

Diplomarbeit

## Nachkriegsbauten unter Erdbebeneinfluss – Pushover-Analyse mit RFEM 6

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grads  
Diplom-Ingenieur / Diplom-Ingenieurin  
eingereicht an der TU Wien, Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwesen

---

Diploma Thesis

## Post-war buildings exposed to earthquake influence – Pushover-analysis with RFEM 6

Submitted in satisfaction of the requirements for the degree of  
Diplom-Ingenieur / Diplom-Ingenieurin  
of the TU Wien, Faculty of Civil and Environmental Engineering

von

**Jakob Stiermeier**

Matr.Nr.: 11806929

Betreuung: Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Andreas Kolbitsch**  
Univ.-Prof. Dipl.-Ing. **Peter Bauer**  
Dipl.-Ing. Dr.techn. **Amel Karic**, BSc  
Institut für Hoch- und Industriebau  
Forschungsbereich Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung  
Technische Universität Wien,  
Karlsplatz 13/206-02, 1040 Wien, Österreich

Wien, im November 2023

---

## Danksagung

Meine Danksagung richtet sich an alle, die mich während meines gesamten Werdegangs, Schule, Studium und vor allem bei der Diplomarbeit unterstützt haben:

- Fa. Dlubal für die kostenfreie Überlassung der vollständigen RFEM6 Lizenz für die Berechnungen,
- Herrn Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Andreas Kolbitsch für die Korrektur der Arbeit und die Betreuung,
- Herrn Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Peter Bauer für die mehr als hilfreichen Erklärungen und die sachdienliche Unterstützung,
- Herrn Dipl.-Ing. Dr.techn. Amel Karic BSc für die vielen Erläuterungen, Bereitstellungen etwaiger Unterlagen und seine motivierende Art,
- meiner Mutter, Frau Brigitte Haider, und meinem Vater, Karl Stiermeier, für die immer andauernde Unterstützung im gesamten Werdegang und vor allem während des Studiums.

## Kurzfassung

Nach dem Zweiten Weltkrieg wurden Gebäude unter Zeitdruck ressourcenschonend errichtet, was die Qualität der verwendeten Baustoffe beeinträchtigte und die Beurteilung der Tragfähigkeit erschwerte. In der heutigen Zeit werden die Nachkriegsbauten schrittweise renoviert. Laut den geltenden Verordnungen muss nicht nur auf die Einhaltung in Bezug auf Wärme-, Schall- und Brandschutz geachtet werden, sondern auch auf die vertikale Tragfähigkeit wie auch in seismisch aktiveren Gebieten auf die Erdbebensicherheit.

In dieser Arbeit stellt die Untersuchung der Korrelation zwischen der Pushover-Methode des Eurocode 8 und der neuvorgestellten Pushover-Analyse von RFEM 6 den Schwerpunkt dar. Hierfür wird ein repräsentatives Gebäude aus den 1950er Jahren zur Untersuchung herangezogen. Es werden Vergleiche zwischen den einzelnen Methoden für dasselbe Gebäude durchgeführt und etwaige Unterschiede werden erläutert. Das neu auf dem Markt erschienene Mauerwerksmaterial-Modell sowie die Pushover-Analyse von RFEM 6 der Firma Dlubal werden in dieser Arbeit vorgestellt und ihre Eignung zur Tragfähigkeitsüberprüfung von Bestandsgebäuden aus der Nachkriegszeit untersucht. Es wird die Anwendung von Sub-Modellen zur schnelleren und praxisnäheren Berechnung des Erdbebenwiderstandes vorgestellt. Das Ziel besteht darin, praxistaugliche Ergebnisse für den Widerstand zu erhalten und den Erdbebenachweis zu erbringen. Die Arbeit soll ebenso als Nachschlagewerk für die Pushover-Berechnung in RFEM 6 für Bestandsbauten aus der Nachkriegszeit dienen. Hier wird der komplette Modellierungsablauf, welcher zur Tragfähigkeitsüberprüfung erforderlich ist, erläutert und Modellierungsvorschläge gegeben. Zudem enthält die Arbeit eine detaillierte Berechnung der orthotropen Materialkennwerte, die für die Berechnung von Mauerwerk erforderlich sind.

## Abstract

After the Second World War, buildings were constructed under time pressure with a focus on resource efficiency, which affected the quality of the construction materials used and made the assessment of structural stability more challenging. Today, post-war buildings are gradually undergoing renovation. According to current regulations, the attention must be paid not only to compliance with thermal, acoustic, and fire protection standards, but also to vertical load-bearing capacity and seismic safety, especially in more seismically active regions.

This thesis primarily focuses on the investigation of the correlation between the Pushover method of Eurocode 8 and the newly introduced Pushover analysis of RFEM 6. For this purpose, a representative building from the 1950s is selected for the study. Comparisons are made between the individual methods for the same building, and any differences are explained. The newly introduced masonry material model and the Pushover analysis of RFEM 6 by Dlubal are presented in this work, and their suitability for assessing the structural stability of post-war buildings is examined. The application of sub-models for faster and more practical earthquake resistance calculations is presented. The goal is to obtain practical results for structural resistance and provide earthquake proof. This thesis is intended to serve as a reference for the Pushover analysis in RFEM 6 for post-war existing buildings from the post-war period. The process is explained and suggestions are provided. Additionally, the thesis includes a detailed calculation of the orthotropic material properties required for masonry calculations.

## Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung.....	1
1.1	Motivation .....	1
1.2	Zielsetzung.....	1
1.3	Forschungsstand.....	2
1.4	Allgemeines .....	2
2	Verwendete Materialien bei den Wiener Bauten von 1945 – 1965 .....	5
2.1	Ausgangsstoffe und Materialien für Mauerwerk und Decken .....	5
2.2	Mauersteine .....	7
2.3	Wandbauweisen.....	9
2.4	Innenmauern.....	10
2.5	Deckenkonstruktionen .....	10
3	Grundlagen der Baudynamik.....	12
3.1	Ursachen und Entstehung von Erdbeben.....	12
3.2	Physikalische Grundlagen.....	12
3.3	Grundlegende Eingangsparameter des EUROCODE 8.....	14
4	Pushover-Analyse – Theorieteil.....	20
4.1	Allgemeines .....	20
4.2	Analytische Methoden .....	21
4.3	Numerische Methoden .....	25
5	Pushover-Berechnung im Bestand .....	29
5.1	Schrittweiser Ablauf der analytischen Pushover-Berechnung.....	29
5.2	Anleitung für die Modellierung in RFEM 6 .....	34
6	Pushover-Analyse mit Excel.....	46
6.1	Eingangsdaten .....	46
6.2	Ergebnisse analytische Pushover-Methode .....	49
6.3	Ergebnisse.....	51
7	Pushover-Analyse mit RFEM Dlubal 2D.....	52
7.1	6-stöckiges Sub-Modell der Giebelwand.....	52
7.2	4-stöckiges Sub-Modell der Giebelwand.....	67
8	3D-Pushover Analyse mit RFEM 6 .....	73
8.1	Eingangsdaten .....	73
8.2	Aufbau und Bemessung.....	75
8.3	Ergebnisse.....	77
9	Vergleich der Ergebnisse .....	93
9.1	Vergleich Giebelwand 2D analytisch vs. numerisch .....	93
9.2	Vergleich 3D-Modell vs. Sub-Modelle .....	94
10	Schlussfolgerung und Ausblick .....	97
11	Literatur .....	98

# 1 Einleitung

## 1.1 Motivation

Immer mehr Menschen ziehen vom Land in die Stadt. Laut einer Prognose der Statistik Austria wird im Jahr 2040 eine Bevölkerung von 2,1 Millionen Menschen in Wien erwartet. Um diesen Menschen angemessenen Wohnraum bieten zu können, sollte schon frühzeitig mit der Planung der Schaffung von Wohnraum begonnen werden. Durch den zukunftsorientierten Gedanken und den Versuch, bei der Schaffung neuer Lebensräume den CO<sub>2</sub>-Ausstoß so gering wie möglich zu halten, lautet die Devise, sanierungsbedürftige Gebäude zu renovieren, anstatt diese durch einen Neubau zu ersetzen. Bei der Sanierung eines alten Gebäudes wird meist der nicht ausgebaute Dachboden in Betracht gezogen, um zusätzliche Wohnungen zu schaffen. Dies erfolgt, indem die maximale Bauhöhe ausgenutzt wird und weitere Geschoße auf das bestehende Gebäude aufgestockt werden. Laut jetzigem Wissensstand sind ca. 12% aller Bauten in Wien in der Zeit zwischen 1945 und 1960 erbaut worden [1]. Da ein Wohnhaus ca. alle 80 Jahre saniert werden muss, ist die Anzahl der zu sanierenden Gebäude vor allem aus der Nachkriegszeit hoch.

Durch den Wiederaufbau nach dem Krieg mussten die Gebäude im Vergleich zur Gründerzeit ressourcenschonender und sparsamer wieder aufgebaut/neugebaut werden. Die Bauzeit war ein erheblicher Faktor, wobei versucht wurde, diese so gering wie möglich zu halten. Es brach die Zeit der Hohlblocksteine und der Teilfertigteildecken an. Durch den Zeitdruck war die Qualitätssicherung der verwendeten Baustoffe zweitrangig und es ist davon auszugehen, dass die Festigkeiten gleicher Baustoffe in dieser Zeit sehr stark variierten. Dies erschwert eine Beurteilung des Bestandes und macht es schwierig, geeignete Sanierungskonzepte in Hinblick auf die Tragfähigkeit und generell den Materialkennwerten zu erarbeiten. Es wurden bereits etliche Versuche an Baustoffen der Bauten aus dieser Zeit durchgeführt.

