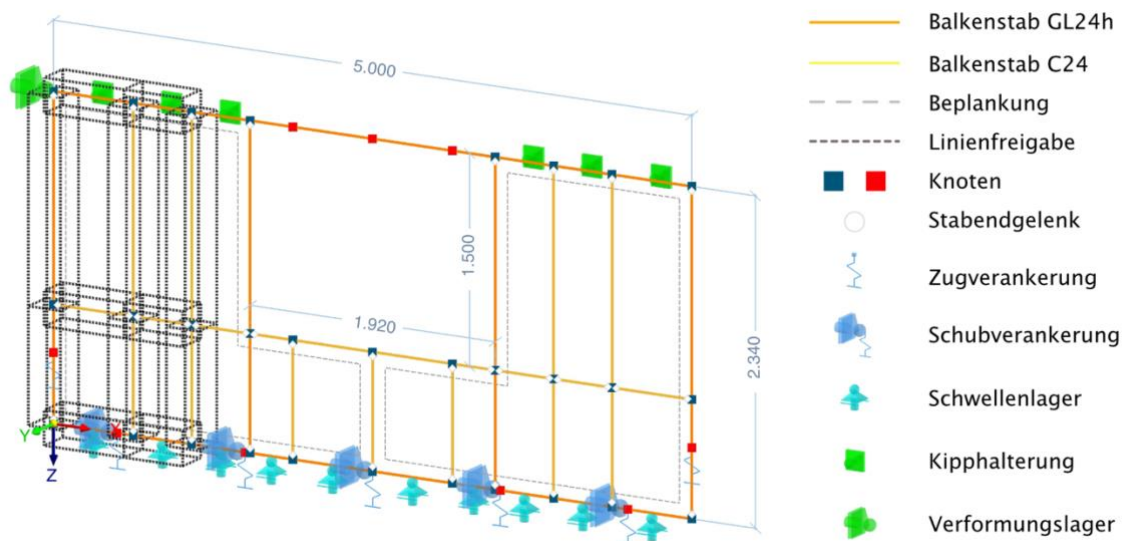


Abb. 19 FEM-Modell der einzelnen Wandscheibe mit Öffnung zur Untersuchung der Durchführbarkeit von dynamischen Analysen (Masse in m). Teile der Linienfreigaben wurden aus Darstellungsgründen ausgeblendet.

Gesamthaft betrachtet sind die geometrischen Abweichungen des verwendeten Modells im Vergleich zum Forschungsmodell klein. Dimensionen und Materialisierung der Einzelteile (Tabelle 10) sowie Art und Ausbildung der Bauteilverbindungen wurden deshalb unverändert aus diesem übernommen. Die Befestigung der Beplankung wurde vereinheitlicht und erfolgt flächendeckend mittels einreihiger Verklammerung, wobei der Verbindungsmittelabstand 40 mm beträgt. Die zur Definition der Gelenke verwendeten Federsteifigkeiten entsprechen den Angaben in Tabelle 1 und Tabelle 2.

Tabelle 10 Querschnitte und Materialisierung der einzelnen Bauteile.

Bauteilname	Material	Querschnitt / Dicke [mm]
Einbinder	GL24h	200 / 300
Schwelle		200 / 200
Randständer		200 / 200
Fensterständer		140 / 200
Zwischenständer		80 / 200
Schubholz (Riegel)	C24	60 / 200
Fensterbrüstung		60 / 200
Beplankung	OSB3	18

Die Auflagerbedingungen wurden einer realen Einbausituation angepasst. Die Schwelle liegt auf einem durchgehenden Linienlager auf, das unter Zugbelastung ausfällt. Schub- und Zugverankerung erfolgen durch mit Rillennägeln befestigten Stahlblechen, die mittels Knotenlagern abgebildet sind. Die Berechnung der entsprechenden Verschiebungsmoduln (Gleichung (9) bzw. (10)) erfolgt gemäss Holzbaunorm (SIA 265, 2021). Da das Verformungsverhalten der Wandkonstruktion untersucht werden soll, muss gewährleistet werden, dass die Verankerungsmittel im Vergleich zu dieser im ganzen Belastungsspektrum eine grössere Steifigkeit aufweisen und nicht zu fließen beginnen. Aus dieser Bedingung ergeben sich Konstruktion und Anzahl der Verankerungsmittel.

$$K_{ser,0} = 120 \cdot d^{1.7} \tag{9}$$

$$K_{ser,90} = 60 \cdot d^{1.7} \tag{10}$$

$K_{ser,0}$	Verschiebungsmodul eines einzelnen Nagels in einer einschnittigen Holz-Stahlverbindung (Faserlastwinkel 0°)	[N/mm]
$K_{ser,90}$	Verschiebungsmodul eines einzelnen Nagels in einer einschnittigen Holz-Stahlverbindung (Faserlastwinkel 90°)	[N/mm]
d	Nageldurchmesser	[mm]

Tabelle 11 Ausbildung der Schub- und Zugverankerungen mit zugehörigen Verschiebungsmoduln, wobei d der Nageldurchmesser, n die Anzahl Nägel und K_{ser} der Verschiebungsmodul parallel bzw. senkrecht zur Faserrichtung ist.

Verankerungstyp	d [mm]	n [Stk.]	$K_{ser,0}$ [kN/mm]	$K_{ser,90}$ [kN/mm]
Schubverankerung	4	30	38.0	19.0
Zugverankerung	4	40	50.7	-

Vereinfachend wird angenommen, dass die Zugverankerungen keine horizontalen Kräfte aufnehmen. Zusätzlich wird die Verbindung zwischen den Verankerungsmitteln und dem Untergrund als starr betrachtet. Die Linienlager am oberen Ende der Wandscheibe sorgen dafür, dass diese gegen Kippen gehalten ist. Das Knotenlager in der linken oberen Ecke (Verformungslager) dient modellierungstechnischen Zwecken und beeinflusst die Wirkungsweise der Wandscheibe nicht. Die genaue Funktion des Lagers ist im folgenden Abschnitt beschrieben.

4.1.2 Ablauf der Untersuchungen

Auch die Software RFEM6 kann das nichtlineare Verformungsverhalten von Bauteilen und Verbindungen im Rahmen von dynamischen Analysen nicht berücksichtigen. Mit Hilfe von sogenannten Anfangszuständen kann das Modell aber gezielt in einen genau definierten Ausgangszustand versetzt werden, der für die weiteren Berechnungen verwendet wird (Dlupal, 2023). Im Fall der Wandscheiben wird dazu eine horizontale Einzellast auf die Wandscheibe aufgebracht. Für die darauffolgende dynamische Analyse werden die Steifigkeiten der einzelnen Modellelemente im verformten Zustand eingefroren und fortan als linear verlaufend betrachtet. Je nach Ausprägung der aufgetragenen Einzellast kann so die Steifigkeit der Wandscheibe für die dynamischen Analysen festgelegt werden. Die Untersuchungen zielen darauf ab, die allgemeine Anwendbarkeit des Konzepts der Anfangszustände auf das Forschungsmodell zu überprüfen. Sie werden in vier aufeinanderfolgenden Schritten durchgeführt:

- i. Um das Schwingverhalten der Wandscheibe zu ermitteln, wird diese mit einer realistischen Masse belastet. Diese ergibt sich als Erdbeben-Massenkombination (vgl. Gleichung (7)) aus Eigengewicht, Auflast und Nutzlast.
- ii. Um sinnvolle Anfangszustände definieren zu können, wird das Verformungsverhalten der Wandscheibe in Form eines Kraft-Dehnungsdiagramms ermittelt.
- iii. Um die Wirkungsweise des Prinzips zu analysieren, werden auf Basis von drei Anfangszuständen Modalanalysen durchgeführt.
- iv. Um zu beurteilen ob sich das Modell im Rahmen des ASV einsetzen lässt, werden solche auf Basis der drei Modalanalysen durchgeführt.

Dieser Vorgehensweise entsprechend, sind die in Tabelle 12 aufgelisteten Lastfälle entstanden, die im Folgenden genauer beschrieben werden.

Tabelle 12 Zusammenfassung der Lastfälle zur Untersuchung des statischen und dynamischen Verhaltens einer einzelnen Wandscheibe mit Öffnung.

Nr.	Lastfall	Anfangszustand / Modalanalyse
1	Eigengewicht	-
2	Auflast	-
11	Nutzlast Kat. B	-
21	Verformungsdiagramm	-
31	Anfangszustand I	-
32	Anfangszustand II	-
33	Anfangszustand III	-
41	Modalanalyse I	31
42	Modalanalyse II	32
43	Modalanalyse III	33
51	ASV I	41
52	ASV II	42
53	ASV III	43

Um sinnvolle Annahmen für die Einwirkungen Eigengewicht, Auflast und Nutzlast treffen zu können, wurde auf das vorgängig definierte Mustergebäude zurückgegriffen. Die im Modell angesetzten Kräfte (Lastfälle 1, 2 und 11) entsprechen den Lasten aus der Geschossdecke, die auf die vertikal tragenden Aussenwände des Gebäudes einwirken. Diese berechnen sich bei einer Deckenspannweite von 4.5 m wie folgt:

Eigengewicht: $g'_{k,E} = \frac{4.5 \text{ m} \cdot 0.7 \text{ kN/m}^2}{2} = 1.58 \text{ kN/m}$ (11)

Auflast: $g'_{k,A} = \frac{4.5 \text{ m} \cdot 3.0 \text{ kN/m}^2}{2} = 6.75 \text{ kN/m}$

Nutzlast: $q'_{k,N} = \frac{4.5 \text{ m} \cdot 3.0 \text{ kN/m}^2}{2} = 6.75 \text{ kN/m}$

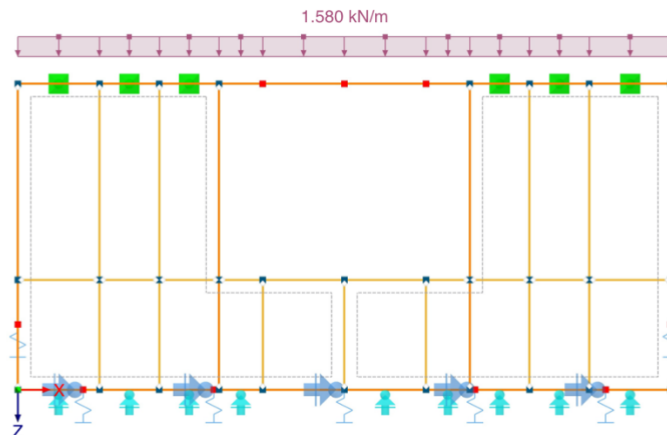


Abb. 20 Aus der supponierten Geschossdecke auf den Einbinder der Wandscheibe einwirkende Linienlast in kN/m am Beispiel des Eigengewichts.

Das Verformungsverhalten wird mit Hilfe einer Knoten-Zwangsverformung ermittelt. Dem Namen entsprechend bewirkt diese, dass der gewählte Knoten zu einer Verschiebung gezwungen wird, wodurch im Modell die entsprechenden Schnitt- und Auflagerkräfte entstehen. Die im grün dargestellten Verschiebungslager entstehende Reaktion entspricht dabei der Kraft, die für das Erreichen der gewählten Verschiebung erforderlich ist. Im vorliegenden Fall erfolgt eine schrittweise Erhöhung der Verformung auf insgesamt 65 mm (Lastfall 21). Die Berechnungsergebnisse aus jedem Schritt werden gespeichert, damit sich das gewünschte Kraft-Dehnungsdiagramm erstellen lässt.

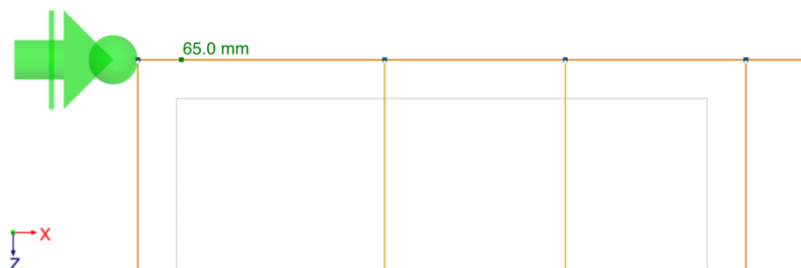


Abb. 21 In der linken oberen Ecke auf das Modell aufgebrachte Knoten-Zwangsverformung in mm zur Bestimmung des Kraft-Dehnungsdiagramms.

Die Anfangszustände werden durch Aufbringen einer Punktlast auf die linke obere Ecke der Wandscheibe erzeugt. Dem Kraft-Dehnungsdiagramm kann entnommen werden, wie sich die Gesamtsteifigkeit der Wandscheibe bei zunehmender Belastung verändert. Zwei Anfangszustände werden dazu verwendet, die Wandscheibe in den Zustand der grössten bzw. tiefsten Steifigkeit zu versetzen (Lastfall 31 und 33). Der dritte erzeugt den Steifigkeitszustand bei Erreichen der rechnerisch ermittelten Tragfähigkeit (Lastfall 32), wobei letztere näherungsweise wie folgt abgeschätzt wird (Geiser 2024, persönliche Kommunikation).

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

$F_{R,d}$	Bemessungstragwiderstand	[kN]
F_U	Bruchkraft	[kN]

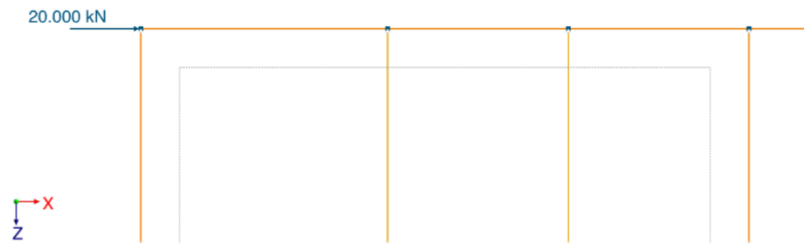


Abb. 22 In der linken oberen Ecke auf das Modell aufgebraute Einzellast in kN zur Definition des Anfangszustands (hier Lastfall 31).

Den drei Modalanalysen (Lastfall 41–43) werden die entsprechenden Anfangszustände zugewiesen. Die Analyseinstellung wurden so gewählt, dass automatisch nach Eigenformen gesucht wird, bis die Summe der zugehörigen Modalmassen 90 % der Gesamtmasse entsprechen. Auf Basis der Modalanalysen werden schliesslich die Antwortspektrenverfahren durchgeführt (Lastfall 51-53). Das verwendete Bemessungsspektrum wird anhand der Angaben zum Mustergebäude definiert (vgl. Tabelle 3).

4.1.3 Resultate

Abb. 23 zeigt das Kraft-Dehnungsdiagramm der untersuchten Wandscheibe. Die Gesamtverformung steigt bis zu einer Einwirkung von 40 kN annähernd proportional zur aufgebrauchten Last. Bis zum Erreichen der grössten Einwirkung entspricht der weitere Verlauf der Kurve einem nach oben begrenzten, degressiven Wachstum. Damit ist die Gesamtsteifigkeit der Wandscheibe im linearen Bereich der Kurve am grössten, nimmt anschliessend kontinuierlich ab und erreicht im Scheitelpunkt, bei einer Einwirkung von ca. 170 kN, den Nullpunkt. Ab hier kann die Wandscheibe einer zusätzlichen Verformung keinen Widerstand mehr entgegenbringen. Die markierten Punkte entsprechen den Kräften (bzw. Verformungen) die zur Definition der Anfangszustände verwendet werden.

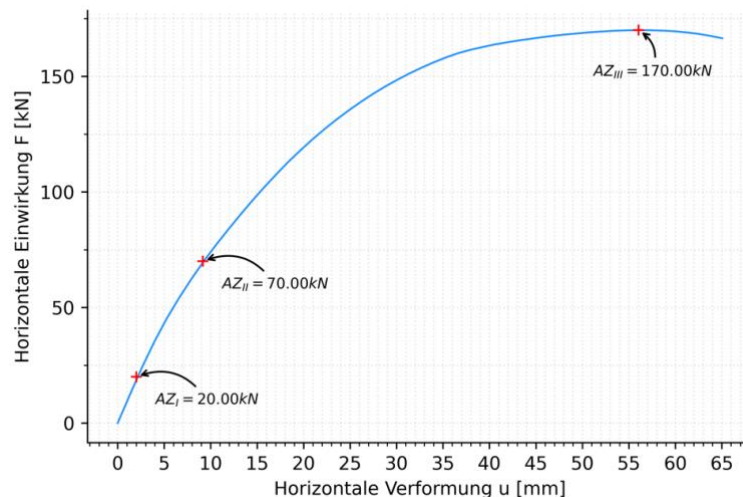


Abb. 23 Kraft-Dehnungsdiagramm der Wandscheibe mit den gewählten Lasten für die Definition der Anfangszustände.