Mit der neuen Programmversion von RFEM 6 der Fa. Dlubal sind viele Neuerungen erschienen. Es ist erstmalig möglich, eine Mauerwerksberechnung mit orthotropen Materialkennwerten durchzuführen. Des Weiteren ist ein eigenes Add-On erschienen, welches eine Pushover-Berechnung mit allen benötigten Berechnungsschritten ermöglicht. Diese und noch weitere Optimierungen werden herangezogen, um eine Korrelation zwischen der Pushover-Methode des Eurocode 8 und der neuvorgestellten Pushover-Analyse von RFEM 6 zu untersuchen.

Es wird voraussichtlich im Jahr 2028 eine neue Fassung des Eurocodes 8 erscheinen, die den derzeit gültigen Eurocode 8 ersetzen wird. Dadurch, dass in der Regel mit einem Umbau oder Zubau ein konstruktiver Eingriff oder eine merkliche Lasterhöhung erfolgt, ist die Standsicherheit im Erdbebenfall entsprechend den EC8-Vorgaben nachzuweisen.

## 1.2 Zielsetzung

Während es bereits zahlreiche Berechnungsbeispiele für den Erdbebenwiderstand von Gründerzeithäusern gibt, die sich auf die derzeit gültigen Normen des Eurocodes 8 beziehen, gibt es noch keine Forschungsergebnisse, wie mit Nachkriegsbauten, insbesondere mit ihrer spezifischen Bauweise und Baustoffe bezogen auf den Widerstand gegen Erdbeben, umgegangen werden soll. Es gibt weder Richtlinien, die besagen, welche Festigkeiten für Wände und Decken für die Berechnung herangezogen werden, noch wie der Eurocode 8 bei diesen Bauten richtig angewendet wird. Die Ziviltechnikerkammer Wien, Niederösterreich und Burgenland hat Erläuterungen zu diesem Eurocode veröffentlicht, welche als Stütze herangezogen werden. Durch den Start der Fertigteile wurden viele Zulassungen von der Stadt Wien erteilt. Um den Kenntnisstand hinsichtlich des EC 8 zu erfüllen, ist vor der Berechnung viel Zeitaufwand notwendig. Der Widerstand gegen Erdbeben wird mittels der Pushover-Berechnung durchgeführt.

Die Pushover-Methode ist eine verformungsbasierte Berechnungsmethode. Es werden bei konstanten Vertikallasten die Horizontallasten, welche aus der Erdbebenbelastung entstehen, so lange gesteigert, bis ein Versagen des Baukörpers eintritt oder eine Grenzverformung erreicht wird. Das Ergebnis dieser Berechnung ist die sogenannte Kapazitätskurve. Mit dieser Kapazitätskurve kann zu einer Widerstandskraft  $F$  eine gewisse Verformung abgelesen werden. Die Kapazitätskurve wird anschließend in ein Bedarfsdiagramm übertragen und unter Berücksichtigung der Schwingungsdauer, der modalen Masse sowie weiteren Parametern der Erdbebenerfüllungsfaktor berechnet.

Das erste Ziel dieser Arbeit ist, den Zusammenhang und etwaige Unterschiede zwischen der N2-Methode, welche in der Norm verankert ist, und der RFEM 6-Berechnung zu erläutern. Es werden dieselben Modelle mit gleichen Materialparametern herangezogen und berechnet. Das Ergebnis der beiden Berechnungen sind Last-Verformungskurven, welche dann mit den Formeln der Baudynamik für einen Einmassenschwinger auf die Schwingzeit, Frequenz und andere seismische Ergebnisse rückgeführt werden. Anschließend wird der Erdbebenerfüllungsfaktor berechnet, der je nach Schadensfolgeklasse einen gewissen Wert besitzen muss, sodass der Erdbebennachweis als erfüllt gilt. Die Ergebnisse werden anschließend analysiert, verglichen und die Unterschiede präsentiert. Dies wird mit vier und sechs Geschoßen durchgeführt, um die Korrelation untereinander zu gewährleisten. Die Giebelwand ist frei von Öffnungen und Unregelmäßigkeiten. Es wird erwartet, dass eventuelle Abweichungen in den Ergebnissen minimal sind. Sollte dies der Fall sein, wird das zweite Ziel der Arbeit ins Auge gefasst.

Das zweite Ziel der Arbeit ist, den Widerstand des gesamten zu untersuchenden Gebäudes abzuschätzen, indem eine repräsentative Wand zur Berechnung herangezogen wird. Diese Wände werden als Sub-Modell in RFEM 6 modelliert und mit einem Teil der modalen Masse des gesamten Gebäudes belastet. Mit der berechneten Kapazitätskurve wird der Erdbebenerfüllungsfaktor erfasst. Anschließend wird das gesamte Gebäude der Pushover-Berechnung unterzogen. Die Ergebnisse werden mit den einzelnen Sub-Modellen verglichen. Es wird erwartet, dass der Widerstand der einzelnen Wand geringer ist als der Widerstand des gesamten Gebäudes, da der Einfluss der 3D-Umlagerungseffekte signifikant sein wird. Jedoch sollte man in der Lage sein, eine gute erste Abschätzung durch die Belastung einer Wand zu erhalten. Es wird versucht, Unterschiede aufzuzeigen und etwaige Problemstellungen bei beiden Methoden zu erörtern. Es werden praxistaugliche Modellbildungen und Überprüfungen vorgestellt sowie Möglichkeiten zur Erzielung einer genauen ersten Abschätzung des Widerstands gegenüber Erdbebenbelastungen.

### 1.3 Forschungsstand

Der derzeitige Forschungsstand für die Berechnungen der Nachkriegsbauten steht mehr oder weniger noch in den Anfängen. Obwohl es viele Arbeiten über die verwendeten Baustoffe, die zahlreichen Zulassungen, die in der dieser Zeit veröffentlicht wurden, und über die Bauweisen gibt, sind bei der Suche nach Berechnungsergebnissen kaum Ergebnisse von Berechnungen für Gebäude aus den Jahren 1945-1965 verfügbar. Daher wird versucht, den vorhandenen Forschungsstand zu nutzen, um die Materialkennwerte und Bauweisen richtig zu interpretieren.

### 1.4 Allgemeines

In dieser Arbeit beziehen sich alle Berechnungen auf ein Haus aus der Nachkriegszeit. Es handelt sich um ein Gebäude, das im Jahr 1958 im 2. Wiener Gemeindebezirk erbaut wurde. Ein Teil des Einreichplanes wird nachfolgend dargestellt.

Um eine effiziente und praxisnahe Berechnung zu erhalten, wird auf die Methode der Sub-Modelle zurückgegriffen. Das bedeutet, es werden Regelmäßigkeiten im Grundriss und Aufriss gesucht, welche maßgebend für die Erdbebentragfähigkeit sind. Bei typischen Nachkriegsbauten tragen in jeder Belastungsrichtung jeweils drei vertikale Bauelemente zur Lastabtragung bei. Bei einer Erdbebenbelastung

parallel zu der Mittelmauer tragen einerseits die Mittelmauer und andererseits zwei parallele Außenwände zur Lastabtragung der Schubbeanspruchung bei. Quer dazu sind die drei vertikalen Bauelemente, das Stiegenhaus und die zwei Giebelwände zu erkennen.

Die Idee hinter der Betrachtung, dass jedes dieser Elemente als gleicher Widerstand gegen Erdbeben angesehen wird, ist ein Versuch, schnellere und praxistaugliche Ergebnisse für den Widerstand zu erhalten. Zur Überprüfung dieses Ansatzes wird ein Sub-Modell der Giebelwand erstellt. Diese Giebelwand wird dann exakt mit  $\frac{1}{3}$  der aktivierten modalen Masse des gesamten Gebäudes belastet. Der Erdbebenerfüllungsfaktor müsste nach diesem Ansatz entweder gleich dem Erdbebenerfüllungsfaktor des gesamten Gebäudes sein oder durch mögliche 3D-Umlagerungen sogar geringer sein. Das Sub-Modell wird zusätzlich nach der in der ÖNORM EN 1998 verankerten N2 Methode berechnet und die Ergebnisse werden miteinander verglichen.

In Abb. 1.1 bis Abb. 1.3 sind Grundrisse und ein Schnitt des behandelten Gebäudes dargestellt. Vom Erdgeschoß (EG) bis einschließlich des dritten Obergeschoßes (OG) weist das Gebäude denselben Grundriss, dieselben Wandstärken und dieselben verwendeten Materialien auf. Ab dem vierten OG bestehen die Außenwände nicht mehr aus 38cm dicken NF-Mauerwerksziegeln, sondern aus Ziegelsplittbetonsteinen, auch als Vibrosteine bekannt. Die Decken zwischen den einzelnen Geschoßen konnten ohne nähere Erkundung nicht identifiziert werden. Es ist jedoch ersichtlich, dass es sich um schubsteife Decken handelt und dass jedes Geschoß mit einem Ringanker umschlossen ist. In dieser Arbeit wird daher angenommen, dass schubsteife Stahlbetondecken vorhanden sind.