Anhand von Anfangszustand I lassen sich exemplarisch die Normalkraftverläufe in Einbinder, Schwelle und Randstützen charakterisieren, welche als Folge der horizontalen Einwirkung entstehen. Die Druckkraft im Einbinder ist beginnend beim linken Ende am grössten. Durch die Wechselwirkung zwischen Rahmen und Beplankung wird sie nach rechts verlaufend kontinuierlich kleiner. Im Bereich des Fensters bleibt sie entsprechend konstant. In den beiden Randständern entstehen in Richtung der Lager zunehmende Normalkräfte mit unterschiedlichen Vorzeichen. Die im linken Randständer entstehende Zugkraft wird durch die Zugverankerung (Knotenlager) aufgenommen. Im rechten Randpfosten entsteht eine Druckkraft. Die Zugverankerung fällt wie vorgesehen aus und die Kräfte werden über das Fundament (nicht dargestelltes Linienlager) abgetragen. Im Vergleich zum Einbinder und den Randständern sind die Normalkräfte in der Schwelle am kleinsten, weil sie kontinuierlich und gleichmässig an die Schubverankerungen abgegeben werden, die zusätzlich auch geringe Anteile der vertikalen Reaktionskräfte aufnehmen. Die Summe der horizontalen Lagerkräfte entspricht mit 20 kN der aufgebrachten Einwirkung.

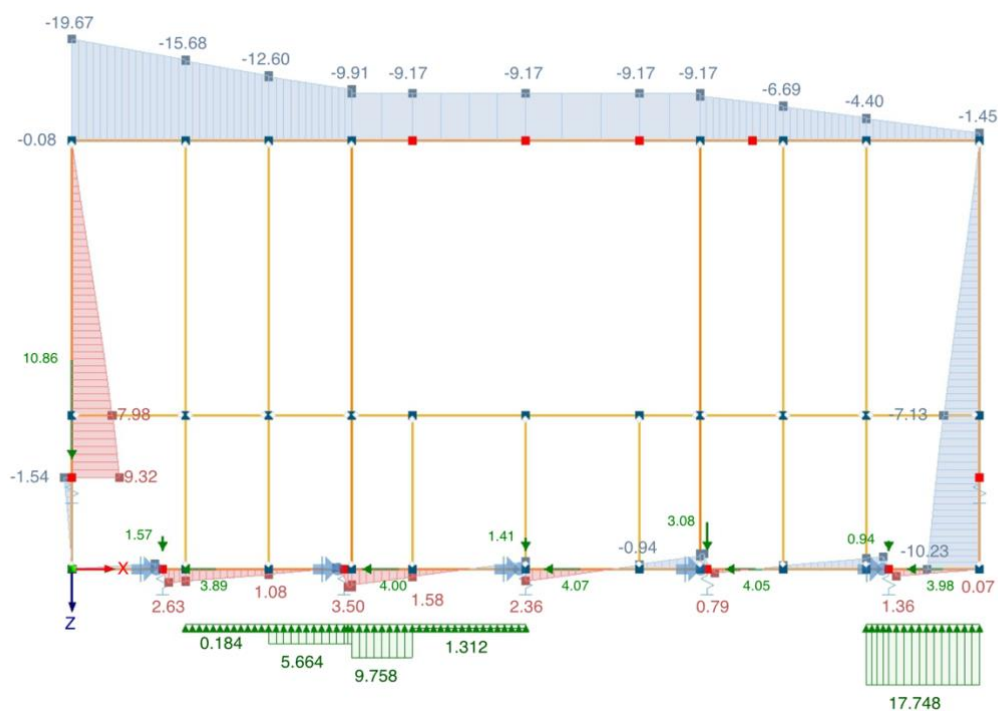


Abb. 24 Normalkraftverläufe in kN in den Rahmenbauteilen im Anfangszustand I, wobei Druckkräfte blau, Zugkräfte rot und Auflagerreaktionen grün dargestellt sind (Kräfte in Riegel, Zwischenständern und Fensterständern nicht dargestellt).

Die Modalanalysen führen zu den in Tabelle 13 zusammengefassten Resultaten. Die erste Eigenform aktiviert in allen Fällen annähernd die gesamte auf die Wandscheibe einwirkende Masse. Allerdings können Unterschiede bei den ermittelten Grundschwingzeiten festgestellt werden. Steigt die Kraft zur Erzeugung des Anfangszustands, nimmt die Gesamtsteifigkeit der Wandscheibe ab. Parallel dazu fallen die Grundschwingzeiten höher aus. Die im ASV ermittelten Kräfte bleiben nahezu unverändert, kommen aber deutlich tiefer zu liegen als die in den Anfangszuständen angesetzten Kräfte.

Tabelle 13 Zusammenfassung der Resultate aus den Modalanalysen, wobei m_e der prozentuale Anteil der Modalmasse, f die Eigenfrequenz und T_1 die Grundschwingzeit der Wandscheibe ist.

Modalanalyse / ASV	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

Anhand des ASV I lassen sich wiederum die Normalkraftverläufe in Einbinder, Schwelle und Randstützen charakterisieren, welche in Folge der dynamischen Einwirkung entstehen. Da letztere wechselseitig auf die Wandscheibe einwirken, entstehen an den Stäben symmetrisch gespiegelte Druck- bzw. Zugkräfte. Dabei treten die Auswirkungen der Modell-Linearisierung im Rahmen der Modalanalysen deutlich zutage. Die Entstehung des Kraftverlaufs im Einbinder, dessen Form deutlich von jenem im statischen Anfangszustand abweicht, kann nicht mehr einfach nachvollzogen werden. Die Form der Kraftverläufe in den Randständern stimmt auf den ersten Blick mit jener aus den statischen Lastfällen überein. Während die linke Zugverankerung aber nicht nur die Zug- sondern auch die Druckkräfte aufnimmt, ist die rechte komplett ausgefallen und alle Kräfte laufen direkt bis zum nicht dargestellten Linienlager. Auch dieses wurde ursprünglich so definiert, dass es nur Druckkräfte aufnimmt. Im vorliegenden Beispiel werden aber auch Zugkräfte abgetragen. Die Schubverankerungen hingegen haben ihre ursprüngliche Funktionsweise nicht verloren. Entsprechend hat sich auch die Ausprägung des Normalkraftverlaufs in der Schwelle nicht verändert.

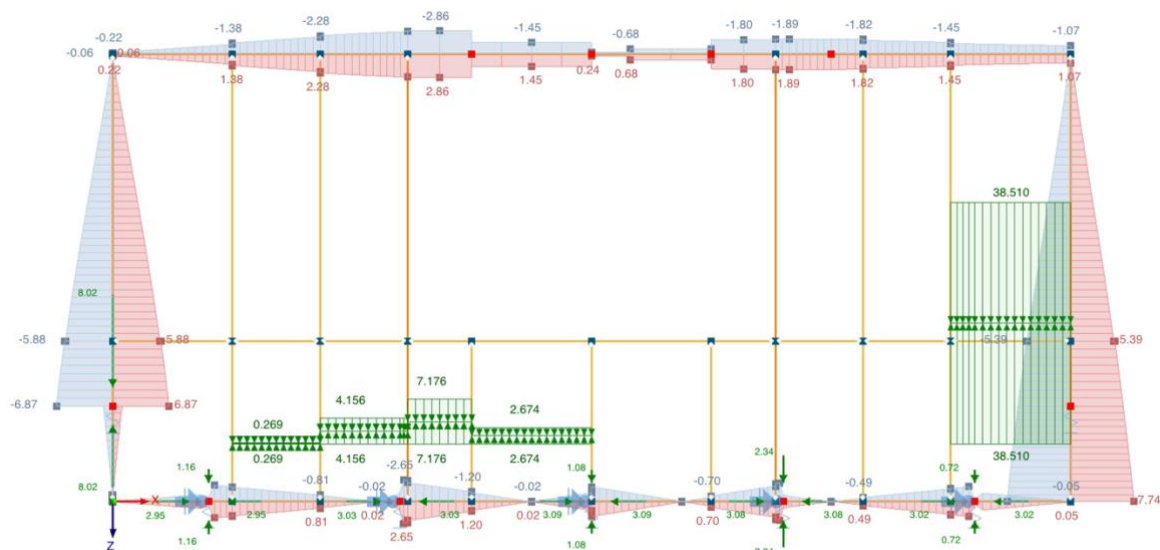


Abb. 25 Normalkraftverläufe in kN in den Rahmenbauteilen im ASV I, wobei Druckkräfte blau, Zugkräfte rot und Auflagerreaktionen grün dargestellt sind (Kräfte in Riegeln, Zwischenständern und Fensterständern nicht dargestellt).

4.1.4 Diskussion

Das Verformungsverhalten des untersuchten Modells entspricht erwartungsgemäss jenem des Forschungsmodells, welches als Vorlage verwendet wurde (vgl. Abb. 10). Die Übereinstimmung schlägt sich, qualitativ und quantitativ, im ermittelten Kraft-Dehnungsdiagramm nieder. Somit scheinen die geringfügigen Änderungen an der Geometrie keinen relevanten Einfluss auf die entsprechenden Resultate zu haben. Allerdings gilt diese Feststellung nur für das in diesem Kapitel beschriebene Modell. Um eine allgemeine Aussage machen zu können, müssen Untersuchungen an weiteren Modellen durchgeführt werden.

Die Ergebnisse aus den Modalanalysen bilden den korrekten Zusammenhang zwischen Steifigkeit und Grundschnitzzeit ab. Wird die globale Steifigkeit der Wandscheibe durch Aufbringen einer entsprechenden Kraft im Anfangszustand erhöht, sinkt die Grundschnitzzeit. Dieser Zusammenhang zeigt, dass sich das Konzept der Anfangszustände dazu eignet, die Linearisierung des Modells im Rahmen der dynamischen Analysen zu steuern und dadurch gezielt die zu verwendende globale Wandsteifigkeit festzulegen.

Anders stellt sich die Situation bei den Antwortspektrenverfahren dar. Die Normalkraftverläufe in den Wandbauteilen entsprechen, in Folge der Linearisierung und insbesondere den dadurch veränderten Lagerbedingungen, nicht denjenigen des ursprünglichen Modells. Somit lassen sich im Rahmen des ASV keine für die Bemessung brauchbaren Schnittkräfte bestimmen.

Nicht betroffen von den negativen Auswirkungen der Linearisierung sind aber die Schubverankerungen. Über diese wird die Gesamtheit der im ASV bestimmten horizontalen Erdbebenkräfte schlussendlich abgetragen. Diese ergeben sich somit aus der Summe der horizontalen Auflagerkräfte. In den durchgeführten ASV waren die so ermittelten Erdbebenlasten deutlich kleiner als die Lasten, welche zur Definition der Wandsteifigkeit in den Anfangszuständen verwendet wurden. Dies bedeutet, dass der Steifigkeitszustand der Wandscheibe nicht der Situation entspricht, die sich bei einem Erdbeben mit den entsprechenden resultierenden Einwirkungen einstellen würde. Eine Übereinstimmung wird erreicht, wenn die im ASV ermittelte Erdbebenkraft der Einwirkung entspricht, die zur Definition der Wandsteifigkeit mittels Anfangszustand verwendet wird.

Aus den gewonnenen Erkenntnissen lassen sich für die weiteren Untersuchungen folgende Konsequenzen ableiten:

- Das Forschungsmodell kann für die Durchführung von dynamischen Analysen unverändert in ein dreidimensionales Tragwerksmodell integriert werden, wobei bei der Tragwerksanalyse die folgenden Punkte zu beachten sind:
 - i. Die resultierenden Erdbebenkräfte aus dem ASV müssen mit den Kräften für die Definition des Anfangszustands übereinstimmen, damit der Steifigkeitszustand der Wandscheiben korrekt eingestellt ist.
 - ii. Die Resultate aus dem ASV eignen sich nur zur Bestimmung der resultierenden Erdbebenkräfte (horizontale Lagerreaktionen). Alle weiteren Ergebnisse sind infolge der Modell-Linearisierung unbrauchbar.
- Damit Bedingung i. erfüllt werden kann, muss der initial definierte Anfangszustand in einem iterativen Prozess an die resultierende Erdbebenkraft aus dem ASV angeglichen werden.
- Damit die Einschränkung ii. überwunden werden kann, müssen die im ASV ermittelten Erdbebenkräfte in einem zusätzlichen Arbeitsschritt auf ein nicht linearisiertes Modell aufgebracht werden. Dadurch können die für die Bemessung benötigten Schnitt- und Lagerkräfte ermittelt werden.

4.2 Einzelne Wandscheibe ohne Öffnung

Ziel der in diesem Kapitel beschriebenen Untersuchungen ist es, die Möglichkeit zu prüfen, Wandscheiben ohne Öffnungen nach demselben Prinzip abzubilden, das im Forschungsmodell für Wände mit Öffnungen angewendet wird. Zusätzlich soll anhand des verwendeten Modells geprüft werden, ob und wie eine pauschale Erhöhung der Wandsteifigkeit technisch realisiert werden kann. Dieser Mechanismus dient bei der späteren Analyse des dreidimensionalen Tragwerksmodells zur Korrektur der Gebäudesteifigkeit, falls die ermittelten Grundschwingzeiten zu hoch ausfallen (vgl. Kapitel 2.2).

Zunächst werden die relevanten Eigenschaften des Modells sowie der Ablauf der Untersuchungen beschrieben. Anschliessend folgen die Zusammenfassung der Resultate und deren Beurteilung. Zusätzliche Informationen zum Modell und den Resultaten können dem RFEM-Ausdruckprotokoll entnommen werden, das dem Anhang 5 beigefügt ist.

4.2.1 Modell

Das Modell (Abb. 26) bildet zwei in Längsrichtung symmetrische Wandscheibe von 5 m Länge und 2.34 m Höhe ab. Das Sprungmass a von Zwischenständer zu Zwischenständer beträgt jeweils 0.625 m und ist über die gesamte Wandlänge konstant. Anders als im Forschungsmodell wird die Position der Knoten nicht im Schwerpunkt der Verbindungsmittel, sondern vereinfachend im Schwerpunkt der Bauteilquerschnitte festgelegt. Die Beplankung wird in Form von zwei Platten (Standardbreite 2.5 m) realisiert. Während die linke Wandscheibe (A) im Originalzustand belassen wird, werden bei der rechten Wandscheibe (B) die Steifigkeiten aller Elemente um den Faktor 2.0 erhöht. Im Fall der Holzbauteile gelingt dies durch eine Verdoppelung von E- und G-Modul der hinterlegten Materialien. Bei den Verbindungsmitteln werden die Federsteifigkeiten entsprechend angepasst.