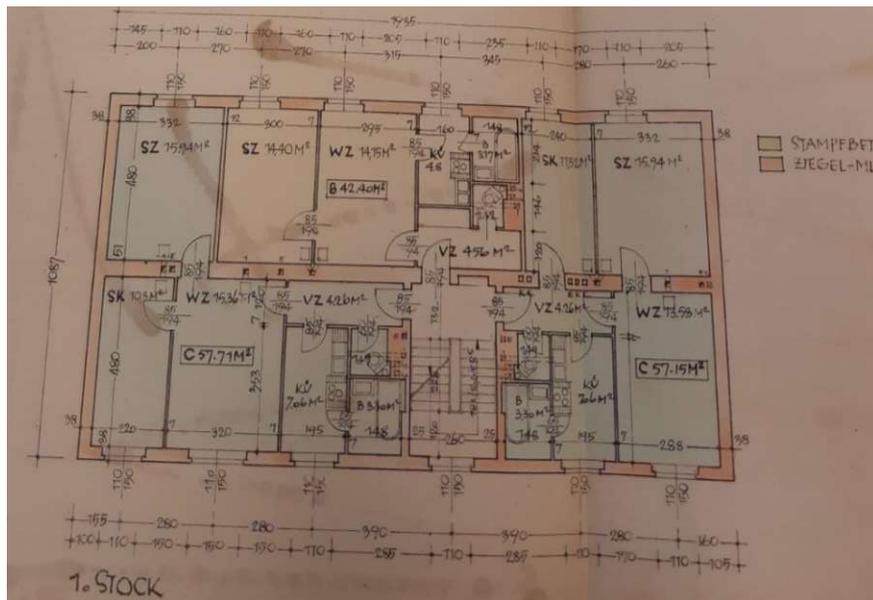


Abb. 1.1: 1. Obergeschoß des herangezogenen Gebäudes

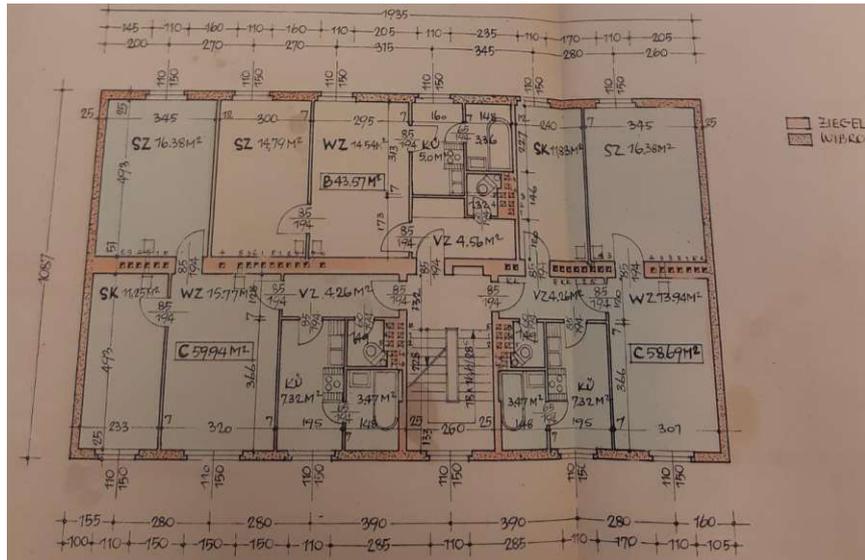


Abb. 1.2: 4. Obergeschoß des herangezogenen Gebäudes

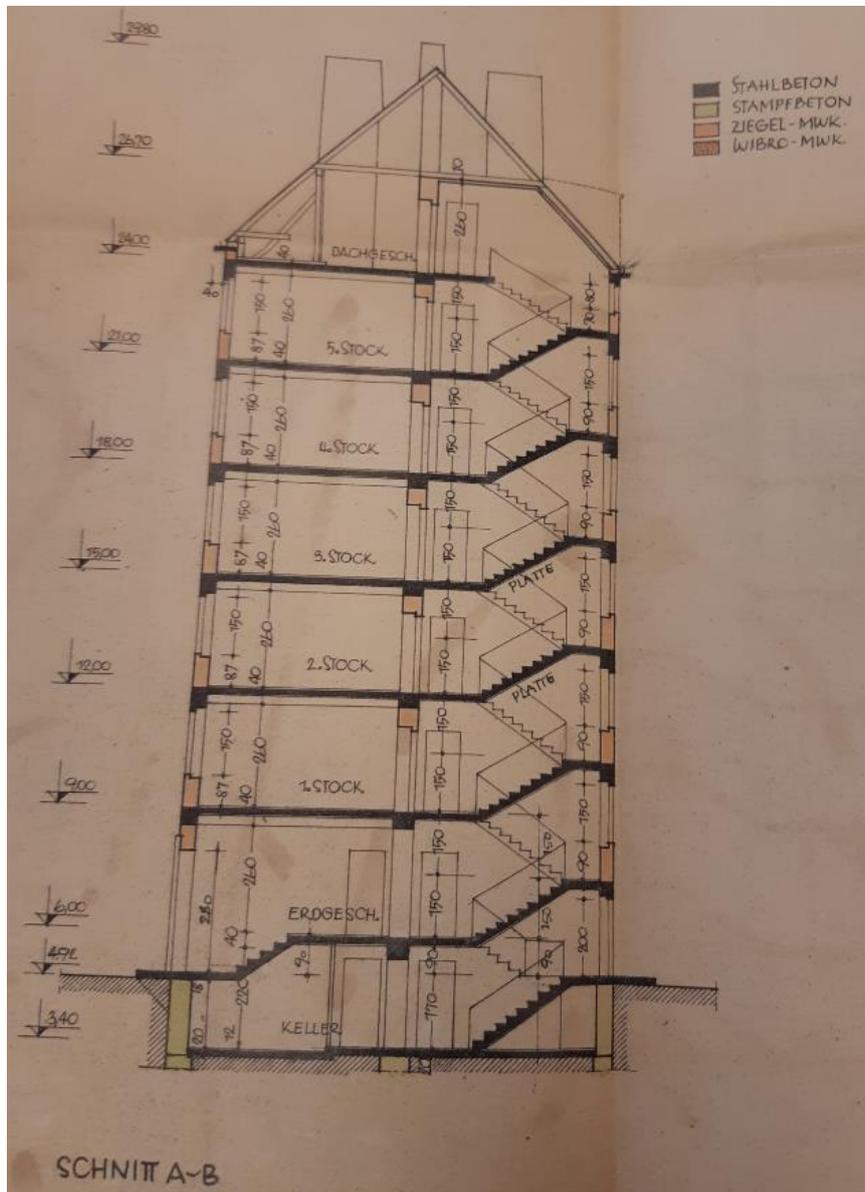


Abb. 1.3: Schnitt des herangezogenen Gebäudes

## 2 Verwendete Materialien bei den Wiener Bauten von 1945 – 1965

Aufgrund von Materialknappheit nach dem Krieg wurden viele neue Bauweisen und Herstellungsverfahren für Baustoffe entwickelt, um eine große Menge an Baumaterialien in kurzer Zeit bereitzustellen. In Abb. 2.1 ist eine Werbung solcher Innovationen dargestellt. Die Montagebauweise etablierte sich besonders gut, da Arbeitsplätze auch in den Wintermonaten bereitgestellt werden konnten. Die neu entwickelten Bauweisen für Mauerwerk konnten aus verschiedenen Mauersteinen ausgeführt werden, die aus unterschiedlichen Materialien und Herstellungsverfahren stammten. Es wurden zahlreiche neuartige Materialien für den Wiederaufbau nach dem 2. Weltkrieg verwendet. Nachfolgend werden jedoch nur jene genauer beschrieben, die für den Bau des repräsentativen Gebäudes verwendet wurden.



Abb. 2.1: Beispiel einer Werbung für Hohlblocksteine im Jahr 1950 [2]

### 2.1 Ausgangsstoffe und Materialien für Mauerwerk und Decken

#### 2.1.1 Zuschlagstoffe

Baustoffe wie Beton, Zement und Mörtel enthalten als wichtige Bestandteile Zuschlagstoffe. Diese Stoffe werden durch verschiedene Eigenschaften wie beispielsweise ihre Oberflächenbeschaffenheit, Form, Saugfähigkeit, Dichte und Kornverteilung charakterisiert. Beispiele für Zuschlagstoffe sind Ziegelsplitt und Hüttenbims, die zur Herstellung von Leichtbeton verwendet wurden. Leichtbeton kam beispielsweise bei der Schüttnbetonbauweise oder für Hohlblocksteine zum Einsatz. Ein weiterer Zuschlagstoff, der in der Baustoffindustrie Anwendung fand, ist Trass, welcher unter anderem für Zemente, Mörtel und Beton eingesetzt wurde.

#### 2.1.2 Zement und Mörtel als Bindemittel

##### Zement

In der Nachkriegszeit spielte Zement eine entscheidende Rolle als Bindemittel für die Herstellung von Baumaterialien wie Hohlblocksteinen, Schüttnbeton und Mörtel. Es gab kaum Alternativen für Beton, da beispielsweise Weißkalk nicht die erforderlichen Festigkeiten erreichen konnte. Zement wird aus

Kalkstein oder Mergel und Ton hergestellt, die im Trocken- oder Nassverfahren gemahlen und dann zu Klinker gebrannt werden [3]. In Österreich wurden hauptsächlich drei Arten von Zement verwendet: Hochofen-, Eisenportland- und Portlandzement. Diese waren durch die DIN 1164 geregelt. Während Portlandzement aus gemahlenem Zementklinker hergestellt wurde, wurde bei den anderen beiden Arten Schlackensand beigefügt. Dies führte dazu, dass weniger Kohle verbraucht wurde und bei einem Anteil von 27-47% sogar eine höhere Druck- und Biegezugfestigkeit festgestellt werden konnte. Zur Unterscheidung zwischen Eisenportland- und Hochofenzement wurde festgelegt, dass letzterer einen Anteil von unter 60% Portlandzement haben muss [4]. Für Portlandzement gab es drei Güteklassen (PZ 225, PZ 325 und PZ 425), die über die mittlere Druckfestigkeit in kg/cm<sup>2</sup> nach 28 Tagen an einem Prisma mit 4x4x16cm definiert waren.