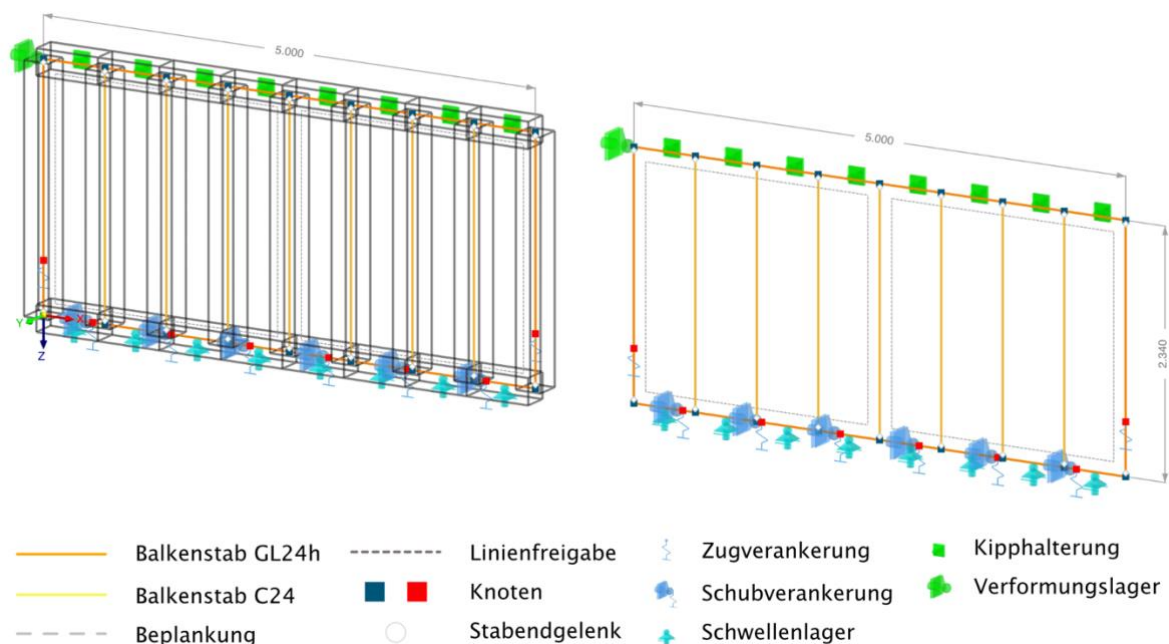


Abb. 26 FEM-Modell, an dem geprüft wird, ob Wände ohne Öffnungen auf dieselbe Weise modelliert werden können wie Wände mit Öffnungen (links: Modell im Originalzustand; rechts: Modell mit verdoppelter Steifigkeit). Die Linienfreigaben der rechten Wand sind aus Übersichtsgründen nicht dargestellt.

Art und Ausbildung der benötigten Verbindungen zwischen den Rahmenbauteilen werden unverändert aus dem Forschungsmodell übernommen. Damit dies gelingt, werden Dimensionen und Materialisierung der Holzteile ebenfalls beibehalten. Die Befestigung der Beplankung wurde vereinheitlicht und erfolgt flächendeckend mittels einreihiger Verklammerung, wobei der Verbindungsmittelabstand 40 mm beträgt. Die zur Definition der Gelenke verwendeten Federsteifigkeiten entsprechen den Angaben in Tabelle 1 und Tabelle 2.

Tabelle 14 Querschnitte und Materialisierung der einzelnen Bauteile.

Name	Material	Querschnitt / Dicke [mm]
Einbinder	GL24h	200 / 300
Schwelle		200 / 200
Randständer		200 / 200
Zwischenständer	C24	80 / 200
Beplankung	OSB3	18

Die Auflagerbedingungen wurden einer realen Einbausituation angepasst. Die Schwellen liegen auf einem durchgehenden Linienlager auf, das unter Zugbelastung ausfällt. Schub- und Zugverankerung erfolgen durch mit Rillennägeln befestigten Stahlblechen, die mittels Knotenlagern abgebildet sind. Die Bestimmung der entsprechenden Verschiebungsmoduln (Gleichung (9) bzw. (10)) erfolgt gemäss Holzbaunorm (SIA 265, 2021). Da das Verformungsverhalten der Wandkonstruktion untersucht werden soll, muss gewährleistet werden, dass die Verankerungsmittel im Vergleich zu dieser im ganzen Belastungsspektrum eine grössere Steifigkeit aufweisen und nicht zu fließen beginnen. Aus dieser Bedingung ergeben sich Konstruktion und Anzahl der Verankerungsmittel.

Tabelle 15 Ausbildung der Schub- und Zugverankerungen mit zugehörigen Verschiebungsmoduln, wobei d der Nageldurchmesser, n die Anzahl Nägel und K_{ser} der Verschiebungsmodul parallel bzw. senkrecht zur Faserrichtung ist.

Typ	d [mm]	n [Stk.]	$K_{ser,0}$ [kN/mm]	$K_{ser,90}$ [kN/mm]
Schubverankerung	4	30	38.0	19.0
Zugverankerung	4	40	50.7	-

Vereinfachend wird angenommen, dass die Zugverankerungen keine horizontalen Kräfte aufnehmen. Zusätzlich wird die Verbindung zwischen den Verankerungsmitteln und dem Untergrund als starr betrachtet. Die Linienlager am oberen Ende der Wandscheiben sorgen dafür, dass diese gegen Kippen gehalten sind. Das Knotenlager in den linken oberen Ecken (im Folgenden als Verformungslager bezeichnet) dient modellierungstechnischen Zwecken und beeinflussen die Wirkungsweise der Wandscheiben nicht. Die genaue Funktionsweise dieser Lager ist im folgenden Abschnitt beschrieben.

4.2.2 Ablauf der Untersuchungen

Die Untersuchungen sollen zeigen, ob Wandscheibe A unter horizontaler Belastung ein realistisches Verhalten aufweist und wie sich letzteres bei Wandscheibe B mit angepassten Steifigkeiten verändert. Die Arbeiten gliedern sich in zwei Schritte, welche im Folgenden genauer beschrieben werden.

- i. Um die Auswirkungen der Steifigkeitserhöhung bei der rechten Wandscheibe zu beurteilen, wird das Verformungsverhalten beider Wandscheiben in Form von Kraft-Dehnungsdiagrammen ermittelt, die miteinander verglichen werden können.
- ii. Um das Verhalten der linken Wandscheibe zu plausibilisieren, werden deren Verformung und die damit verbundenen Schnittkräfte in den Wandbauteilen mit von Hand berechneten Werten verglichen.

Das Verformungsverhalten wird bei beiden Wandscheiben mit Hilfe einer Knoten-Zwangsverformung ermittelt. Dem Namen entsprechend bewirkt diese, dass die gewählten Knoten zu einer Verschiebung gezwungen werden, wodurch die entsprechenden Schnitt- und Auflagerkräfte entstehen. Die in den grün dargestellten Verschiebungslagern entstehenden Reaktionen entsprechen dabei der Kraft, die für das Erreichen der gewählten Verschiebung erforderlich ist. Im vorliegenden Fall erfolgt eine schrittweise Erhöhung der Verformung auf insgesamt 50 mm. Die Berechnungsergebnisse aus jedem Schritt werden gespeichert, damit sich die gewünschten Kraft- Dehnungsdiagramme erstellen lassen. Zum Durchführen der Berechnungen genügt die Definition eines einzelnen Lastfalls (vgl. Anhang 5).

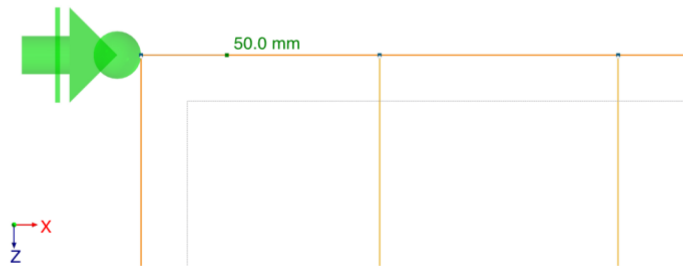


Abb. 27 In der linken oberen Ecke beider Wände aufgebrachte Knoten-Zwangsverformung in mm zur Bestimmung der Kraft-Dehnungsdiagramme.

Um die Resultate aus Wandscheibe A qualitativ zu plausibilisieren, wird zunächst die Charakteristik der Normalkraftverläufe in den Rahmenbauteilen untersucht. Auf Basis des in Abb. 28 dargestellten statischen Modells werden anschliessend die Werte zur rechnerischen Überprüfung der Ergebnisse aus dem Modell bestimmt. Den Berechnungen am Modell entsprechend erfolgt die Bestimmung für jede Laststufe (Erhöhung der Verformung in 1 mm Schritten), damit die Ergebnisse in Form von Diagrammen dargestellt und einfacher beurteilt werden können.

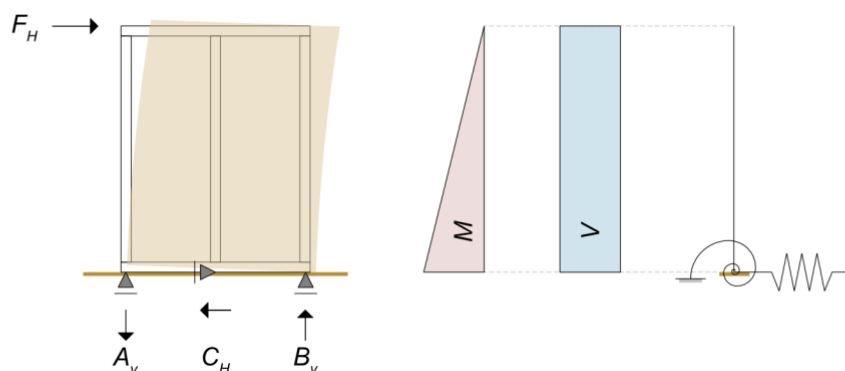


Abb. 28 Schematisch dargestelltes Verformungsbild (links) einer Wandscheibe mit zugehörigem statischem Modell (rechts) und Momenten- bzw. Querkraftverlauf (Mitte). A_v , C_H und B_v sind die aus der Einwirkung F_H resultierenden Auflagerkräfte.

Einerseits werden die maximalen Druck- und Zugkräfte in den Randstützen berechnet (Gleichung (13)). Diese entsprechen den Auflagerreaktionen A_v und B_v . Andererseits wird der zu erwartende maximale Schubfluss zwischen Rahmenkonstruktion und Beplankung bestimmt (Gleichung (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	Vertikale Auflagerkräfte	[kN]
F_H	Horizontale Einwirkung	[kN]
h	Höhe der Wandscheibe	[m]
b	Breite der Wandscheibe	[m]
s_0	Schubfluss	[kN/m]

Zusätzlich wird die rechnerische Steifigkeit von Wandscheibe A bestimmt. Dazu wird zuerst die Gesamtverformung unter einer beliebigen Einwirkung berechnet. Diese setzt sich aus den Verformungsanteilen der einzelnen Holzbauteile und der verwendeten Verbindungen zusammen (Gleichung (15)). Die Berechnung der einzelnen Anteile (vgl. Anhang 4) erfolgt nach Angaben der technischen Dokumentation "Erdbebengerechte Holzbauten" (Geiser et al., 2023) und basiert auf der Annahme, dass alle Bestandteile der Wandscheibe ein linear-elastisches Verhalten aufweisen. Die verwendeten Steifigkeiten der Materialien und Verbindungen werden gemäss Holzbaunorm bestimmt (SIA 265, 2021). Mit Hilfe der Gesamtverformung und der dazu gehörenden Einwirkung kann schliesslich die Gesamtsteifigkeit der Wandscheibe bestimmt werden (Gleichung (5)), welche als Grundlage zur Erstellung eines Kraft-Dehnungsdiagramms dient.

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

u_{ges}	Gesamtverformung der Wandscheibe	[mm]
u_k	Verformung infolge Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel	[mm]
u_G	Schubverformung der Beplankung	[mm]
u_E	Verformung infolge Normalkraftverformung der Rippen	[mm]
u_c	Verformung infolge Eindrückung der Schwelle	[mm]
u_t	Verformung infolge Nachgiebigkeit der Zugverankerung	[mm]
u_v	Verformung infolge Nachgiebigkeit der Schubverankerung	[mm]

4.2.3 Resultate

Abb. 29 zeigt das Kraft-Dehnungsdiagramm der untersuchten Wandscheiben. Der Verformungsverlauf der Wandscheibe B (grün) weicht deutlich von demjenigen der Wandscheibe A ab (orange). Zum Erreichen derselben Verformung, muss bei Wandscheibe B wie erwartet die doppelte Kraft eingesetzt werden, was der vorgenommenen Steifigkeitserhöhung um den Faktor 2.0 entspricht.

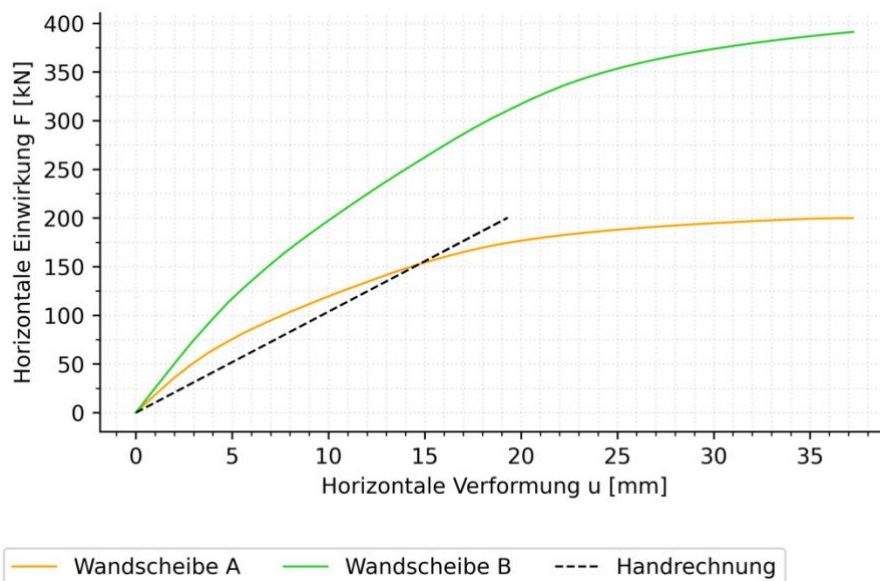
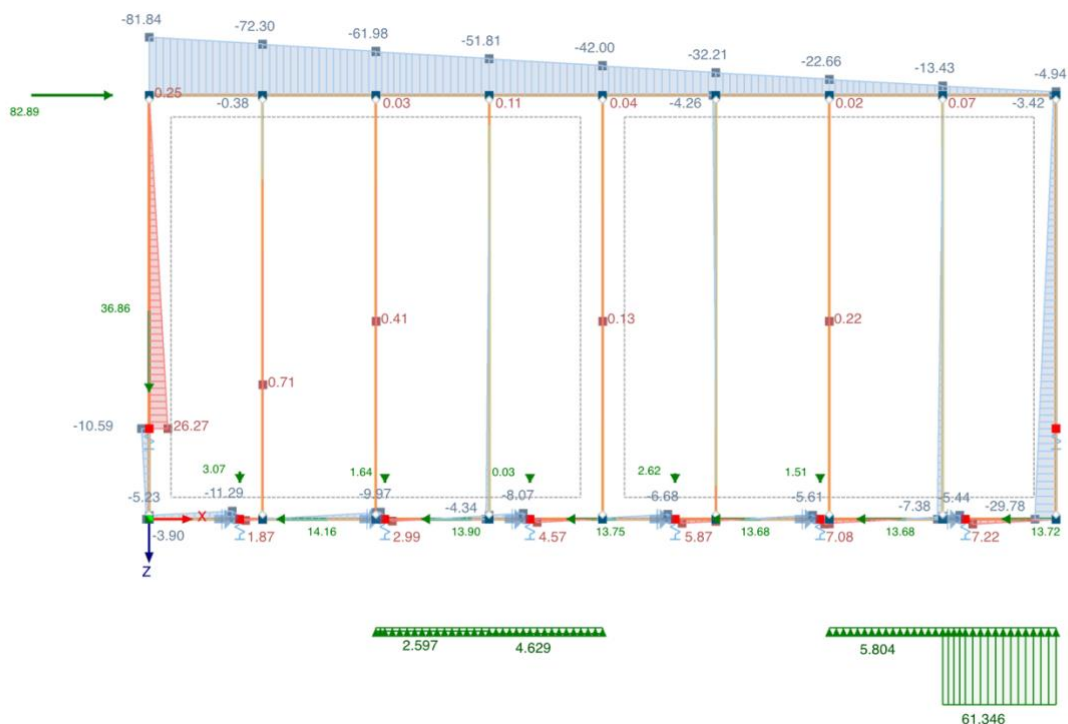


Abb. 29 Kraft-Dehnungsdiagramm der Wandscheiben A und B sowie der Verlauf der von Hand berechneten Verformungen.

Da bei den von Hand berechneten Verformungen von einem linear-elastischen Verhalten der Wandscheibe ausgegangen wurde, verläuft die entsprechende Kurve (schwarz) linear. Beim direkten Vergleich mit dem Verformungsverlauf der Wandscheibe A (orange Kurve) fällt zunächst auf, dass das Modell bei Erreichen der Bruchkraft eine fast doppelt so grosse Verformung aufweist, wie von Hand berechnet. Die Steigung der beiden Kurven wird im Bereich unterhalb des Bemessungstragwiderstands von Wandscheibe A verglichen (Bereich der zulässigen Belastung), wobei dieser mit 80 kN zu 40 % der Bruchkraft angenommen wird (vgl. Gleichung (12)). Die Steigung der orangen Kurve ist bei null beginnend zunächst höher als diejenige der schwarzen, gleicht sich anschliessend an letztere an und wird schliesslich kleiner. Das Wandscheibenmodell weist also in diesem Bereich des Belastungsspektrums zunächst eine höhere danach aber eine tiefere Steifigkeit auf als berechnet.

Anhand der Wandscheibe A lassen sich die Normalkraftverläufe, welche als Folge der horizontalen Einwirkung in den Rahmenbauteilen entstehen, charakterisieren (Abb. 30). Die Druckkraft im Einbinder ist beginnend beim linken Ende am grössten. Durch die Wechselwirkung zwischen Rahmen und Bepunktung wird sie nach rechts verlaufend kontinuierlich kleiner. In den beiden Randständern entstehen in Richtung der Lager zunehmende Normalkräfte mit unterschiedlichen Vorzeichen. Die im linken Randständer entstehende Zugkraft wird durch die Zugverankerung (Knotenlager) aufgenommen. Im rechten Randpfosten entsteht eine Druckkraft. Die Zugverankerung fällt wie vorgesehen aus und die Kräfte werden über das Fundament (nicht dargestelltes Linienlager) abgetragen. Im Vergleich zum Einbinder und den Randständern sind die Normalkräfte in der Schwelle am kleinsten, weil sie kontinuierlich und gleichmässig an die Schubverankerungen abgegeben werden. Der Wirkungsweise eines Schubfeldsystems entsprechend, entstehen in den Zwischenständern keine nennenswerten Normalkräfte.



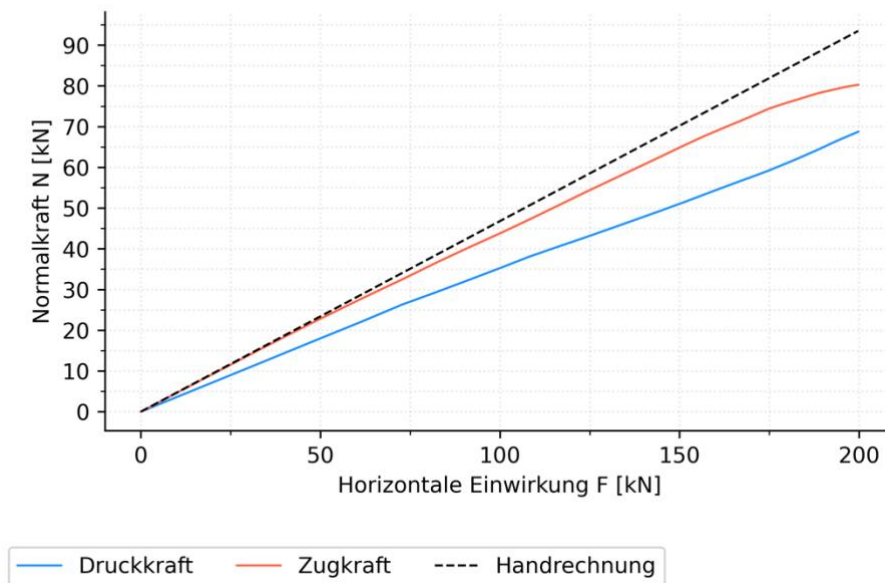


Abb. 31 Verlauf der Normalkräfte in den Randständern von Wandscheibe A bei zunehmender horizontaler Einwirkung im Vergleich mit von Hand berechneten Werten.

Der Schubfluss zwischen Einbinder und Beplankung nimmt im Modell bei null beginnend annähernd proportional zur aufgebrachtten Einwirkung zu (Abb. 32, orange Kurve). Anschliessend entspricht der Verlauf der Kurve einem nach oben begrenzten degressiven Wachstum. Er zeigt deutlich die Auswirkungen des im Modell abgebildeten nichtlinearen Verformungsverhaltens der Verbindungsmittel zwischen Rahmenkonstruktion und Beplankung. Dieses wird bei der Berechnung von Hand vernachlässigt, weshalb der Schubfluss nach dem ersten Viertel des Belastungsspektrums höher ausfällt als im Modell (schwarze Kurve). Die Abweichung zu den von Hand berechneten Werten lässt sich zusätzlich damit begründen, dass die Wirkung der Verbindungsmittel auch quer zur Längsachse der einzelnen Bauteile erfasst wird. Ein Teil der horizontalen Einwirkung wird deshalb direkt durch die Verklammerung der Ständer aufgenommen. In den Handrechnungen wird dieser Effekt vernachlässigt.

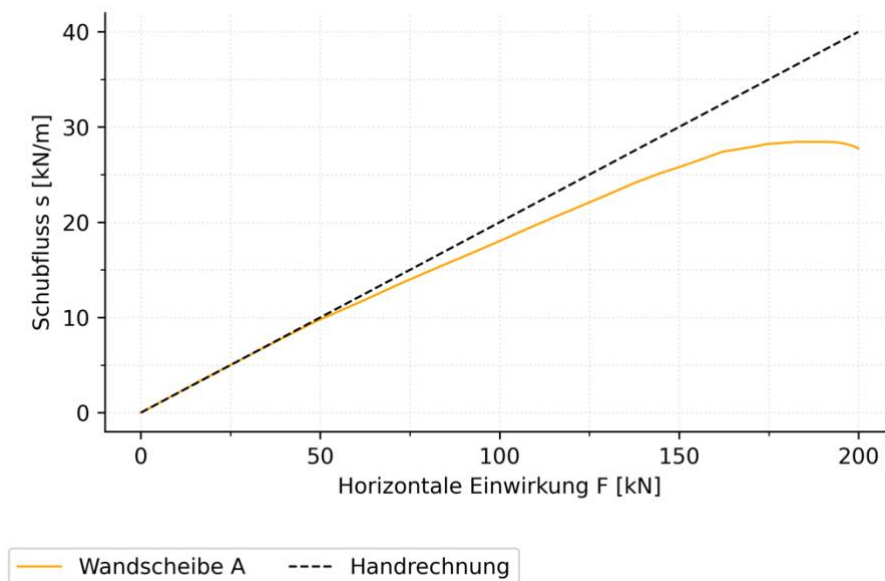


Abb. 32 Verlauf des Schubflusses zwischen Einbinder und Beplankung von Wandscheibe A bei zunehmender horizontaler Einwirkung im Vergleich mit von Hand berechneten Werten.

4.2.4 Diskussion

Die Steifigkeiten aller Bauteile und Verbindungen von Wandscheibe B wurde im Vergleich zu Wandscheibe A um den Faktor 2 erhöht. Dieser Anpassung entsprechend verdoppelt sich auch die Gesamtsteifigkeit des Elements.

Die Verformung der Wandscheibe A scheint auf den ersten Blick nicht mit den von Hand berechneten Werten übereinzustimmen. Allerdings muss bei letzteren die Vernachlässigung des nichtlinearen Verhaltens der Verbindungsmittel zwischen Beplankung und Rahmenkonstruktion berücksichtigt werden. Dieses führt im Modell unter geringer Last erwartungsgemäss zu einer Erhöhung und anschliessend zu einer zunehmend deutlichen Reduktion der Steifigkeit, wodurch sich die markanten Unterschiede in der Gesamtverformung erklären lassen. Die Abweichungen im zulässigen Belastungsspektrum des Elements ist aber vergleichsweise gering. In diesem Bereich stimmt die mittlere Gesamtsteifigkeit des Modells ausreichend genau mit dem von Hand berechneten Wert überein.

Die untersuchten Schnittkräfte im Modell weichen von den rechnerisch bestimmten Werten ab. Alle Abweichungen lassen sich aber mit dem hohen Detaillierungsgrad des Modells erklären. Durch diesen werden Effekte erfasst, die im Rahmen der Handrechnungen vernachlässigt bleiben. Die im hier untersuchten Modell entstehenden Kräfte werden deshalb als plausibel betrachtet. Um eine allgemein gültige Aussage zu machen, liegen aber zu wenig Daten vor. Dazu müsste zum Beispiel überprüft werden, wie sich die beschriebenen Abweichungen bei geänderter Wandgeometrie ausprägen, wozu die Untersuchung zusätzlicher Wandmodelle nötig ist.

Aus den gewonnenen Erkenntnissen lassen sich für die weiteren Untersuchungen im Rahmen dieser Arbeit folgende Konsequenzen ableiten:

- i. Das hier untersuchte Wandscheibenmodell eignet sich zum Abbilden des Verhaltens einer aussteifenden Wandscheibe ohne Öffnung. Auf dieselbe Art und Weise modellierte Wandscheiben können in das dreidimensionale Tragwerksmodell eingebaut werden.
- ii. Wird im Rahmen der dynamischen Analysen eine globale Erhöhung der Steifigkeit erforderlich, kann diese durch eine entsprechende Anpassung der Material- und Federsteifigkeiten aller Modellbestandteile realisiert werden.

4.3 Dreidimensionales Tragwerksmodell

Ziel der in diesem Kapitel beschriebenen Untersuchungen ist es, die Durchführbarkeit von dynamischen Analysen (Modalanalyse, Antwortspektrenverfahren) an einem räumlichen Tragwerksmodell nachzuweisen. Zunächst werden die dazu verwendeten Gebäudemodelle vorgestellt, welche auf den zuvor untersuchten Modellen einzelner Wandscheiben basieren. In einem zweiten Teil wird der Ablauf der Untersuchungen beschrieben. Zuletzt folgt die Zusammenfassung der Resultate und deren Beurteilung. Zusätzliche Informationen zum Modell und den Resultaten können dem RFEM-Ausdruckprotokoll entnommen werden, welches dem Anhang 5 beigefügt ist.

4.3.1 Modell

Für die Untersuchungen wurden zwei im Ursprungszustand identische Modelle (Abb. 33) erstellt (im Folgenden Erdbebenmodell bzw. Bemessungsmodell), deren Verwendungszweck im nächsten Kapitel beschrieben ist. Die Modelle bilden das in Kapitel 3.2 eingeführte Mustergebäude ab. Die relevanten Parameter zur Modellierung der einzelnen Wandscheiben können den Grundrissplänen und Tragwerkskonzepten im Anhang entnommen werden. Die in den Kapiteln 4.1 und 4.2 zusätzlich beschriebenen Einzelheiten zum verwendeten Konzept der Wandscheibenmodellierung bleiben für die hier vorgestellten Modelle unverändert gültig.

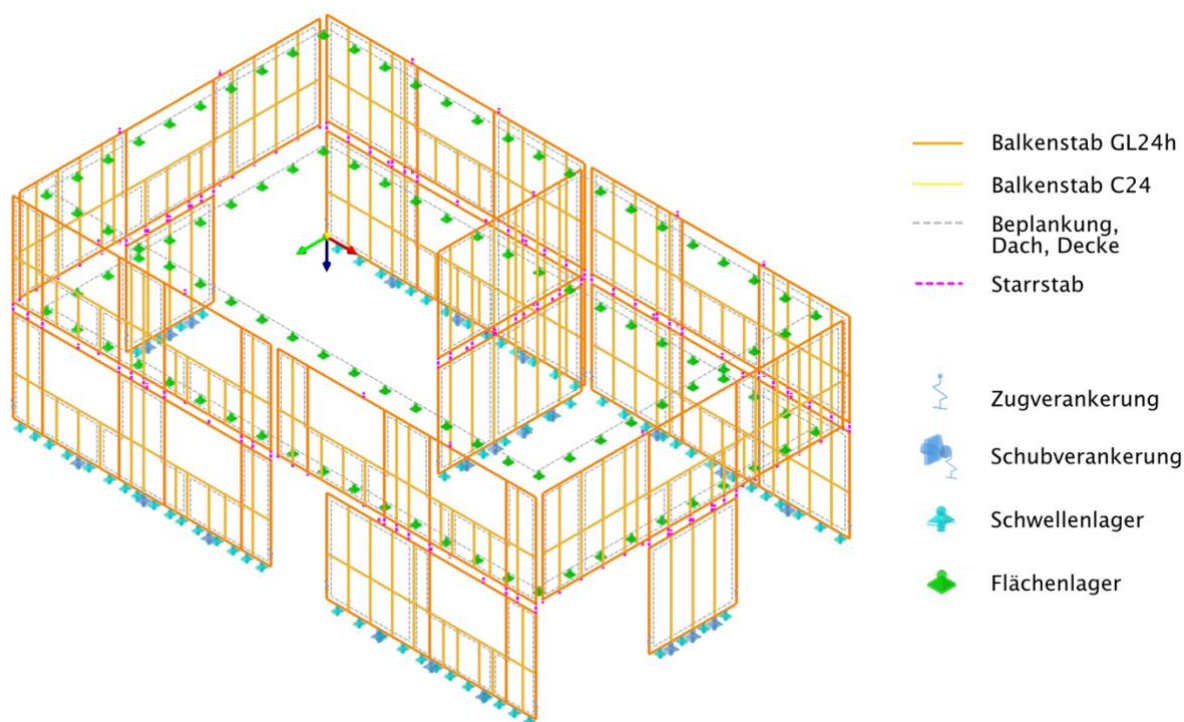


Abb. 33 Axonometrie der für die Untersuchungen verwendeten räumlichen Tragwerksmodelle.

Die einzelnen Wände des Gebäudes unterscheiden sich bezüglich Aussenabmessungen sowie Anzahl und Grösse der Fensteröffnungen von dem in Kapitel 2.3 beschriebenen Prüfkörper (Forschungsprojekt). Aufgrund fehlender Grundlagen für eine einfache und effiziente Vorbemessung wurden Dimensionen und Materialisierung der Einzelteile (Tabelle 16), sowie Art und Ausbildung der Bauteilverbindungen trotzdem unverändert aus diesem übernommen. Die Befestigung der Beplankung an den Plattenrändern und auf die Riegel erfolgt mittels zweireihiger und auf die Zwischenständer mittels einreihiger Verklammerung, wobei der Verbindungsmittelabstand 40 mm beträgt. Alle zur Definition der Gelenke und Linienfreigaben verwendeten Federsteifigkeiten entsprechen den Angaben in Tabelle 1 und Tabelle 2.

Tabelle 16 Querschnitte und Materialisierung der einzelnen Bauteile.

Bauteilname	Material	Querschnitt / Dicke	Querschnitt / Dicke
		Wandscheiben mit Öffnung [mm]	Wandscheiben ohne Öffnung [mm]
Einbinder	GL24h	200 / 300	200 / 300
Schwelle		200 / 200	200 / 200
Randständer		200 / 200	200 / 200
Fensterständer		140 / 200	-
Zwischenständer	C24	80 / 200	-
Schubholz (Riegel)		60 / 200	-
Brüstungsriegel		60 / 200	-
Beplankung	OSB3	18	18

Die Auflagerbedingungen im Erdgeschoss sind der realen Einbausituation nachempfunden (vgl. Abb. 33). Die Schwellen liegen auf einem durchgehenden Linienlager auf, das unter Zugbelastung ausfällt. Schub- und Zugverankerung erfolgen durch mit Rillennägeln befestigte Stahlbleche, die mittels Knotenlagern abgebildet sind. Die Berechnung der entsprechenden Verschiebungsmoduln (Gleichung (9) bzw. (10)) erfolgt gemäss Holzbaunorm (SIA 265, 2021). Vor der Definition der Verbindungsmittel wurden die zu erwartenden Erdbebenkräfte mit Hilfe des Ersatzkraftverfahrens bestimmt (vgl. Kapitel 2.1.1). Unter der vereinfachenden Annahme, dass sich die Kräfte proportional zur Länge der Wandscheiben verteilen, konnten Art und Anzahl der benötigten Verbindungsmittel abgeschätzt werden (vgl. Anhang).

Tabelle 17 Ausbildung der Schub- und Zugverankerungen mit zugehörigen Verschiebungsmoduln, wobei d der Nageldurchmesser, n die Anzahl Nägel und K_{ser} der Verschiebungsmodul parallel bzw. senkrecht zur Faserrichtung ist.