### Mörtel

Um Mauerwerk zu verbinden, wird Mörtel aus Wasser, Sand und einem Bindemittel hergestellt, dessen Festigkeitseigenschaften für die Tragfähigkeit des Mauerwerks von Bedeutung sind. Nach dem Zweiten Weltkrieg wurde die Beschaffung von Bindemitteln zu einem Problem, da die Zementindustrie den hohen Bedarf an Portlandzementklinker nicht decken konnte. Für die Betonherstellung war Zement unverzichtbar, jedoch konnte er beim Mörtel zumindest teilweise ersetzt werden. Im Rahmen des Schnellbauprogramms 1950 wurde für die Mörtelbereitung ausschließlich Trassit verwendet. Dabei handelt es sich um eine Mischung aus Trass und Dolomitkalk [5].

### 2.1.3 Beton und Stahlbeton

Beton ist ein Gemisch aus Wasser, Zement und Gesteinskörnung. Zusatzstoffe wurden verwendet, um dem Beton besondere Eigenschaften wie beschleunigtes oder verzögertes Abbinden zu verleihen. In Abb. 2.2 ist ein Zusatzstoff abgebildet. Um die Zugfestigkeit des Betons aufzubessern, wurde auch Torstahl hinzugefügt. Die Zugfestigkeit von Beton wurde vor allem bei Decken und Säulen benötigt. Selbst im Fundament kam Beton in Form von Stampfbeton zum Einsatz. Dieser hatte zumeist geringere Festigkeitseigenschaften als jener Beton, der bei Decken und Säulen verwendet wurde. Es wurde auch der erste Leichtbeton eingesetzt. Hierfür wurde Blähton hinzugefügt, um Stahlbeton mit fast denselben Eigenschaften, nur mit geringerer Masse, zu erhalten. Dies ermöglichte ein wirtschaftlicheres Bauen.

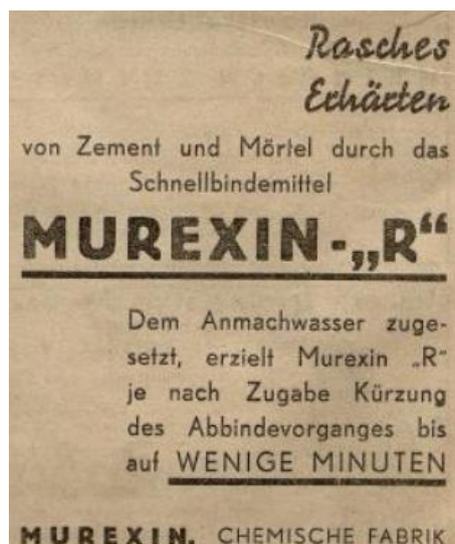


Abb. 2.2: Beispiel für einen Zusatzstoff, der Beton schneller abbinden lässt [6]

### Beton

Im Jahr 1949 wurden die geltenden Betongüten in Österreich durch die Norm ÖNORM B 4200-3 fest-

gelegt. Die Norm umfasste insgesamt sechs Güteklassen, die auf der mittleren Druckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen basierten und in Kilogramm pro Quadratcentimeter, kurz  $[\text{kg}/\text{cm}^2]$ , gemessen wurden. Die Druckfestigkeit wurde durch die Prüfung von 20 cm großen Probewürfeln ermittelt. Zusätzlich war eine Druckfestigkeit nach sieben Tagen erforderlich, die 70% der Festigkeit nach 28 Tagen betragen musste. Die sechs Güteklassen wurden als B50, 80, 120, 160, 225 und B300 bezeichnet. Zusätzlich sei angemerkt, dass diese Norm auch für die Errichtung kommunaler Wohnbauten in Wien zwischen 1945 und 1965 galt und somit für den verwendeten Wandbaustoff relevant war [7]. In den späten 1950ern wurde in Wien eine durchschnittliche Betongüte von B160 festgestellt, während in anderen Bundesländern lediglich eine Betongüte von B120 erreicht wurde. Der Grund dafür war, dass zu dieser Zeit lediglich der Zementgehalt vorgeschrieben wurde und keine spezifische Betongüte festgelegt war. Zusätzlich fehlte es an qualifiziertem Personal und geeigneter Ausrüstung, um normgerechten Beton herzustellen. Es war jedoch wichtig, die Betongüte gemäß den Normen zu erhöhen, um in Verbindung mit Betonstahl eine bessere Ausnutzung zu ermöglichen. Während der Zement hervorragende Eigenschaften aufwies, musste die Herstellung des Betons (wie z.B. Einbringung und Verdichtung) sowie die Qualität der verwendeten Zuschläge zur Steigerung der Festigkeit verbessert werden [8]. Die Zuschlagstoffe sind und waren entscheidend für die Qualität des Betons. Dabei spielen die Kornverteilung, die Kornform, die Oberflächenbeschaffenheit sowie die Eigenfeuchte des Zuschlags, das Vorhandensein von organischen Verunreinigungen und andere Faktoren eine wichtige Rolle. Häufig wurden Rundkiese aus verschiedenen Gruben des Wiener Beckens als Zuschlag verwendet [7].

### Stahlbeton

Stahlbeton setzt sich aus den Baustoffen Beton und Stahl zusammen. In der Nachkriegszeit war die ÖNORM B 4200-4 die maßgebliche Norm für Stahlbetontragwerke. Wichtig für die wirtschaftliche Anwendung war nicht nur eine ausreichende Betongüte, sondern auch eine geeignete Bewehrung, welche Zugspannungen aufnehmen kann. Als Bewehrung wurden in Österreich in der Nachkriegszeit vermehrt sogenannte Torstähle eingesetzt. Diese bestanden aus einem Rundstab „St 37“ mit zwei aufgewalzten Rippen. Betonstahl I (St 37) konnte mit einer maximalen Spannung von  $1400 \text{ kg}/\text{cm}^2$  beansprucht werden, während Torstahl 40 mit  $2400 \text{ kg}/\text{cm}^2$  und Torstahl 60 sogar mit bis zu  $3500 \text{ kg}/\text{cm}^2$  belastet werden konnte. Durch die Verwendung hochwertigerer Stähle konnte viel Stahlgewicht eingespart werden. In dieser Zeit war das aufgrund der Ressourcenknappheit ein wichtiger Faktor [8]. Im Erdgeschoss der Gebäude wurden häufig Stahlbetonsäulen an den Außenwänden verwendet, um große Fenster und Auslagen zu ermöglichen. Auch im Bereich der Mittelmauer fanden sie Verwendung, um größere, offene Räume zu schaffen oder zur Lastabtragung bei Durchfahrten oder Unterführungen zu gewährleisten. Wandkonstruktionen aus Stahlbeton wurden dagegen selten eingesetzt.

### Stampfbeton

Stampfbeton wurde hauptsächlich für Fundamente und die äußeren Kellerwände bis zur Sockeloberkante eingesetzt und in einigen Fällen auch für die Mittelwand. Dieser spezielle Beton besteht aus Wasser, Kies, Sand und Zement und wird schichtweise in einer Schalung verdichtet, ohne Verwendung von Bewehrung. Der Vorteil von Stampfbeton gegenüber Ziegeln lag in den geringeren Kosten. Um die Kosten weiter zu senken, wurde dem Beton pro Kubikmeter 40 kg Trass hinzugefügt. Im Sockelbereich wurde der Stampfbeton wasserdicht ausgeführt und die Hersteller garantierten eine Betonmindestgüte von B 160, was einer Würfeldruckfestigkeit von etwa  $15 \text{ N}/\text{mm}^2$  entspricht. Zur Vermeidung von Rissen wurden Arbeitsfugen eingebaut und anschließend mit Bitumen abgedichtet [9].

## 2.2 Mauersteine

Als Mauersteine wurden nicht nur Normalformatziegel wie in der Gründerzeit verwendet, es kamen auch Hohlblocksteine zum Einsatz. Im weiteren Verlauf wird sowohl auf die gebrannten Ziegel als auch auf Hohlblocksteine, insbesondere auf Vibrosteine, genauer eingegangen.

### 2.2.1 Gebrannte Ziegel

Die künstlich hergestellten keramischen Ziegel bestehen aus Ton oder Lehm. Um diese Ziegel herzustellen, werden die Ausgangsstoffe abgebaut, aufbereitet, zu Ziegeln gepresst und schließlich bei einer Temperatur von ungefähr 1000°C im Ofen gebrannt.

#### Normalformatziegel

Ziegel wurden bis Mitte des 19. Jahrhunderts noch von Hand hergestellt. Erst mit der Industrialisierung wurden am Wienerberg die ersten Ringöfen für die maschinelle Ziegelherstellung errichtet. Das Format des Ziegels wurde 1883 in der Bauordnung auf 29/14/6,5 cm festgelegt [10]. Vollziegel blieben auch in der Nachkriegszeit eine gängige Wahl, jedoch änderte sich das Maß geringfügig auf 25/12/6,5 cm.