Verankerungstyp	d [mm]	n [Stk.]	$K_{ser,0}$ [kN/mm]	$K_{ser,90}$ [kN/mm]
Schubverankerung	4	30	38.0	19.0
Zugverankerung	4	40	50.7	-

Aufgrund der Regelmässigkeit des Tragwerks wird der Einfluss der Steifigkeit von Decken- und Dachscheibe auf die Verteilung horizontaler Einwirkungen als gering eingeschätzt. Entsprechend dieser Annahme werden beide Bauteile vereinfachend als starre Flächen modelliert, die in vertikaler Richtung durch Flächenlager gehalten sind. Die Flächenlager verhindern, dass vertikale Einwirkungen, welche im Erdbebenmodell für die Abbildung der Gebäudemasse auf die Geschossdecke aufgebracht werden, in die Wandscheiben übertragen werden.

Die Verbindungsmittel zwischen den Wandscheiben und der Decken- bzw. Dachscheibe werden mit Starrstäben modelliert (Abb. 34). Auch die vertikale Lastdurchleitung aus dem Ober- ins Erdgeschoss wird im Modell auf diese Weise umgesetzt. Die Schubkräfte aus den Wandscheiben im Obergeschoss werden in die Deckenscheibe und von dort weiter in die darunterliegenden Wandscheiben geleitet. Die dazu verwendeten Starrstäbe sind jeweils in der Deckenscheibe eingespannt. Dadurch entstehen in den Stäben Momente, welche direkt über die flächig gelagerte Decken- bzw. Dachscheibe abgetragen und nicht in die Wandelemente eingeleitet werden. In einer realen Einbausituation entstehen die entsprechenden Momente aus der Exzentrizität der Schubverankerungen (im Modell die Länge des Starrstabs), wobei diese im vorliegenden Fall als gering angenommen wird. Es wird deshalb davon ausgegangen, dass dadurch kein relevanter Einfluss auf die Schnittkräfte in den Bauteilen des Modells entsteht.

Auf Seite der Wandscheiben wird der Starrstab, welcher als Schubverankerung dient, mit einem Gelenk versehen, dessen translatorische Federkonstanten entsprechend der Verbindungsmittelsteifigkeit eingestellt sind (Tabelle 17). Da die Decken- und Dachscheibe flächig gelagert ist, werden die vertikalen Kräfte, die auf die Schubverankerungen wirken, nicht von Wandscheibe zu Wandscheibe übertragen. Weil die Kräfte aber gering ausfallen (vgl. Abb. 24), wird dieser Effekt als vernachlässigbar eingestuft.

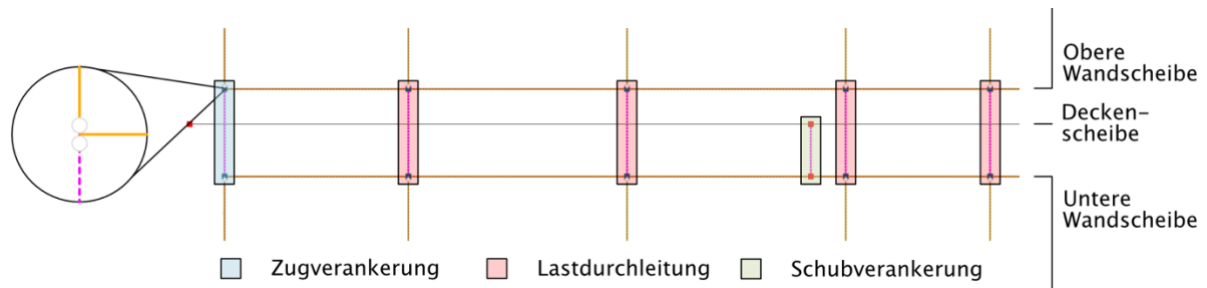


Abb. 34 Ausschnitt des Geschossübergangs aus dem 3D-Modell mit den Starrstäben für die Verbindung von übereinander liegenden Wandscheiben.

Die Stäbe für Lastdurchleitung und Zugverankerung verlaufen direkt von Wandscheibe zu Wandscheibe. Die Gelenke der Zugverankerung sind so definiert, dass ausschliesslich Normalkräfte übertragen werden. Anders als bei der Zugverankerung im Fundament werden hier auch Druckkräfte übertragen, womit die Kraftübergabe aus dem oberen, in den unteren Randständer abgebildet wird. Die entsprechenden Steifigkeiten werden in den benachbarten Gelenken der Wandscheiben abgebildet (oberes Gelenk im Zoomfenster der Abb. 34). Bei den Starrstäben für die Lastdurchleitung sind identische Gelenke definiert. Zusätzlich werden diese aber mit der Bedingung ergänzt, dass sie unter Zugbelastung ausfallen. Alle Gelenke im Geschossübergang sind so ausgelegt, dass sie keine Momente von Wandscheibe zu Wandscheibe übertragen.

4.3.2 Ablauf der Untersuchungen

Die Untersuchungen zielen darauf ab, die Anwendbarkeit des in Kapitel 4.1.4 vorgeschlagenen Vorgehens bei der Ermittlung der Erdbebeneinwirkungen zu verifizieren, wozu das Erdbebenmodell verwendet wird. Gleichzeitig soll aufgezeigt werden, dass anhand des Bemessungsmodells für die Bemessung von Bauteilen und Verbindungsmitteln brauchbare Schnittkräfte ermittelt werden können. Die Notwendigkeit der Verwendung von zwei separaten Modellen ergibt sich aus den Schlussfolgerungen in Kapitel 4.1.4. Der Ablauf der Untersuchungen erfolgt in vier aufeinanderfolgenden Schritten.

- i. Um das Modell mit korrekten Massen zu versehen, werden die in Kapitel 3.2.2 ermittelten Geschosslasten auf die Decken- und Dachscheibe des Erdbebenmodells aufgebracht.
- ii. Um sinnvolle Anfangszustände definieren zu können, werden die zu erwartenden Erdbebeneinwirkungen auf die einzelnen Stockwerke mittels Ersatzkraftverfahren bestimmt und in Form von horizontal wirkenden Kräften auf die Decken- und Dachscheibe des Erdbebenmodells aufgebracht.
- iii. Um die genauen Erdbebeneinwirkungen zu bestimmen, werden in einem iterativen Prozess Modalanalysen und Antwortspektrenverfahren durchgeführt, bis sich eine plausible Kombination aus Anfangszustand, Grundschwingzeit und resultierender Erdbebenkraft einstellt.
- iv. Um zu prüfen, ob sich das 3D-Modell zur Schnittkraftermittlung für die Bemessung eignet, wird untersucht, ob das Bemessungsmodell mit den ermittelten Erdbebenkraften, den Windeinwirkungen und allen vertikalen Einwirkungen belastet werden kann.

Dieser Vorgehensweise entsprechend, werden für das Erdbebenmodell die in Tabelle 18 aufgelisteten Lastfälle benötigt, die im Folgenden genauer beschrieben sind.

Tabelle 18 Zusammenfassung der Lastfälle zur Untersuchung des dreidimensionalen Erdbebenmodells.

Nr	Lastfall	Anfangszustand / Modalanalyse
1	Eigengewicht & Auflast	-
11	Nutzlast Kat. B	-
21	Anfangszustand X	-
22	Anfangszustand Y	-
31	Modalanalyse X	21
32	Modalanalyse Y	22
41	ASV X	31
42	ASV Y	32

Die Berechnung der auf die Höhe der Geschossdecke und des Dachs konzentrierten Massen ist in Kapitel 3.2.2 beschrieben. Im Erdbebenmodell werden diese durch aufbringen der entsprechenden Einwirkungen in Form von Flächenlasten auf die Decken- und Dachscheibe abgebildet (Lastfall 1 und 11). Die Kombination der ständigen Einwirkungen mit dem quasi-ständigen Anteil der veränderlichen Einwirkungen erfolgt im Rahmen der computergestützten Berechnungen automatisch.

Für die Abschätzung der Erdbebenkräfte mittels des Ersatzkraftverfahrens, werden die von Hand berechneten Massen verwendet (Abb. 14 in Kap. 3.2.2). Dabei wird für beide Gebäuderichtungen von einer Grundschwingzeit im Plateaubereich des Bemessungsspektrums ausgegangen. Die Berechnung der Erdbebenersatzkraft und deren Verteilung über die gesamte Gebäudehöhe erfolgt gemäss Gleichung (1) und (2). Die geschossweisen Erdbebenersatzkräfte werden in Form von Linienlasten in die Decken- und Dachscheiben eingeleitet (Abb. 35). Da das Verhalten des Gebäudes in Längsrichtung (X) und Querrichtung (Y) gesondert untersucht wird, müssen dazu zwei Anfangszustände definiert werden (Lastfall 21 und 22).

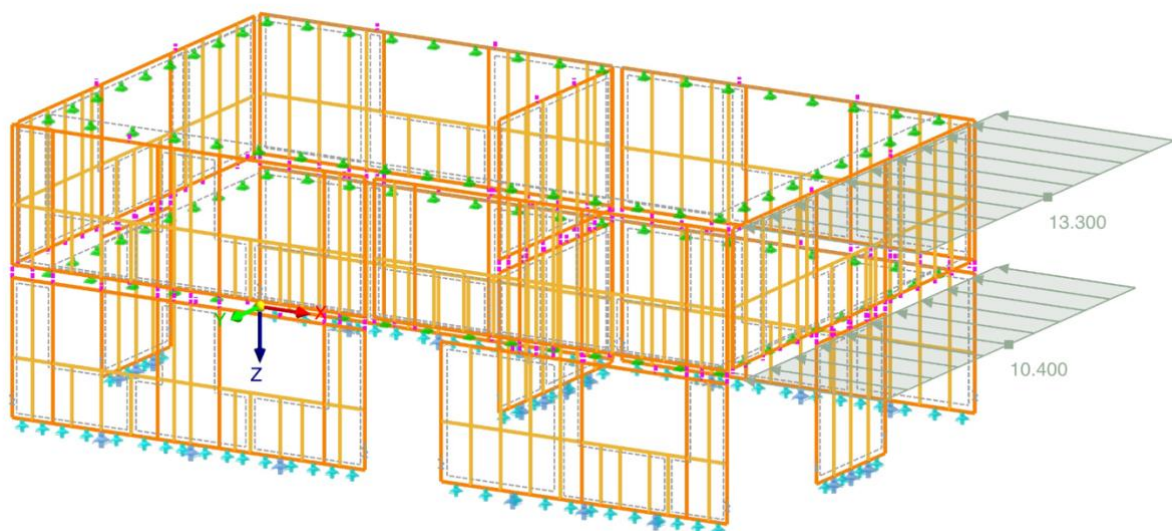


Abb. 35 Im Anfangszustand aufgebrachte Kräfte auf die Geschossdecke und das Dach in kN/m, am Beispiel von Lastfall 21.

Abb. 36 zeigt den iterativen Prozess zur Ermittlung der Erdbebenkräfte. Auf Basis der Anfangszustände werden die Modalanalysen (Lastfall 31 und 32) und die ASV (Lastfall 41 und 42) durchgeführt. Die Summe der dabei ermittelten Erdbebenkräfte, wird mit derjenigen verglichen, die zur Definition der Anfangszustände benutzt wurde. Da die Anfangszustände dazu dienen, die Steifigkeit der Wandscheiben unter Erdbebenlast zu bestimmen, müssen die Summen identisch sein. Ansonsten wurde die Bestimmung der Grundschwingzeiten auf Basis von falschen Steifigkeitsannahmen durchgeführt. In diesem Fall werden die Kräfte zur Definition der Anfangszustände auf Basis der resultierenden Erdbebenkraft im zuletzt durchgeführten ASV berechnet und Modalanalyse sowie ASV erneut durchgeführt. Dieser Vorgang wird so lange wiederholt, bis die Summe der im Anfangszustand aufgebrauchten Kräfte mit der resultierenden Erdbebenkraft im ASV übereinstimmt. Zu Beginn der ersten Iteration werden die in den Anfangszuständen angesetzten Kräfte mittels EKV abgeschätzt. Dieses Vorgehen soll dabei helfen, die Anzahl der erforderlichen Iterationen zu reduzieren. Ist der gewünschte Zustand erreicht, müssen die Grundschwingzeiten, welche im Rahmen der Modalanalysen ermittelt wurden, plausibilisiert werden. Dieser Schritt kann erst erfolgen, wenn die zuvor beschriebene Bedingung erfüllt ist, weil die Ausprägung der Anfangszustände einen direkten Einfluss auf die Grundschwingzeiten hat. Liegen letztere nicht im geforderten Bereich, müssen die Steifigkeiten der Wandscheiben global erhöht werden, und die in Abb. 36 dargestellten Abläufe werden wiederholt. Erst wenn die Anfangszustände korrekt bestimmt sind und die Grundschwingzeiten in einem plausiblen Bereich liegen, können die resultierenden Erdbebenkräfte aus dem ASV für die Bestimmung der bemessungsrelevanten Schnittkräfte auf das Bemessungsmodell aufgebracht werden.

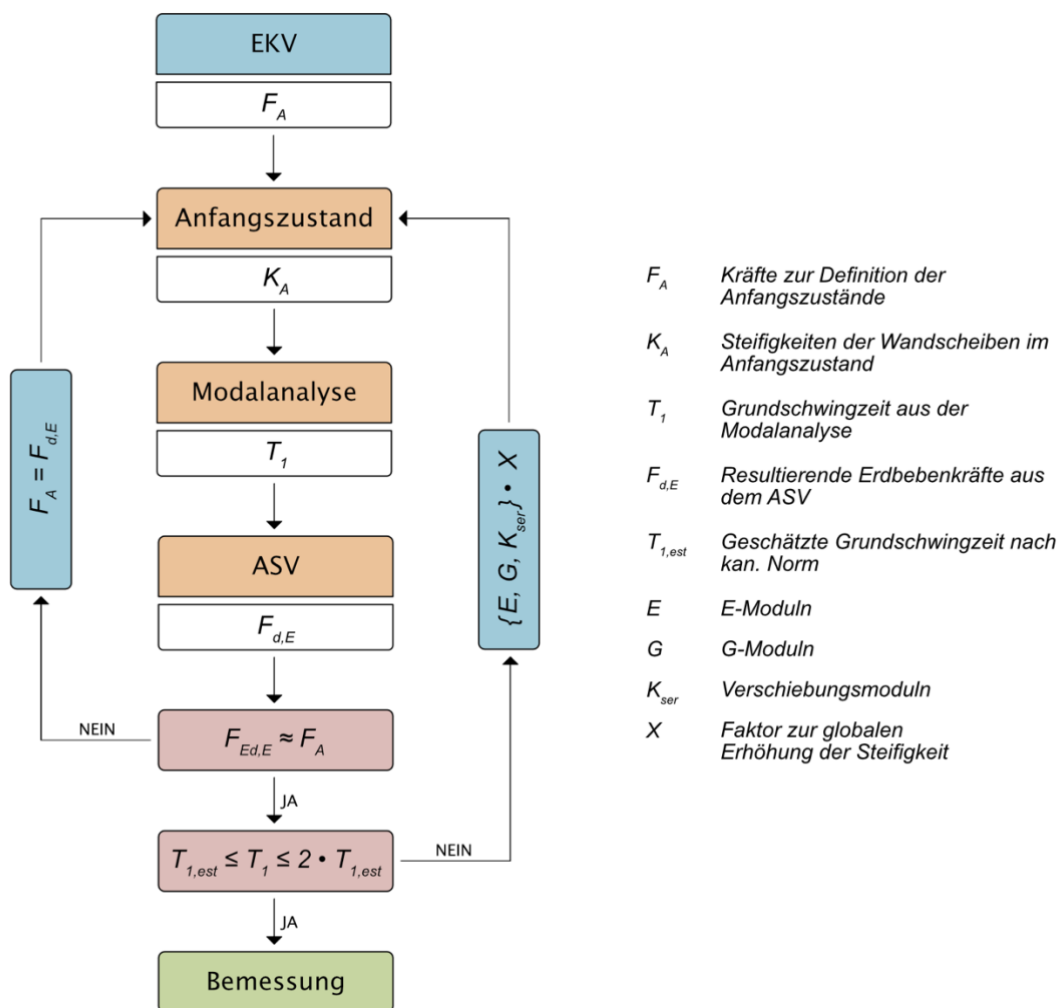


Abb. 36 Darstellung des iterativen Prozesses zur Ermittlung der Erdbebenkräfte unter gleichzeitiger Berücksichtigung von realistischen Steifigkeitsannahmen für die Wandscheiben in Form eines Flussdiagramms.