### 2.2.2 Hohlblocksteine

Die neuen Hohlblocksteine und Bauweisen fanden hauptsächlich Verwendung bei den Außenwänden, während die Mittelmauer weiterhin aus Vollziegelmauerwerk bestand. Im Schüttverfahren wurden auch die Innenwände aus Hohlblocksteinen hergestellt. Diese Steine bestehen aus einem Zuschlagstoff wie Ziegelsplitt und einem Bindemittel, die in eine Form gegossen werden. Die Hohlkammern ermöglichen eine geringere Wärmeleitfähigkeit und ein geringeres Gewicht, was sich positiv auf die Bauzeit auswirkt. Versuche in Graz zeigten, dass bei Verwendung von Ziegelsplitt als Zuschlag nur etwa 150 Kilogramm Zement pro Kubikmeter Beton benötigt werden. Dies ist im Vergleich zur Herstellung von keramischen Ziegeln, bei denen Kohle für die Herstellung von Bindemitteln benötigt wird, eine wirtschaftlichere und umweltfreundlichere Lösung. Außerdem können Wände aus Hohlblocksteinen mit geringerer Breite ausgeführt werden, was zusätzlich zur Einsparung beiträgt [11]. In der Nachkriegszeit wurden viele Zulassungen für verschiedene Hohlblocksteine ausgegeben. Die bekanntesten Hohlblocksteine sind der Böhler Riesenziegel, Vibrosteine oder die Elbau-Hohlblocksteine.

### 2.2.3 Vibrosteine

Der Vibrostein ist ein Betonhohlblockstein, der durch Vibration verfestigt wird, aus Beton besteht und dem Zuschlagstoffe wie Ziegelsplitt, Schlacke oder Kies zugesetzt werden. Dank dieses besonderen Herstellungsverfahrens weist der Vibrostein eine hohe Festigkeit auf, da nur eine geringe Menge an Anmachwasser benötigt wird [12].

Durch die Verwendung der oben genannten Zuschlagstoffe konnten das Raumgewicht und die Festigkeit beeinflusst werden. In Österreich wurde hauptsächlich Ziegelbruch als Gesteinskörnung eingesetzt [13]. In Abb. 2.3 ist der Ablauf der Erzeugung von Vibrosteinen abgebildet.

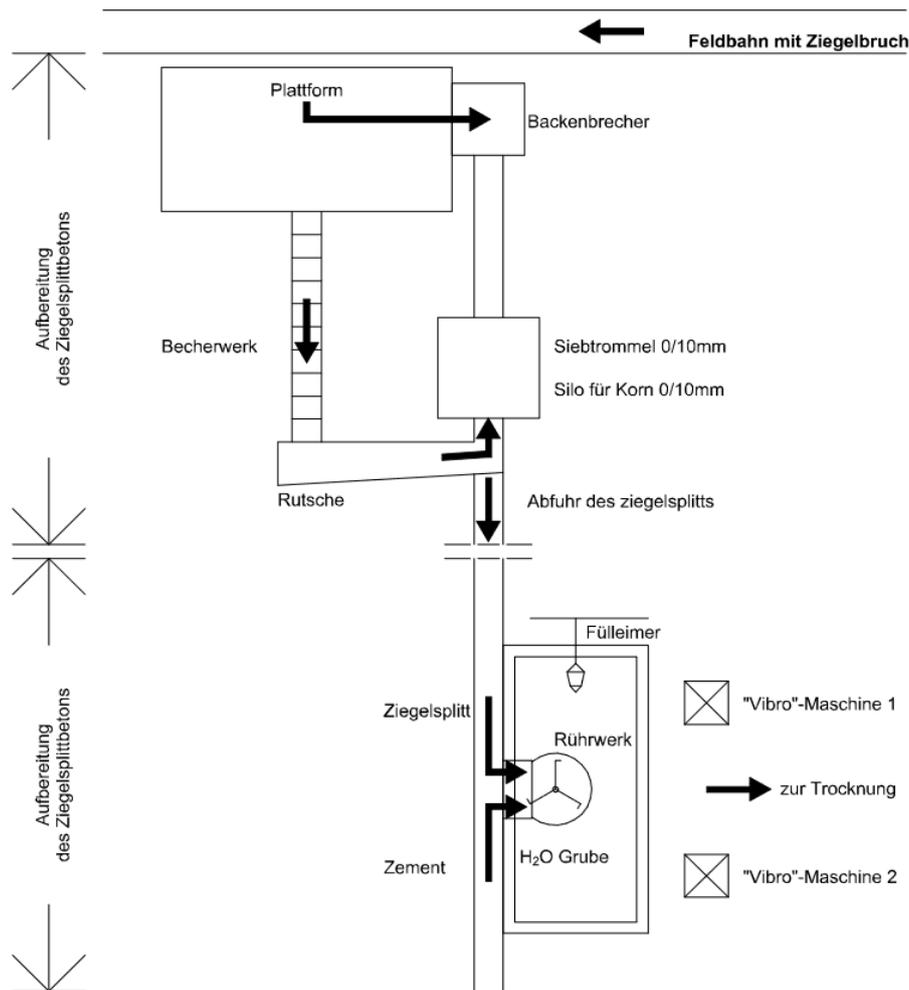


Abb. 2.3: Erzeugung des Vibrosteines [14]

## 2.3 Wandbauweisen

### 2.3.1 Vollziegelmauerwerk

In der Gründerzeit wurde das Vollziegelmauerwerk für verschiedenste Bauwerke eingesetzt, einschließlich Außen- und Innenmauern sowie Fundamenten. In der Nachkriegszeit wurde es vor allem für Kamine, Mittelmauern und manchmal auch für Außenmauern in den unteren Etagen verwendet. Dafür wurden Normalformatziegel verwendet, die entweder neu hergestellt oder aus den Trümmern des Krieges wiederverwendet wurden. Da viele Ziegel aus der Gründerzeit stammten, war ihre Qualität von Faktoren wie Zerstörungsgrad, Verwitterung und Brandbelastung abhängig. Unterschiedliche Festigkeiten können auch auf die verschiedenen Herstellungsverfahren vor der industriellen Fertigung hinweisen [10].

### 2.3.2 Siedlerverband

Für den Siedlerverband wurden Normalformatziegel verwendet, um eine 32 cm starke Hohlmauer zu bauen. Zwischen den beiden Mauerschalen befand sich ein ca. 7 cm breiter Hohlraum, der alle sechs Scharren durch einen Streifen Dachpappe unterbrochen wurde. Dies war vor allem aus wärmetechnischer Sicht entscheidend, da ansonsten zu große Luftbewegungen entstanden wären. Um das Eindringen von Niederschlagswasser zu vermeiden, wurden die als Binder verwendeten Ziegel zur Hälfte in Bitumenmasse getaucht [9]. Der Siedlerverband ist in Abb. 2.4 ersichtliche.



Abb. 2.4: Mauerwerk im Siedlerverband [9]

## 2.4 Innenmauern

Die Innenmauern wurden meist mit Mauerwerk hergestellt. Wie zuvor schon erwähnt, wurden im Erdgeschoß des Öfteren Stahlbetonstützen mit Trägern eingebaut, um größere und offenere Räume zu erhalten. Mit der zuvor vorgestellten Bauweise, der Schüttbetonbauweise, ging man so weit, dass die Innenmauern mit den Außenmauern verbunden wurden. Im Zuge des Schnellbauprogramms Wiens wurden auch verschiedene andere Systeme für Innenwände angewendet. Nichttragende Wohnungstrennwände bestanden aus Kostengründen aus Vollziegelmauerwerk, während Wohnungszwischenwände aus Hohlsteinen und Leichtbauwände aus Gipsbauplatten verbaut wurden [9].

## 2.5 Deckenkonstruktionen

Während der Nachkriegszeit wurden Decken aus verschiedenen Materialien hergestellt. Wo in der in der Gründerzeit hauptsächlich Holz verwendet wurde, kamen ab den 1930er Jahren vermehrt Ziegel und Stahlbeton zum Einsatz. Die Hauptfunktion von Wohnungsdecken besteht darin, zwei übereinanderliegende Räume akustisch und thermisch zu trennen und gleichzeitig tragfähig und feuerhemmend zu sein. Holzdecken waren besonders preisgünstig und wurden hauptsächlich in Einfamilienhäusern eingesetzt, wenn niedrigere Anforderungen vorherrschten. Stahlbetondecken hingegen überzeugten im Vergleich zu den Holzdecken durch ihre hohe Tragfähigkeit, Beständigkeit und Feuerfestigkeit und gewannen daher zunehmend an Beliebtheit. Schon 1929 waren über 50 verschiedene Systeme von Stahlbetondecken zugelassen. Eine grobe Kategorisierung kann in ebene Platten, Plattenbalken- und Rippenplattendecken vorgenommen werden [15].

### 2.5.1 Stahlbetondecken

In der Nachkriegszeit wurden viele verschiedene Systeme zur Herstellung von Decken aus Stahlbeton entwickelt und ältere Systeme verbessert. Nachfolgend werden einige dieser Systeme grob beschrieben.

### **Stahlbetondecke mit Schalung**

In der Nachkriegszeit wurden Decken nach wie vor in der herkömmlichen Bauweise vor Ort hergestellt. Hier wurden klassische Schalelemente pro Geschoß aufgestellt und anschließend ausbetoniert. Meistens wurde Beton mit der Klasse B160 oder höher verwendet.

### **Ast-Mollin-Decke**

Bei der Ast-Mollin-Decke handelt es sich um eine Art von Stahlbetonrippendecken, die von dem französischen Ingenieur de Mollins entwickelt wurde und hauptsächlich im Kellergeschoss verwendet wurde. Bei dieser Deckenart muss nicht die gesamte Untersicht, sondern nur die Rippen, die auf einem Schalungsbalken liegen, eingeschalt werden. Zwischen den Balken werden in Längsrichtung Blechtonnen platziert und anschließend die Bewehrung und der Beton eingebracht, wodurch Rippen und Platte in einem Guss hergestellt werden. Der Abstand zwischen den Rippen variierte zwischen 50 und 70 cm. Ein großer Vorteil dieser Deckenart ist, dass die Stahlschalung wiederverwendet werden kann. Um die Anbringung von Schilfrohr oder Straßziegelgewebe zu erleichtern, wurden bereits im Vorfeld Drahtschlaufen in die Rippen eingelegt.

### 3 Grundlagen der Baudynamik

Erdbeben sind außergewöhnliche Belastungen für Tragwerke. Obwohl sie nur von kurzer Dauer sind, können sie verheerende Schäden verursachen. Die nachfolgenden Abschnitte enthalten allgemeine Informationen über Erdbeben, erläutern ihre Ursachen, Entstehung, häufig verwendete Begriffe und die bautechnischen Ansätze zur Grundlage der Bemessung, Ursachen und Entstehung von Erdbeben.

#### 3.1 Ursachen und Entstehung von Erdbeben

Die allgemeine Wirkungskette von seismischen Phänomenen besteht aus drei Elementen: dem Ort der Entstehung seismischer Wellen, dem Ausbreitungsmedium und dem Ort, an dem sie auf ein Bauwerk einwirken. Jedes dieser Elemente beeinflusst den zeitlichen Verlauf und die Intensität der Erschütterungen, die letztendlich eine dynamische Belastung auf das Bauwerk ausüben [16].

Diese seismologischen Phänomene lassen sich in zwei Hauptgruppen einteilen: natürliche und induzierte Erdbeben. Natürliche Erdbeben entstehen durch unterirdische Massenverlagerungen und umfassen tektonische Erdbeben, vulkanische Erdbeben und Einsturzbeben wie Dolinen im Karst. Impakt-ereignisse, bei denen Himmelskörper auf die Erdoberfläche treffen, können ebenfalls als natürliche Erdbeben betrachtet werden. Induzierte Erdbeben hingegen sind Bodenerschütterungen, die durch menschliche Eingriffe in die Natur verursacht werden. Ursachen dafür können Aktivitäten wie Bergbau, Ölförderung, der Bau von Talsperren, das Einpressen von Flüssigkeiten in die Erdkruste und Sprengungen sein [17].

Die spürbaren Beben sind zumeist tektonischen Ursprungs. Durch die immer andauernde Plattentektonik können diese Platten übereinander und untereinander geschoben werden. Dieses Aufeinandertreffen der einzelnen Platten kann dann als Erdbeben wahrgenommen werden. Bei einem Erdbeben wird die freigesetzte Energie sowohl in Wärme als auch in seismische Wellen umgewandelt. Das Eintreffen dieser seismischen Wellen ist für die Entstehung von Schäden verantwortlich [17].

In der Geotechnik werden hauptsächlich zwei Gruppen von Wellen unterschieden, abhängig von der Art des Mediums, durch das sie sich bewegen:

- Raumwellen
- Oberflächenwellen

Zu den Oberflächenwellen gehören unter anderem die Lovewellen und Rayleighwellen. Insbesondere Lovewellen sind aufgrund ihrer großen Amplituden maßgeblich für Schäden an Gebäuden verantwortlich.

#### 3.2 Physikalische Grundlagen

Der EUROCODE 8 (EC 8) bildet die Grundlage für die Bemessung von Erdbeben. Um den EC 8 zu verstehen, ist ein umfassendes Verständnis verschiedener physikalischer Grundlagen erforderlich. Dazu gehören die Teilbereiche der technischen Mechanik wie Statik, Dynamik und Festigkeitslehre. Ein spezifischer Bereich der Dynamik, nämlich die Baudynamik, beschäftigt sich mit den dynamischen Belastungen von Bauwerken, einschließlich Erdbeben.

##### 3.2.1 Einmassenschwinger

Der Einmassenschwinger, kurz auch als EMS bekannt, ist ein schwingungsfähiges System und stellt das einfachste mathematische Modell dar. In der Erdbebenbemessung wird er häufig verwendet, indem er aus einer Transformation eines Mehrmassenschwingers abgeleitet wird. Der Einmassenschwinger,

auch als äquivalenter Einmassenschwinger bezeichnet, bildet die Grundlage für die Berechnungen gemäß dem EC 8. In Abb. 3.1 wird ein Einmassenschwinger mit der Masse  $m$ , dem Dämpfungskoeffizienten  $c$ , der Federsteifigkeit  $k$ , der relativen Verschiebung  $x$  und der Bodenverschiebung  $x_g$  dargestellt.

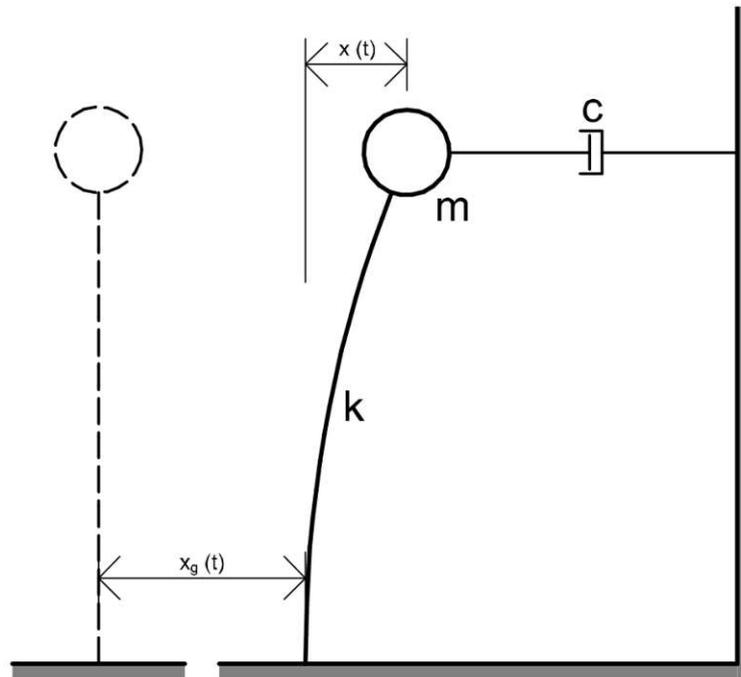


Abb. 3.1: Abbildung eines EMS [18]

Dies kann mittels einer Bewegungsgleichung mathematisch dargestellt werden. Unter Berücksichtigung der in der Baudynamik relevanten Parameter ergibt sich folgende Standardform der Bewegungsdifferentialgleichung:

$$\ddot{x} + 2 * \zeta \omega \dot{x} + \omega^2 x = -x_g \dot{(t)} \quad [19]$$

wobei gilt,

$$\zeta = \frac{c}{2m\omega} \quad \text{Dämpfungsmaß}$$

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \text{Eigenkreisfrequenz des ungedämpften Systems}$$

$$f = \frac{\omega}{2\pi} \quad \text{Eigenfrequenz}$$

$$T = \frac{1}{f} \quad \text{Eigenperiode}$$

Aus der Lösung dieser Bewegungsgleichung erhält man die Eigenformen des Systems und die Eigenfrequenzen. Der Lösungsweg ist der einschlägigen Literatur zu entnehmen [16], [19].

### 3.2.2 Mehrmassenschwinger

In Abb. 3.2 ist die Umwandlung eines Mehrmassenschwingers zu einem Einmassenschwinger abgebildet. Ein Mehrmassenschwinger ist ein schwingungsfähiges System mit mehreren Freiheitsgraden.

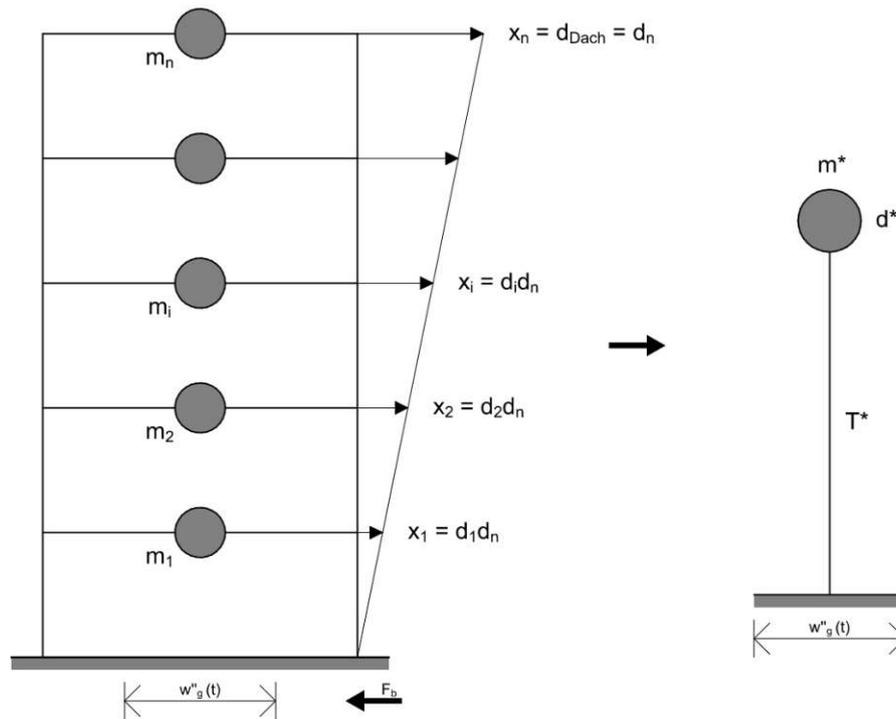


Abb. 3.2: Überführung eines MMS in einen EMS [18]

### 3.2.3 Eigenform

Eine Eigenform beschreibt die spezifische Verformung, die ein Bauwerk bei seiner eigenen Frequenz aufweisen würde. Eine tatsächliche Schwingung und Verformung tritt jedoch erst auf, wenn das Bauteil durch eine Anregung beeinflusst wird. Abhängig von der Art dieser Anregung entsteht eine Gesamtschwingung des Bauteils, die sich hauptsächlich aus den einzelnen Eigenformen zusammensetzt. Durch die Kenntnis der Eigenfrequenzen und Eigenformen erhält man Informationen über das Verhalten eines Systems unter dynamischer Belastung [20]. Die Eigenformen der Gebäude werden in dieser Arbeit noch eine große Rolle spielen.