4.3.3 Resultate aus dem Erdbebenmodell

Im Folgenden wird die schrittweise Herleitung der Erdbebeneinwirkungen nach dem in Abb. 36 abgebildeten Verfahren beschrieben. Dabei wird auf die Ergebnisse jeder einzelnen Iteration eingegangen. Wie in Kapitel 4.3.2 beschrieben, wurden die Kräfte für die Definition der Anfangszustände in der ersten Iteration mittels Ersatzkraftverfahren abgeschätzt. Die horizontalen Einwirkungen auf die Geschossdecke und das Dach ergeben sich dabei wie in der nachfolgenden Tabelle zusammengefasst.

Tabelle 19 Für die Definition der Anfangszustände in Iteration I verwendete Lasten, wobei $F_{Ed,E,OG}$ und $F_{Ed,E,EG}$ den Gesamtlasten pro Stockwerk und $f'_{AZ,OG}$ und $f'_{AZ,EG}$ den auf die Geschossdecken aufgetragenen Linienlasten entsprechen.

Lastfall	$F_{Ed,E,OG}$ [kN]	$F_{Ed,E,EG}$ [kN]	$f'_{AZ,OG}$ [kN/m]	$f'_{AZ,EG}$ [kN/m]
Anfangszustand X	193.8	151.1	21.53	16.79
Anfangszustand Y	193.8	151.1	12.92	10.07

Auf Basis der so definierten Anfangszustände, liefern Modalanalyse und ASV die in Tabelle 20 dargestellten Ergebnisse (Iteration I). Zum Vergleich ist die Erdbebenersatzkraft (mit zugehöriger Grundschiebungzeit), welche als Basis für die Definition der Anfangszustände diente, ebenfalls dargestellt. Die Grundschiebungzeiten fallen in den Modalanalysen deutlich höher aus als für die Durchführung des EKV angenommen. Gleichzeitig liegen die resultierenden Erdbebenkraften aus dem ASV deutlich unter den berechneten Ersatzkräften. Die Steifigkeiten der Wände, welche durch die Anfangszustände herbeigeführt wurden, stimmen also nicht mit denjenigen überein, die sich bei Auftreten der im ASV ermittelten Erdbebenkraften einstellen.

Tabelle 20 Ergebnisse aus dem EKV im Vergleich zu Modalanalyse und ASV der Iteration I, wobei T_x und T_y die Grundschiebungzeiten und $F_{res,X}$ und $F_{res,Y}$ die resultierenden Erdbebenkraften in Gebäudelängs- bzw. Querrichtung sind.

Iteration	T_x [s]	T_y [s]	$F_{res,X}$ [kN]	$F_{res,Y}$ [kN]
0 (EKV)	0.25	0.25	345	345
I	0.35	0.51	213	174

Aus diesem Grund werden die Kräfte für die Anfangszustände auf Basis der resultierenden Erdbebenkraften aus dem ASV der ersten Iteration neu berechnet. Die Verteilung auf die Stockwerke erfolgt dabei mit Gleichung (2).

Tabelle 21 Für die Definition der Anfangszustände in Iteration II verwendete Lasten, wobei $F_{Ed,E,OG}$ und $F_{Ed,E,EG}$ den Gesamtlasten pro Stockwerk und $f'_{AZ,OG}$ und $f'_{AZ,EG}$ den auf die Geschossdecken aufgetragenen Linienlasten entsprechen.

Lastfall	$F_{Ed,E,OG}$ [kN]	$F_{Ed,E,EG}$ [kN]	$f'_{AZ,OG}$ [kN/m]	$f'_{AZ,EG}$ [kN/m]
Anfangszustand X	119.7	93.4	13.3	10.4
Anfangszustand Y	97.8	76.2	6.5	5.1

Alle für die Definition der Anfangszustände verwendeten Kräfte sind im Vergleich zur ersten Iteration deutlich tiefer. Die dadurch herbeigeführten Wandsteifigkeiten nehmen zu, während die Grundschiebungzeiten entsprechend kürzer ausfallen. Der Effekt fällt in Y-Richtung stärker ins Gewicht. Dies stimmt mit der Tatsache überein, dass die Abminderung der Kräfte im entsprechenden Anfangszustand (Y) deutlich grösser ausfällt als in X-Richtung (Tabelle 21).

Tabelle 22 Ergebnisse aus dem ASV der Iteration II, wobei T_x und T_y die Grundschwingzeiten und $F_{res,X}$ und $F_{res,Y}$ die resultierenden Erdbebenkräfte in Gebäudelängs- bzw. Querrichtung sind.

Iteration	T_x [s]	T_y [s]	$F_{res,X}$ [kN]	$F_{res,Y}$ [kN]
II	0.34	0.43	217	180

Die resultierenden Erdbebenkräfte stimmen in der zweiten Iteration mit einer maximalen Abweichung von 3.4 % (6 kN in Y-Richtung) mit der Summe der Kräfte überein, die in den Anfangszuständen auf das Modell aufgebracht wurden. Somit kann davon ausgegangen werden, dass die mittels Anfangszustand definierten Wandsteifigkeiten denjenigen entsprechen, die sich bei Auftreten der Erdbebeneinwirkungen aus dem ASV einstellen. Gemäss dem in Abb. 36 definierten Vorgehen, können in einem nächsten Schritt die Grundschwingzeiten plausibilisiert werden. Dazu werden diese in Gleichung (6) eingesetzt. Es ergibt sich, dass die mittels Modalanalyse ermittelte Grundschwingzeit in Gebäudelängsrichtung (X) die Gleichungsbedingungen erfüllt (Gleichung (16)). Die Grundschwingzeit in Gebäudequerrichtung (Y) hingegen fällt zu lang aus (Gleichung (17)).

$$\text{X-Richtung} \quad 0.186 \text{ s} \leq T_x \leq 0.372 \text{ s} \quad \text{i.O.} \quad (16)$$

$$\text{Y-Richtung} \quad 0.186 \text{ s} \leq T_y \leq 0.372 \text{ s} \quad \text{n.i.O.} \quad (17)$$

Aus diesem Grund wird davon ausgegangen, dass die Gesamtsteifigkeit des Gebäudes in Y-Richtung durch das Modell nicht korrekt abgebildet wird und nach oben korrigiert werden muss. Dazu wird die globale Steifigkeit der entsprechenden Wandscheiben versuchsweise um den Faktor 2.0 erhöht, wobei die in Kapitel 4.2 beschriebene Methode angewendet wird. Im Anschluss wird eine dritte Iteration durchgeführt. Die Anfangszustände werden dabei nicht verändert und sind gem. Tabelle 21 definiert.

Tabelle 23 Ergebnisse aus dem ASV der Iteration III, wobei T_x und T_y die Grundschwingzeiten und $F_{res,X}$ und $F_{res,Y}$ die resultierenden Erdbebenkräfte in Gebäudelängs- bzw. Querrichtung sind.

Iteration	T_x [s]	T_y [s]	$F_{res,X}$ [kN]	$F_{res,Y}$ [kN]
III	0.34	0.37	218	213

Grundschwingzeit und resultierende Erdbebenkraft in Gebäudelängsrichtung weisen im Vergleich zur vorangegangenen Iteration keine relevanten Änderungen auf. Als direkte Folge der Steifigkeitsanpassung, fällt die Grundschwingzeit in Y-Richtung nun aber in den erforderlichen Bereich (Tabelle 23). Die resultierende Erdbebenkraft aus dem entsprechenden ASV stimmt hingegen nicht mehr mit den im Anfangszustand aufgebrachten Kräften überein, weshalb eine vierte Iteration durchgeführt wird. Dabei werden nur die Kräfte für die Anfangszustände in Y-Richtung neu berechnet (Tabelle 24).

Tabelle 24 Für die Definition des Anfangszustands Y in Iteration IV verwendete Lasten, wobei $F_{Ed,E,OG}$ und $F_{Ed,E,EG}$ den Gesamtlasten pro Stockwerk und $f'_{AZ,OG}$ und $f'_{AZ,EG}$ den auf die Geschossdecken aufgebrachten Linienlasten entsprechen.

Lastfall	$F_{Ed,E,OG}$ [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

Nach Umsetzung der Anpassungen erfüllen beide Grundschwingzeiten die Bedingung der Gleichungen (16) und (17). Gleichzeitig stimmen die in den Anfangszuständen verwendeten Lasten mit denjenigen überein, die als resultierende Erdbebeneinwirkung aus dem ASV der vierten Iteration hervorgehen (Tabelle 25). Noch bestehende Abweichungen können auf Rundungsfehler zurückgeführt werden. Damit ist die Gesamtsteifigkeit des Gebäudes, welche für die Berechnungen angesetzt wurde, mit derjenigen vergleichbar, die sich unter Einwirkung der ermittelten Erdbebenlasten einstellt.

Es muss allerdings beachtet werden, dass in Y-Richtung die Steifigkeit der Wandscheiben global erhöht wurde. Dadurch wird der Einfluss von sekundären Bauteilen auf die Steifigkeit miteinbezogen (vgl. Kapitel 2.2). Bei der Bemessung müssen die entsprechenden Wandscheiben aber mit nach Norm berechneten Steifigkeiten modelliert werden und in diesem Zustand die gesamte ermittelte Erdbebenlast aufnehmen können.

Tabelle 25 Ergebnisse aus dem ASV der Iteration IV, wobei T_x und T_y die Grundschwingzeiten und $F_{res,X}$ und $F_{res,Y}$ die resultierenden Erdbebenkräfte in Gebäudelängs- bzw. Querrichtung sind.

Iteration	T_x [s]	T_y [s]	$F_{res,X}$ [kN]	$F_{res,Y}$ [kN]
IV	0.339	0.365	218	213

Abb. 37 fasst die Endergebnisse aus der iterativen Bestimmung der Erdbebeneinwirkungen grafisch zusammen. Dargestellt sind die horizontalen Einwirkungen, welche je Wandscheibe im Erdgeschoss in die Foundation eingeleitet werden. Die ungleichmässige Verteilung der Kräfte lässt sich durch die unterschiedliche Grösse der Wandscheiben erklären. Auch die unterschiedliche Anzahl an Fensteröffnungen spielt eine Rolle, da sie die Gesamtsteifigkeit der Wandscheiben beeinflusst. Betrachtet man die Resultate des ASV in X-Richtung, kann die Aussage getroffen werden, dass die untere Fassade des Gebäudes weniger steif ist als die obere und deshalb weniger Lasten aufnimmt. Aufgrund dieser ungleichmässigen Steifigkeitsverteilung wird das Gebäude zudem in eine Verdrehung gezwungen, der die Wandscheiben quer zur Gebäuderichtung entgegenwirken. Entsprechend entstehen in deren Schubverankerungen ebenfalls horizontale Auflagerreaktionen. In Anbetracht der nicht unwesentlichen Unterschiede im Aufbau der beiden Fassaden in X-Richtung fallen diese aber klein aus. Bei der Analyse in Y-Richtung treten diese Effekte nicht auf, weil die Steifigkeiten regelmässig verteilt sind. Hier teilen sich die Lasten proportional zu den Längen der Wandscheiben auf, die alle ohne Öffnungen ausgeführt sind. Dabei muss aber beachtet werden, dass sich diese Kraftverteilung nur ergibt, weil bei der Durchführung der ASV der Einfluss von zufälligen Exzentrizitäten nicht berücksichtigt wurde. Diese werden erst beim Aufbringen der ermittelten Kräfte auf das Bemessungsmodell berücksichtigt.

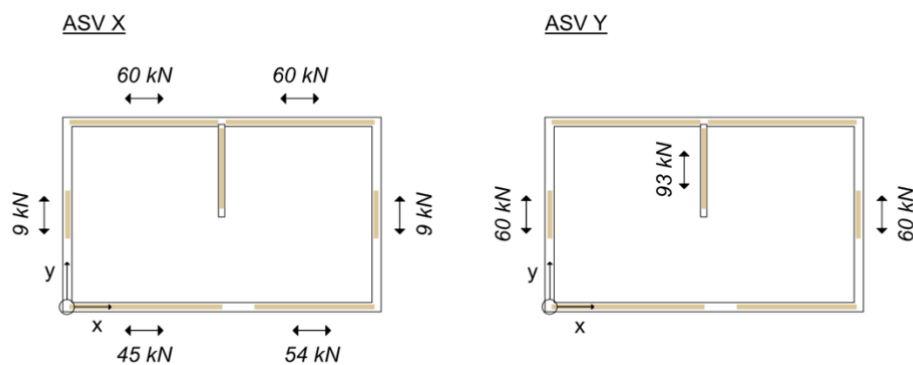


Abb. 37 Endergebnisse aus der Iterativen Bestimmung der Erdbebeneinwirkungen.

4.3.4 Resultate aus dem Bemessungsmodell

Im Bemessungsmodell konnten die Lasten, wie vorgesehen, auf Geschossdecke, Dach und die Einbinder der Wandscheiben aufgebracht werden (vgl. Kapitel 4.3.2). Dabei wurden zusätzlich zu den Einwirkungen, welche für die Bemessung des Aussteifungssystems benötigt werden, auch diejenigen berücksichtigt, die bei der Beurteilung der vertikalen Lastabtragung von Bedeutung sind (Schnee, Nutzlast Kat. H). Die verwendeten Lastfälle sind in Tabelle 26 zusammengefasst.

Tabelle 26 Zusammenfassung der Lastfälle die für das Aufbringen der Einwirkungen auf das Bemessungsmodell verwendet wurden.

Nr	Lastfall
1	Eigengewicht
2	Auflast
11	Nutzlast Kat. B
12	Nutzlast Kat. H
21	Schnee
31	Wind +X, Exzentrizität +Y
32	Wind +X, Exzentrizität -Y
33	Wind -X, Exzentrizität +Y
34	Wind -X, Exzentrizität -Y
35	Wind +Y, Exzentrizität +X
36	Wind +Y, Exzentrizität -X
37	Wind -Y, Exzentrizität +X
38	Wind -Y, Exzentrizität -X
41	Erdbeben +X, Exzentrizität +Y
42	Erdbeben +X, Exzentrizität -Y
43	Erdbeben -X, Exzentrizität +Y
44	Erdbeben -X, Exzentrizität -Y
45	Erdbeben +Y, Exzentrizität +X
46	Erdbeben +Y, Exzentrizität -X
47	Erdbeben -Y, Exzentrizität +X
48	Erdbeben -Y, Exzentrizität -X

Für drei Bemessungssituationen wurden aus den einzelnen Lastfällen die gemäss Norm zu berücksichtigenden Lastkombinationen erstellt (SIA 260, 2013). Zwei davon dienen dem Nachweis der Tragsicherheit unter normalen Bedingungen und im Erdbebenfall. Die dritte dient zur Überprüfung der Gebrauchstauglichkeit. Dieser Arbeitsschritt wurde mit Hilfe des Kombinationsassistenten von RFEM6 automatisch ausgeführt.

Tabelle 27 Für die Definition der Lastkombinationen verwendete Bemessungssituationen (der Grenzzustand Typ 2 betrifft das Erreichen des Tragwiderstands des Tragwerks oder eines seiner Bauteile).

Nr	Bemessungssituation
1	Grenzzustand der Tragsicherheit Typ 2 - Grundkombination
2	Grenzzustand der Tragsicherheit Typ 2 - Erdbeben
3	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit - Selten

Abb. 38 zeigt eine der Lastkombinationen aus der Bemessungssituation 1. Dargestellt sind alle berücksichtigten Kräfte, welche die horizontalen Windeinwirkungen und die vertikalen Einwirkungen aus Geschossdecke und Dach umfassen. Da Decken- und Dachscheibe als Starrflächen modelliert sind, hat sich eine Aufteilung der horizontal wirkenden Windkräfte in Druck- und Zugkomponenten erübrigt.