## 3.3 Grundlegende Eingangsparameter des EUROCODE 8

Die EN 1998, auch bekannt als EUROCODE 8, beschreibt die Normen für die Bemessung und Konstruktion von Bauwerken in Erdbebengebieten. Sie legt die Anforderungen fest, um sicherzustellen, dass Bauwerke bei Erdbeben ausreichend widerstandsfähig sind, um menschliches Leben zu schützen und Schäden zu begrenzen. Die EN 1998 umfasst verschiedene Teildokumente, die spezifische Aspekte wie Erdbebenbelastungen, Konstruktionsprinzipien, Berechnungsverfahren, Bemessungsregeln und Anforderungen an das Verhalten von Bauwerken abdecken. Sie ist eine wichtige Referenz für Ingenieure und Architekten, um Erdbebenbemessungen und -konstruktionen bei Bauwerken durchzuführen. Diese Arbeit stützt sich unter anderem auf die ÖNORM EN 1998-1:2013 [21] und ÖNORM B 1998-3:2013 [22] und deren nationalen Anhänge [23], [24].

### 3.3.1 Zonen und Baugrundklassen

In Abb. 3.3 ist die Zonenkarte von Wien dargestellt. Die Zonenkarte gibt die Erdbebenbeschleunigung an, welche in den jeweiligen Gebieten zu erwarten ist. Es ist ersichtlich, dass die Donau die Grenze zwischen der Zone 2 und Zone 3 dargestellt. Die gesamte Zonenkarte von Österreich inkl. Ortsverzeichnis mit den einzelnen Bodenbeschleunigungen ist in der ÖNORM B 1998-1:2017 [23] abgebildet.

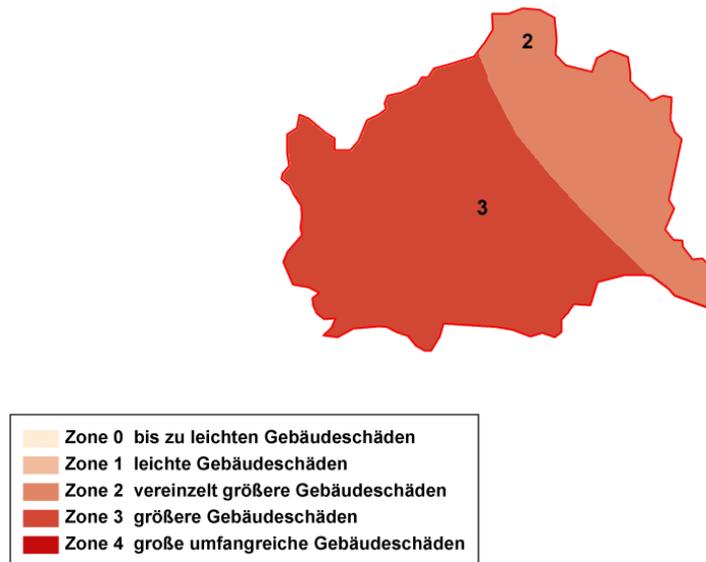


Abb. 3.3: Zonenkarte für Erdbebeneinwirkung in Wien [25]

Da sich das Gebäude, auf welches sich diese Arbeit bezieht, im 2. Wiener Gemeindebezirk befindet, muss die Bodenbeschleunigung der Zone 3 ( $a_{gR}=0,80 \text{ m/s}^2$ ) angewendet werden.

Die Beurteilung des Untergrundes spielt eine wesentliche Rolle für die Berücksichtigung der Stärke des Erdbebens. Dieser wird in ÖNORM EN 1998-1:2013 [21] definiert. Ein Auszug davon ist in Tab. 3.1 abgebildet. Die ÖNORM EN 1998-1:2013 legt in Bezug auf die Baugrundklassen fest, wie schnell sich die auftretenden Erdbebenwellen im Untergrund ausbreiten. Diese Ausbreitungsgeschwindigkeit wird als Scherwellengeschwindigkeit  $v_{s,30}$  in [m/s] angegeben. Abhängig von der Beschaffenheit des Baugrundes werden die Amplitude, der Frequenzbereich und die Schwingungsdauer definiert. Bei ungünstigen Bodenverhältnissen kann es zur Resonanz kommen, wodurch ein schwingungsfähiges System stärker ausschlagen kann als bei einer gleichmäßigen Anregung. Dies bedeutet, dass eintreffende Erdbebenwellen zu stärkeren Belastungen führen können.

Tab. 3.1: Baugrundklassen nach EC8 [21]

Baugrund- klasse	Beschreibung des stratigraphischen Profils	Parameter		
		$v_{30}$ [m/s]	$N_{SPT}$ [Schl/30cm]	$c_u$ [kPa]
A	Fels oder andere felsähnliche geologische Formation mit höchstens 5m weicherem Material an der Oberfläche.	> 800	-	-
B	Ablagerungen von sehr dichtem Sand, Kies oder sehr steifem Ton, mit einer Dicke von mindestens einigen zehn Metern, gekennzeichnet durch einen allmählichen Anstieg der mechanischen Eigenschaften mit der Tiefe.	360-800	> 50	> 250
C	Tiefe Ablagerungen von dichtem oder mitteldichtem Sand, Kies oder steifem Ton, mit Dicken von einigen zehn bis mehreren hundert Metern.	180-360	15-50	70-250
D	Ablagerungen von lockerem bis mitteldichtem kohäsionslosem Boden (mit oder ohne einige weiche kohäsive Schichten), oder von vorwiegend weichem bis steifen kohäsiven Boden	> 180	< 15	< 70
E	Ein Bodenprofil, bestehend aus einer Oberflächen-Allivialschicht mit $v_s$ – Werten nach C oder D und veränderlicher Dicken zwischen etwa 5m und 20m über steiferem Bodenmaterial mit $v_s > 800$ m/s			
$S_1$	Ablagerungen, bestehend aus (oder enthaltend) eine(r) mindestens 10m dicke(n) Schicht weicher Tone oder Schluffe mit hohem Plastizitätsindex ( $PI > 40$ ) und hohem Wassergehalt.	< 100	-	10-20
$S_2$	Ablagerungen von verflüssigbaren Böden, empfindlichen Tonen oder jedes andere Bodenprofil, das nicht in den Klassen A bis E oder $S_1$ enthalten ist.			

Laut [23] müssen nur Untersuchungen des Baugrundes bei einer Bedeutungskategorie von III oder IV durchgeführt werden. In Tab. 3.2 sind die jeweiligen Bedeutungskategorien abgebildet.

Tab. 3.2: Bedeutungskategorien der Bauwerke [21]

Bedeutungskategorie	Bauwerke
I	Bauwerke von geringer Bedeutung für die öffentliche Sicherheit, z.B. landwirtschaftliche Bauten usw.
II	Gewöhnliche Bauwerke, die nicht unter die anderen Kategorien fallen
III	Bauwerke, deren Widerstand gegen Erdbeben wichtig ist im Hinblick auf die mit einem Einsturz verbundenen Folgen, z.B. Schulen, Versammlungsräume, kulturelle Einrichtungen usw.
IV	Bauwerke, deren Unversehrtheit während Erdbeben von höchster Wichtigkeit für den Schutz der Bevölkerung ist, z.B. Krankenhäuser, Feuerwachen, Kraftwerke usw.

Die Bedeutungskategorien sind grob den Schadensfolgeklassen CC1 bis CC3 zuzuordnen. Die genaue Einordnung ist den entsprechenden Normen zu entnehmen.

### 3.3.2 Antwortspektren

Beim horizontalen Antwortspektrum wird das Antwortspektrum  $S_e(T)$  zwischen den Schwingungsdauern  $T$  durch seine Horizontalkomponenten mit den folgenden Formeln beschrieben:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g * S * \left[1 + \frac{T}{T_B} * (\eta * 2,5 - 1)\right] \quad (3.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g * S * \eta * 2,5 \quad (3.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g * S * \eta * 2,5 * \frac{T_C}{T} \quad (3.3)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g * S * \eta * 2,5 * \frac{T_C T_D}{T^2} \quad (3.4)$$

mit

$S_e(T)$  als Ordinate des elastischen Antwortspektrums

$T$  als Schwingungsdauer eines linearen Einmassenschwingers

$a_g$  als Bemessungs-Bodenbeschleunigung

$T_B$  als untere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung

$T_C$  als obere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung

$T_D$  als Wert, der den Beginn des Bereichs konstanter Verschiebungen des Spektrums definiert

$S$  als Bodenparameter

$\eta$  als Dämpfungs-Korrekturbeiwert mit dem Referenzwert

In Abb. 3.4 ist ein elastisches Antwortspektrum abgebildet.