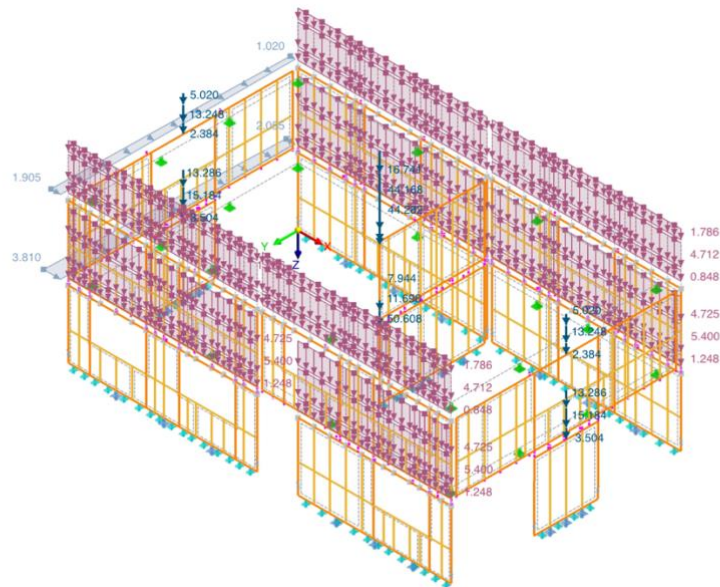


Abb. 38 Kombination der Einwirkungen in einem Lastfall aus der Bemessungssituation «Grundkombination». (Kräfte in kN bzw. kN/m)

Am Beispiel von zwei übereinander liegenden Wandscheiben kann qualitativ der Normalkraftverlauf in den Randstützen beurteilt werden. Dazu werden die Ergebnisse aus zwei Einwirkungskombinationen verglichen (Abb. 39). Die linke Situation stellt den Normalkraftverlauf in den Randstützen unter Erdbebeneinwirkung in X-Richtung dar. Die Rechte den Normalkraftverlauf unter Windeinwirkung in derselben Richtung. Während die günstig wirkenden Einwirkungen im Erdbebenfall keinen in der Darstellung sichtbaren Einfluss auf die Kraftverläufe haben, werden unter Windeinwirkung alle Zugkräfte überdrückt. Das Vorhandensein der Zugkomponente infolge der Windlast äussert sich dabei darin, dass die Druckkraft dem Randständer der unteren Wandscheibe nach unten folgend kontinuierlich abnimmt (rechter Randständer).

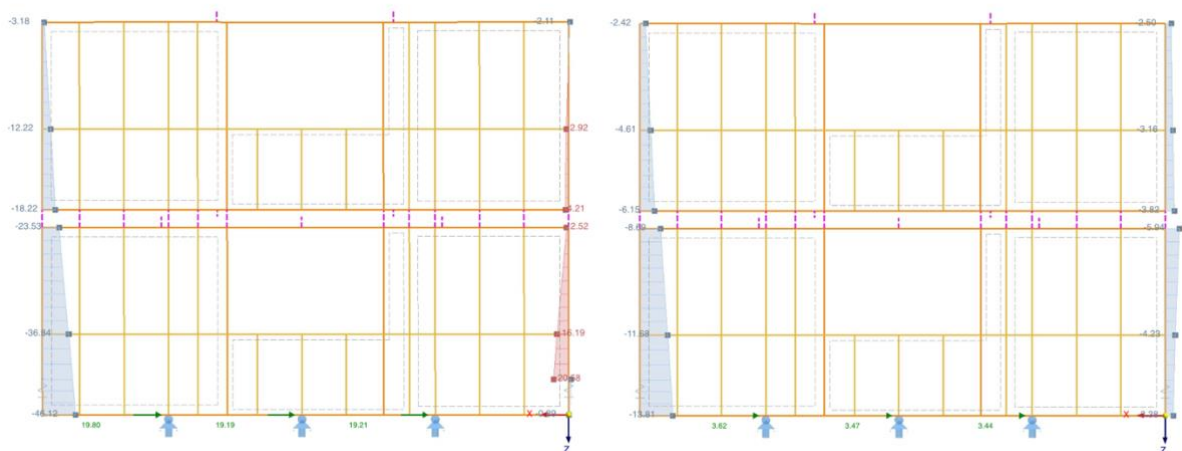


Abb. 39 Normalkräfte in kN in den Randständern derselben Wandscheiben bei Wind- (rechts) bzw. Erdbebeneinwirkung (links). Die Normalkräfte in allen anderen Bauteilen wurden aus Übersichtsgründen ausgeblendet.

4.3.5 Diskussion

Für die Ermittlung der auf das Mustergebäude einwirkenden Erdbebenkräfte, hat sich die in Abb. 36 beschriebene Vorgehensweise bewährt. In insgesamt vier Iterationsschritten konnten die Anfangszustände den mittels ASV bestimmten Erdbebeneinwirkungen angepasst werden. Auf Grundlage der gewonnenen Erkenntnisse wird davon ausgegangen, dass sich das Verfahren bei beliebigen Tragstrukturen anwenden lässt, die keine grösseren Unregelmässigkeiten aufweisen als jene des Mustergebäudes. Ob es sich für die Anwendung bei stark unregelmässigen Tragwerken ebenfalls eignet, kann anhand der Ergebnisse nicht abschliessend beurteilt werden.

Eine Erhöhung der Wandsteifigkeiten für das Erreichen von plausiblen Grundschwingzeiten wurde nur in Gebäudequerrichtung vorgenommen. Die Wandscheiben in Gebäudelängsrichtung wurden im Ursprungszustand belassen. Da im betrachteten Gebäudemodell keine wesentliche Belastung der Wandscheiben quer zur jeweiligen Richtung der Einwirkung entsteht, wird dieses Vorgehen als zulässig betrachtet. Gestützt wird diese Aussage durch die Tatsache, dass sich die resultierende Erdbebenkraft in Gebäudelängsrichtung infolge der Steifigkeitsanpassungen der Wände in Gebäudequerrichtung nur unwesentlich verändert hat. Allerdings muss die Anwendbarkeit dieser Vereinfachung insbesondere im Fall von stark unregelmässigen Tragwerken kritisch hinterfragt werden. In solchen kann, aufgrund der Exzentrizität des Steifigkeitszentrums, eine bedeutende Belastung der Wandscheiben vorliegen, die quer zur Einwirkungsrichtung angeordnet sind. Wird die Steifigkeit dieser Elemente erhöht, führt dies unter Umständen zu einer Unterschätzung der Kräfte in den parallel zur Einwirkungsrichtung liegenden Wänden. Aus diesem Grund sollte bei unregelmässigen Tragwerken eine globale Erhöhung der Steifigkeit auf alle Elemente des Aussteifungssystems angewendet werden.

Für die Ermittlung der Schnittkräfte wurde das Bemessungsmodell ohne Steifigkeitsanpassung verwendet. Auf das Modell konnten für die Ermittlung der Bemessungsschnittkräfte relevante horizontale und vertikale Einwirkungen aufgebracht werden. Am Beispiel der Randständer zweier Wandscheiben konnte zudem gezeigt werden, dass die vertikalen Kräfte aus dem Obergeschoss den Erwartungen entsprechend ins Erdgeschoss weitergeleitet werden. In weitere Untersuchungen müssen zusätzlich auch die Schnittkraftverläufe in allen anderen Bauteilen überprüft werden.

Bei der Erstellung der dreidimensionalen Modelle wurden verschiedene Vereinfachungen vorgenommen, deren Auswirkungen in realen Projekten fallweise genauer betrachtet werden müssen. Im Fall des Erdbebenmodells betrifft dies vor allem Decken- und Dachscheibe die als starr angenommen wurden. Wie sich diese Annahme auf die Resultate der dynamischen Analyse auswirkt, kann z.B. durch Variieren der Deckensteifigkeiten im Rahmen einer Sensitivitätsanalyse geprüft werden. Auch die Modellierung des Geschossübergangs muss im Einzelfall geprüft werden, was besonders im Bemessungsmodell von Bedeutung ist. Sie kann z.B. von der Art der verwendeten Verankerungsmittel oder der Positionierung der Wandscheiben abhängen. Es wird aber davon ausgegangen, dass sich das Bemessungsmodell auch zur Überprüfung der Vertikalstatik eignet und allenfalls sogar um weitere Bestandteile (Unterzüge, tragende Stützen) ergänzt werden kann.

5 Schlussfolgerungen und Ausblick

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen haben ergeben, dass an den Modellen für Wandscheiben mit Öffnungen, die im Forschungsprojekt der BFH entstanden sind, dynamische Analysen durchgeführt werden können. Weiter hat sich gezeigt, dass sich die Modelle zur Durchführung dieser Analysen, in ein dreidimensionales Tragwerksmodell integrieren lassen. Dasselbe gilt für Wandscheiben ohne Öffnungen, die nach demselben Prinzip modelliert werden. Damit die Bestimmung der Grundschwingzeiten und Erdbebeneinwirkungen mittels Modalanalyse bzw. Antwortspektrenverfahren gelingt, musste aufgrund der zahlreichen Nichtlinearitäten in den Modellen eine neuartige Vorgehensweise definiert werden. Das Verfahren hat sich für die Untersuchung des im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Mustergebäudes bewährt. Alle Erkenntnisse basieren auf Resultaten, die aus einer kleinen Anzahl von FEM-Modellen gewonnen wurden. Um sie im Hinblick auf deren Anwendung in der Praxis zu untermauern, müssen Untersuchungen an weiteren Modellen durchgeführt werden, wobei der Fokus auf dem Einfluss unterschiedlicher Geometrien von Wandscheiben und Gebäuden liegen sollte. Weiter müssen die nachfolgend beschriebenen Punkte genauer analysiert werden.

Das Erstellen der detaillierten Wandscheibenmodelle und insbesondere des räumlichen Tragwerksmodells hat sich trotz Entwicklung eines Hilfsmittels in Form des Pythonskripts als sehr zeitaufwändig herausgestellt. Trotzdem war dieses sehr hilfreich. Um das vorgestellte Verfahren in der Praxis auf rentable Art und Weise einsetzen zu können, sollte das Skript weiterentwickelt, oder die Bereitstellung eines ähnlichen Hilfsmittels angestrebt werden. Zusätzlich kann überprüft werden, ob die Regelmässigkeitskriterien für die Durchführbarkeit des Ersatzkraftverfahrens im Fall von Bauwerken in Holzrahmenbauweise aufgeweicht werden können. Dafür spricht, dass sich die Unregelmässigkeiten im Tragwerk des hier untersuchten Mustergebäudes nicht wesentlich auf die Belastung der quer zur Erdbebeneinwirkung stehenden Wandscheiben ausgewirkt haben. Bei Anwendung des EKV entfällt die Notwendigkeit der Erstellung eines räumlichen Tragwerkmodells und die Wandscheiben können einzeln modelliert bzw. bemessen werden.

Die gezielte Linearisierung des Erdbebenmodells basiert auf dem Prinzip der Anfangszustände des Statik-Programms RFEM6. Die korrekten Anfangszustände zur Linearisierung des Modells werden in einem iterativen Prozess ermittelt. Auf Grundlage der gewonnenen Erkenntnisse wird davon ausgegangen, dass sich das Verfahren bei beliebigen Tragstrukturen anwenden lässt, die keine grossen Unregelmässigkeiten aufweisen. Seine Anwendbarkeit muss aber in weiteren Untersuchungen für den Fall von unregelmässigen Tragwerken überprüft werden. Bei solchen können Schwingformen entstehen, bei denen Wandscheiben die nicht in der untersuchten Belastungsrichtung angeordnet sind, massgebend belastet werden. Es muss deshalb insbesondere geprüft werden, ob die Definition der Anfangszustände weiterhin durch Aufbringen von Kräften auf die Deckenscheiben erfolgen kann. Sollte dies nicht der Fall sein, ist zur Definition der Anfangszustände auch ein direktes Aufbringen der entsprechenden Kräfte auf die einzelnen Wandscheiben denkbar.

Die Bemessung des untersuchten Tragwerks stand nicht im Zentrum der vorliegenden Arbeit. Die Untersuchungen haben lediglich gezeigt, dass sich das Bemessungsmodell für das Aufbringen von bemessungsrelevanten horizontalen und vertikalen Einwirkungen eignet. Zudem konnte gezeigt werden, dass die Lastdurchleitung aus dem Ober- in das Erdgeschoss im Bereich der Randständer auf die erwartete Art und Weise funktioniert. In weiteren Untersuchungen müssen die Schnittkraftverläufe detaillierter untersucht werden. Nicht untersucht wurde zudem die Bestimmung und das Aufbringen der zusätzlich zu den horizontalen Einwirkungen auf das Tragwerk wirkenden Stabilisierungskräfte. Um diesen Schritt zu überspringen, bietet sich unter Umständen die Durchführung der Tragwerksanalyse nach Theorie 2. Ordnung an. In diesem Fall müsste nach Norm eine Abminderung der Material- und Federsteifigkeiten vorgenommen und die Schiefstellungen und Vorkrümmungen definiert werden. Letzteres könnte z.B. unter Anwendung einer weiterentwickelten Version des Pythonskripts in automatisierter Form erreicht werden. Es muss zudem geprüft werden, ab wann Anpassungen am Tragwerk, die im Rahmen der Bemessung vorgenommen werden, eine Neuermittlung der Erdbebenkräfte erforderlich macht (z.B. wenn die Verbindungsmittel der Beplankung verändert werden, was sich massgeblich auf die Steifigkeit der Wandscheiben auswirkt).

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1 Schematisch dargestellte Wandscheibe mit Fensteröffnung, segmentiert nach gültiger Norm mit der horizontalen Einwirkung F_d und den vertikalen Auflagerreaktionen A_v und B_v .	1
Abb. 2 Schematisch dargestellte Wandscheibe mit Fensteröffnung, der horizontalen Einwirkung F_d und den vertikalen Auflagerreaktionen A_v und B_v .	2
Abb. 3 Schematisch dargestellte Vorgehensweise beim Nachweis der Tragsicherheit eines Aussteifungssystems mit drei Wandscheiben, wobei $F_{d,i}$ den Einwirkungen und $R_{d,i}$ dem jeweiligen Tragwiderstand entspricht (Bemessungsniveau).	3
Abb. 4 Verteilung der Erdbebeneinwirkung $F_{d,E}$ auf die einzelnen Wandscheiben eines Stockwerks, ohne Berücksichtigung der Exzentrizitäten $e_{d,sup,x}$, $e_{d,inf,x}$, $e_{d,sup,y}$ und $e_{d,inf,y}$ (Massenzentrum M und Steifigkeitszentrum S identisch).	5
Abb. 5 Schematisch dargestelltes Verformungsbild (links) einer Wandscheibe mit zugehörigem statischem Modell (rechts) und Momenten- bzw. Querkraftverlauf (Mitte). A_v , C_H und B_v sind die aus der Einwirkung F_H resultierenden Auflagerkräfte.	7
Abb. 6 Beispiel eines räumlichen Tragwerksmodells mit Ersatzstäben, in dem die Steifigkeiten der Verankerungen mit den Gelenkeigenschaften und die Steifigkeiten der Wandscheiben mit den Ersatzstabeigenschaften abgebildet werden.	7
Abb. 7 Konstruktionsweise der im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Wandscheibe, die in den Forschungen an der BFH zur Untersuchung des Tragverhaltens von Wandscheiben mit Öffnungen verwendet wurde (nach (Manser, 2023)).	8
Abb. 8 Nummerierung der einzelnen Verbindungen zwischen den Holzbauteilen mit Angaben zur konstruktiven Ausbildung (nach (Manser, 2024a)).	8
Abb. 9 FEM-Modell aus dem Forschungsprojekt der BFH. Ein Teil der Linienfreigaben ist aus Übersichtsgründen nicht dargestellt. Eigenschaften und Position der Lager entsprechen der Einspannsituation der Prüfkörper auf der Prüfmaschine.	9
Abb. 10 Kraft-Dehnungsdiagramm zum Vergleich des Verformungsverhaltens von Prüfkörper und FEM Modell (© 2025, Nadja Manser).	10
Abb. 11 Arbeitsablauf zur Überprüfung der Anwendbarkeit von Wandscheiben mit Öffnungen in dreidimensionalen Gebäudemodellen.	12
Abb. 12 Schematischer Grundriss von Erd- und Obergeschoss des zweistöckigen Mustergebäudes.	13
Abb. 13 Tragwerkskonzept für das zweistöckige Mustergebäude.	14
Abb. 14 Graphische Darstellung der Stockwerkmassen (braun dargestellt) und der Windeinwirkungen $F_{k,w,x}$ und $F_{k,w,y}$, berechnet in Bezug auf die Einflussbreiten h_1 bzw. h_2 der beiden Geschosse.	16
Abb. 15 Einwirkung von Windkräften auf das Mustergebäude, wobei $Q_{k,w,1}$ und $Q_{k,w,2}$ die globalen Windkräfte unter 0° bzw. 90° Anströmwinkel und $Q_{k,w,c}$ bzw. $Q_{k,w,t}$ die in Zug- und Druckkräfte aufgeteilten Windkräfte sind (nach (SIA 261, 2020)).	18
Abb. 16 Funktionsweise des Python-Skripts zum automatisierten Erstellen von räumlichen Gebäudemodellen.	19
Abb. 17 Pythoncode für die Definition der Wandscheiben eines dreidimensionalen Tragwerksmodells.	20
Abb. 18 Pythoncode für die Generierung eines dreidimensionalen Tragwerksmodells und die Erzeugung der benötigten Lastfälle bzw. Lastkombinationen.	20
Abb. 19 FEM-Modell der einzelnen Wandscheibe mit Öffnung zur Untersuchung der Durchführbarkeit von dynamischen Analysen (Masse in m). Teile der Linienfreigaben wurden aus Darstellungsgründen ausgeblendet.	21
Abb. 20 Aus der supponierten Geschossdecke auf den Einbinder der Wandscheibe einwirkende Linienlast in kN/m am Beispiel des Eigengewichts.	24
Abb. 21 In der linken oberen Ecke auf das Modell aufgebrachte Knoten-Zwangsverformung in mm zur Bestimmung des Kraft-Dehnungsdiagramms.	24
Abb. 22 In der linken oberen Ecke auf das Modell aufgebrachte Einzellast in kN zur Definition des Anfangszustands (hier Lastfall 31).	25
Abb. 23 Kraft-Dehnungsdiagramm der Wandscheibe mit den gewählten Lasten für die Definition der Anfangszustände.	25
Abb. 24 Normalkraftverläufe in kN in den Rahmenbauteilen im Anfangszustand I, wobei Druckkräfte blau, Zugkräfte rot und Auflagerreaktionen grün dargestellt sind (Kräfte in Riegel, Zwischenständern und Fensterständern nicht dargestellt).	26
Abb. 25 Normalkraftverläufe in kN in den Rahmenbauteilen im ASV I, wobei Druckkräfte blau, Zugkräfte rot und Auflagerreaktionen grün dargestellt sind (Kräfte in Riegeln, Zwischenständern und Fensterständern nicht dargestellt).	27

Abb. 26 FEM-Modell, an dem geprüft wird, ob Wände ohne Öffnungen auf dieselbe Weise modelliert werden können wie Wände mit Öffnungen (links: Modell im Originalzustand; rechts: Modell mit verdoppelter Steifigkeit). Die Linienfreigaben der rechten Wand sind aus Übersichtsgründen nicht dargestellt.	29
Abb. 27 In der linken oberen Ecke beider Wände aufgebrachte Knoten-Zwangsverformung in mm zur Bestimmung der Kraft-Dehnungsdiagramme.	31
Abb. 28 Schematisch dargestelltes Verformungsbild (links) einer Wandscheibe mit zugehörigem statischem Modell (rechts) und Momenten- bzw. Querkraftverlauf (Mitte). A_v , C_H und B_v sind die aus der Einwirkung F_H resultierenden Auflagerkräfte.....	31
Abb. 29 Kraft-Dehnungsdiagramm der Wandscheiben A und B sowie der Verlauf der von Hand berechneten Verformungen.	32
Abb. 30 Normalkraftverlauf in den Rahmenbauteilen von Wandscheibe A, bei einer Einwirkung von 82.89 kN, wobei Zugkräfte rot und Druckkräfte blau dargestellt sind.	33
Abb. 31 Verlauf der Normalkräfte in den Randständern von Wandscheibe A bei zunehmender horizontaler Einwirkung im Vergleich mit von Hand berechneten Werten.	34
Abb. 32 Verlauf des Schubflusses zwischen Einbinder und Beplankung von Wandscheibe A bei zunehmender horizontaler Einwirkung im Vergleich mit von Hand berechneten Werten.	34
Abb. 33 Axonometrie der für die Untersuchungen verwendeten räumlichen Tragwerksmodelle.	36
Abb. 34 Ausschnitt des Geschossübergangs aus dem 3D-Modell mit den Starrstäben für die Verbindung von übereinander liegenden Wandscheiben.....	38
Abb. 35 Im Anfangszustand aufgebrachte Kräfte auf die Geschossdecke und das Dach in kN/m, am Beispiel von Lastfall 21.	39
Abb. 36 Darstellung des iterativen Prozesses zur Ermittlung der Erdbebenkräfte unter gleichzeitiger Berücksichtigung von realistischen Steifigkeitsannahmen für die Wandscheiben in Form eines Flussdiagramms.....	40
Abb. 37 Endergebnisse aus der Iterativen Bestimmung der Erdbebeneinwirkungen.....	43
Abb. 38 Kombination der Einwirkungen in einem Lastfall aus der Bemessungssituation «Grundkombination». (Kräfte in kN bzw. kN/m)	45
Abb. 39 Normalkräfte in kN in den Randständern derselben Wandscheiben bei Wind- (rechts) bzw. Erdbebeneinwirkung (links). Die Normalkräfte in allen anderen Bauteilen wurden aus Übersichtsgründen ausgeblendet.	45

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1 Steifigkeiten der einzelnen Verbindungen, wobei die von der Belastungsrichtung abhängigen Unterschiede berücksichtigt werden. Die Richtungsangaben entsprechen den lokalen Stabachsensystemen aus Abb. 9 (Manser, 2024a).	9
Tabelle 2 Kraft–Dehnungs-Verhalten bei einreihiger Verklammerung einer OSB-Platte mittels Klammern des Typs «Haubold, KG 700» mit 1.53 mm Durchmesser, 50 mm Länge und einem Klammerabstand von 40 mm, wobei f die aufgebrauchte Kraft und u die daraus resultierende Verformung ist (Manser, 2024a).	10
Tabelle 3 Objekt- und standortspezifische Informationen für die Bemessung des Tragwerks.	15
Tabelle 4 Aufbau der gewählten Wandbauteile mit Angaben zu Materialisierung und Dimensionierung der statisch wirksamen Schichten.	15
Tabelle 5 Aufbau der gewählten Dach- und Deckenbauteile mit Angaben zu Materialisierung und Dimensionierung der statisch wirksamen Schichten.	16
Tabelle 6 Ständige Flächenlasten der einzelnen Bauteile, wobei $g_{k,E}$ das Eigengewicht, $g_{k,A}$ die Auflast und Σg_k die Summe aus Eigengewicht und Auflast ist.	17
Tabelle 7 Geschosslasten für die Ermittlung der Erdbebeneinwirkungen gerundet auf kN, wobei ΣG_k die Teilsumme der Ständigen Lasten $\Sigma \psi_2 \cdot Q_k$ die Teilsumme der quasi-ständigen Lasten und Q_d die auf den jeweiligen Geschossübergang zusammengefasste Gesamtlast ist.	17
Tabelle 8 Zusammenfassung der globalen charakteristischen Windkräfte und Aufteilung der Kräfte in Zug- und Druckkomponenten wobei c_{f1} und c_{f2} die globalen Kraftbeiwerte, $c_{pe,c}$ und $c_{pe,t}$ die lokalen Druckbeiwerte, $q_{k,W}$ bzw. $Q_{k,W}$ die globalen Windkräfte sind.	18
Tabelle 9 Geschossweise charakteristische Windkräfte und Aufteilung der Kräfte in Zug- und Druckkomponente, wobei $Q_{k,W}$ die globalen Windkraft(-anteile) sind.	18
Tabelle 10 Querschnitte und Materialisierung der einzelnen Bauteile.	22
Tabelle 11 Ausbildung der Schub- und Zugverankerungen mit zugehörigen Verschiebungsmoduln, wobei d der Nageldurchmesser, n die Anzahl Nägel und K_{ser} der Verschiebungsmodul parallel bzw. senkrecht zur Faserrichtung ist.	22
Tabelle 12 Zusammenfassung der Lastfälle zur Untersuchung des statischen und dynamischen Verhaltens einer einzelnen Wandscheibe mit Öffnung.	23
Tabelle 13 Zusammenfassung der Resultate aus den Modalanalysen, wobei m_k der prozentuale Anteil der Modalmasse, f die Eigenfrequenz und T_1 die Grundschiwingzeit der Wandscheibe ist.	26
Tabelle 14 Querschnitte und Materialisierung der einzelnen Bauteile.	30
Tabelle 15 Ausbildung der Schub- und Zugverankerungen mit zugehörigen Verschiebungsmoduln, wobei d der Nageldurchmesser, n die Anzahl Nägel und K_{ser} der Verschiebungsmodul parallel bzw. senkrecht zur Faserrichtung ist.	30
Tabelle 16 Querschnitte und Materialisierung der einzelnen Bauteile.	37
Tabelle 17 Ausbildung der Schub- und Zugverankerungen mit zugehörigen Verschiebungsmoduln, wobei d der Nageldurchmesser, n die Anzahl Nägel und K_{ser} der Verschiebungsmodul parallel bzw. senkrecht zur Faserrichtung ist.	37
Tabelle 18 Zusammenfassung der Lastfälle zur Untersuchung des dreidimensionalen Erdbebenmodells.	39
Tabelle 19 Für die Definition der Anfangszustände in Iteration I verwendete Lasten, wobei $F_{Ed,E,OG}$ und $F_{Ed,E,OG}$ den Gesamtlasten pro Stockwerk und $f'_{AZ,OG}$ und $f'_{AZ,EG}$ den auf die Geschossdecken aufgebrauchten Linienlasten entsprechen.	41
Tabelle 20 Ergebnisse aus dem EKV im Vergleich zu Modalanalyse und ASV der Iteration I, wobei T_x und T_y die Grundschiwingzeiten und $F_{res,X}$ und $F_{res,Y}$ die resultierenden Erdbebenkräfte in Gebäudelängs- bzw. Querrichtung sind.	41
Tabelle 21 Für die Definition der Anfangszustände in Iteration II verwendete Lasten, wobei $F_{Ed,E,OG}$ und $F_{Ed,E,OG}$ den Gesamtlasten pro Stockwerk und $f'_{AZ,OG}$ und $f'_{AZ,EG}$ den auf die Geschossdecken aufgebrauchten Linienlasten entsprechen.	41
Tabelle 22 Ergebnisse aus dem ASV der Iteration II, wobei T_x und T_y die Grundschiwingzeiten und $F_{res,X}$ und $F_{res,Y}$ die resultierenden Erdbebenkräfte in Gebäudelängs- bzw. Querrichtung sind.	42
Tabelle 23 Ergebnisse aus dem ASV der Iteration III, wobei T_x und T_y die Grundschiwingzeiten und $F_{res,X}$ und $F_{res,Y}$ die resultierenden Erdbebenkräfte in Gebäudelängs- bzw. Querrichtung sind.	42
Tabelle 24 Für die Definition des Anfangszustands Y in Iteration IV verwendete Lasten, wobei $F_{Ed,E,OG}$ und $F_{Ed,E,OG}$ den Gesamtlasten pro Stockwerk und $f'_{AZ,OG}$ und $f'_{AZ,EG}$ den auf die Geschossdecken aufgebrauchten Linienlasten entsprechen.	42
Tabelle 25 Ergebnisse aus dem ASV der Iteration IV, wobei T_x und T_y die Grundschiwingzeiten und $F_{res,X}$ und $F_{res,Y}$ die resultierenden Erdbebenkräfte in Gebäudelängs- bzw. Querrichtung sind.	43

Tabelle 26 Zusammenfassung der Lastfälle die für das Aufbringen der Einwirkungen auf das Bemessungsmodell verwendet wurden.	44
Tabelle 27 Für die Definition der Lastkombinationen verwendete Bemessungssituationen (der Grenzzustand Typ 2 betrifft das Erreichen des Tragwiderstands des Tragwerks oder eines seiner Bauteile).	44

Literaturverzeichnis

- Attenhofer, T. (2022). *Aussteifende Holzrahmenbau-Wände mit Öffnungen* [Bachelorarbeit]. Berner Fachhochschule.
- BFH. (2024). *Holzrahmenbau-Wände mit Öffnungen*. Abgerufen 24. Mai 2024, von <https://www.bfh.ch/de/forschung/referenzprojekte/holzrahmenbau-waende-mit-oeffnungen/>
- Dlupal. (2019, April 1). *Modalanalyse*. Abgerufen 07. Februar 2025, von <https://www.dlupal.com/de/loesungen/online-dienste/statik-wiki/000113>
- Dlupal. (2022, Juni 24). *Programming with RFEM 6 and Python | 002 Python, API, and Web Services*. Abgerufen 24. Mai 2024, von <https://www.dlupal.com/en/support-and-learning/learning/videos/003476>
- Dlupal. (2023, August 23). *Verwendung von Nichtlinearitäten im Antwortspektrenverfahren in RFEM 6*. Abgerufen 25. Januar 2025, von <https://www.dlupal.com/de/support-und-schulungen/support/knowledge-base/001833>
- Dlupal. (2024a, Januar 16). *Finite Elemente*. Abgerufen 07. Februar 2025, von <https://www.dlupal.com/de/downloads-und-infos/dokumente/online-handbuecher/software-validation/004005>
- Dlupal. (2024b, Februar 23). *RFEM 5*. Abgerufen 23. Januar 2025, von <https://www.dlupal.com/de/downloads-und-infos/dokumente/online-handbuecher/rfem-5>
- Dlupal. (2024c, Februar 23). *RFEM 6*. Abgerufen 25. Januar 2025, von <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. für Erdbebeningenieurwesen. *Startsitzung Bachelorthesen Wände mit Öffnungen* [Persönliche Kommunikation].
- Geiser, M. (2024, November 29). Prof. für Erdbebeningenieurwesen. *Zwischenbesprechung Bachelorthesen Wände mit Öffnungen* [Persönliche Kommunikation].
- Geiser, M., Furrer, L., Lestuzzi, P., Ratsch, G., & Wirz, N. (2023). *Erdbebengerechte Holzbauten*. Lignum Holzwirtschaft Schweiz, Zürich.
- JSON, JavaScript Object Notation. (2025, Januar 25). *JSON*. Abgerufen 25. Januar 2025, von <https://www.json.org/json-en.html>
- Lignum HBT 1. (2021). *Holzbautabellen—Handbuch für die Bemessung*. Lignum Holzwirtschaft Schweiz, Zürich.
- Manser, N. (2023, Oktober 13). *AP4 Prüfkörper: Nagelbild S-N-Na*. Empa, Abt. Ingenieur-Strukturen.
- Manser, N. (2024a, März 20). *RFEM Modell Dokumentation Wände mit Öffnungen*. Empa, Abt. Ingenieur-Strukturen.
- Manser, N. (2024b, März 20). *Vorstellung RFEM Modell—Wände mit Öffnungen*. Empa Abt. Ingenieur-Strukturen, Berner Fachhochschule, ETH Zürich.
- Python software foundation. (2025, Januar 15). *Welcome to Python.org*. Abgerufen 25. Januar 2025, von <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* [Bachelorarbeit]. 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.

Anhang

Anhangsverzeichnis

Nr.	Inhalt
1	Pläne des Prüfkörpers aus dem Forschungsprojekt der BFH
2	Grundrisspläne und Tragwerkskonzept des Mustergebäudes
3	Bauteilaufbauten und Lasten
4	Handrechnungen
5	RFEM-Ausdruckprotokolle

Binäre Anhänge

Typ	Name
RFEM-Modell	Einzelne_Wandscheibe_mit_Oeffnung.rf6
RFEM-Modell	Einzelne_Wandscheibe_ohne_Oeffnung.rf6
RFEM-Modell	Erdbebenmodell_3D.rf6
RFEM-Modell	Bemessungsmodell_3D.rf6