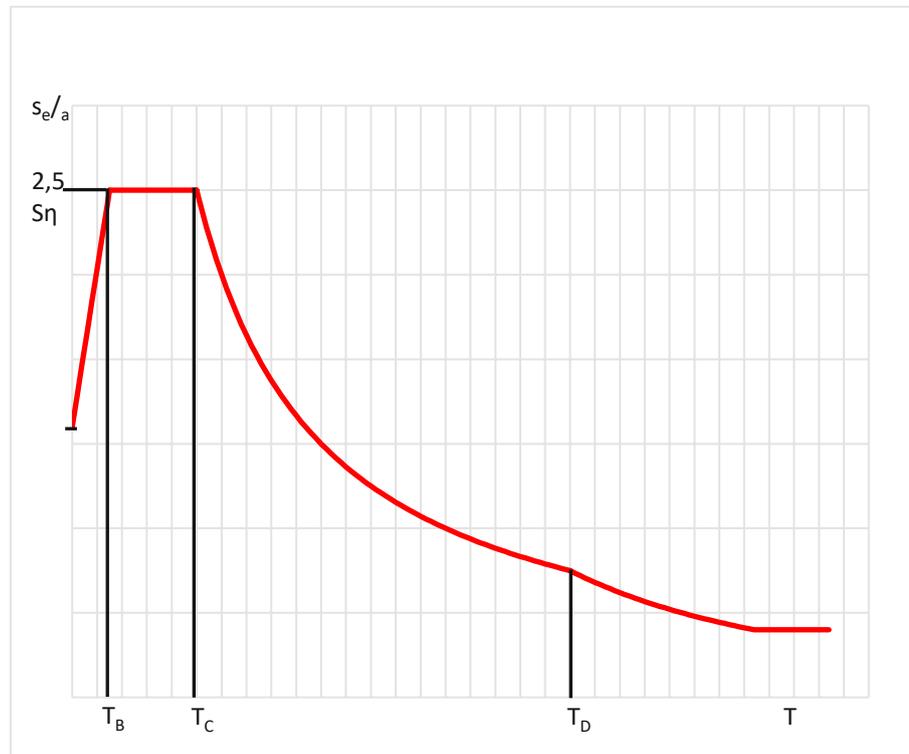


Abb. 3.4: Form des elastischen Antwortspektrums [21]

### 3.3.3 Berechnungsmethoden für Erdbebenbelastung

Generell sind vier verschiedene Methoden zur Berechnung des Nachweises von Gebäuden gegen Erdbeben normativ im EC8 [21] geregelt. Die ersten zwei Verfahren werden mit einem linearen Materialverhalten berechnet. Die zwei Letzteren gehen von einem nichtlinearen Materialverhalten aus.

- das vereinfachte Antwortspektrum Verfahren
- das multimodale Antwortspektrum Verfahren
- die nichtlineare statische Pushover – Berechnung
- die nichtlineare Zeitverlaufsrechnung

In dieser Arbeit wird das Tragverhalten von Mauerwerken im Hinblick auf das Tragverhalten gegen eine Erdbebenbelastung untersucht. Da hier das nichtlineare Materialverhalten unbedingt berücksichtigt werden muss, ist dies mit einer Pushover–Berechnung durchzuführen. Somit liegt das Hauptaugenmerk auf der Pushover–Berechnung.

### 3.3.4 Problemstellung zu Erdbebenberechnungen

Starke Erdbeben, welche den Gebäuden große Schäden zufügen, kommen in Österreich selten vor. Durch dieses nicht andauernd präsente Schädigungspotential wird oftmals kein großer Wert auf die Bestandsbauten gelegt. Dies spiegelt sich auch in der Norm wider. Eine erneute Erdbebenberechnung ist nur notwendig, wenn die Bestandsbauten ausgebaut werden. Abhängig von der Schadensfolgeklasse reicht lediglich ein Erdbebenerfüllungsfaktor von 0,25 – sprich der Nachweis muss zu 25% erfüllt sein, um mit dem Umbau beginnen zu dürfen. Bei dieser sehr geringen Sicherheit muss weiterhin mit großen Schäden an den Bestandsgebäuden gerechnet werden.

## 4 Pushover-Analyse – Theorieteil

### 4.1 Allgemeines

Die Pushover-Analyse ist ein statisch nichtlineares Verfahren. In der ÖNORM EN 1998-1:2013 ist die Pushover-Analyse wie folgt definiert:

*„Die Pushover-Berechnung ist eine nichtlineare statische Berechnung, die unter konstanten Gewichtslasten und monoton wachsenden Horizontalkräften durchgeführt wird. Sie darf sowohl bei der Auslegung neuer als auch bei bereits bestehenden Hochbauten [...] zur Überprüfung des Tragverhaltens angewendet werden“ [21].*

Es wird eine nichtlineare – inelastische Untersuchung durchgeführt, indem bei konstant gehaltenen Vertikallasten die Horizontallasten immer weiter gesteigert werden, bis ein Versagen der Struktur eintritt oder eine gewisse Grenzverformung des Systems eintritt. Mit dieser Methode kann das Verhalten des Gesamtsystems besser beurteilt werden als bei herkömmlichen statisch-linearen Methoden. Es erlaubt eine sehr genaue Abschätzung der Strukturantwort, da Umlagerungseffekte berücksichtigt und dadurch plastische Reserven aktiviert werden können. Dies ist der größte Vorteil der Pushover-Analyse gegenüber der Antwortspektrum Verfahren [16], [21].

Dieses Verfahren ist weltweit in zahlreichen Normen verankert [16], wie z.B.:

- ATC-40 (1996)
- FEMA 273 (1997)
- FEMA 274 (1997)
- FEMA 356 (2000)
- EN 1998-1 (2013)

Die Grundlage, auf der dieses Verfahren aufbaut, ist die Ermittlung der „Bauwerkskapazität“, welche durch die Festigkeit der einzelnen Baustoffe und deren Verformungsverhalten beeinflusst wird. Die Bauwerkskapazität lässt sich am einfachsten mit einer „Last – Verformungskurve“ beschreiben. Diese erhält man, indem die Horizontallasten monoton gesteigert werden und bei jeder Steigerung die jeweilige Verformung aufgezeichnet wird. Zumeist wird ein Knoten bestimmt, der sich am höchsten Punkt des Gebäudes befindet. Ein Beispiel solch einer Kurve ist in Abb. 4.1 abgebildet [16], [21].

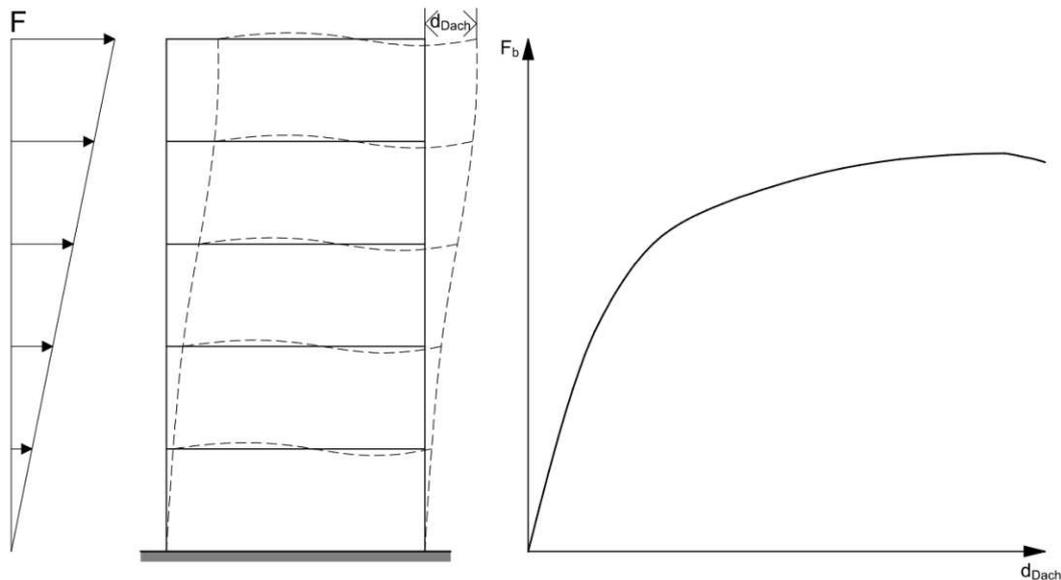


Abb. 4.1: Last-Verformungskurve [16]

Die horizontalen Lasten werden nach den einzelnen Modalformen des Gebäudes angesetzt. Um das zu bewerkstelligen, ist eine Modalanalyse des Bauwerkes nötig. Bei gewöhnlichen Gebäuden, die den Regelmäßigkeitskriterien laut EN 1998-1 entsprechen, ist die maßgebende Modalform jene, die in Abb. 4.1 links dargestellt ist. Die EN 1998-1 vereinfacht die 1. Modalform zu einer linearen Dreiecksverteilung. Zur Sicherheit sollte jedoch auch eine proportionale rechteckige Verteilung als Laststeigerung angesetzt werden, da in Ausnahmefällen auch diese maßgebend werden kann. Die Rechtecksverteilung entspricht einer Laststeigerung bei einem weichen Geschoß [16], [19], [21].

Die Traglastbestimmung kann mit numerischen oder analytischen Methoden durchgeführt werden. Für die numerische Berechnung gibt es zahlreichen Finite-Element-Programmsysteme. In dieser Arbeit wird die Berechnung mit RFEM 6 von der Fa. Dlubal durchgeführt. Die EN 1998-1 regelt auch eine analytische Methode, die nachfolgend anhand eines Beispiels beschrieben wird.

## 4.2 Analytische Methoden

Aus der klassischen Pushover-Analyse gibt es zwei international anerkannte Methoden, deren Berechnungsabläufe auch normativ verankert sind [16].

Es handelt sich um

- die Kapazitätsspektrum-Methode und
- die N2-Methode

### 4.2.1 Kapazitätsspektrum-Methode

Die Kapazitätsspektrum-Methode ist eine der bekanntesten und am häufigsten angewandten Berechnungsmethode. Sie basiert auf der klassischen Pushover-Analyse und stellt eine Weiterentwicklung dieser Methode dar. Die Anwendung dieser Methode ist in den US-amerikanischen Normen SEAOC Vision 2000 und ATC 40 festgelegt [16].

Die Kapazitätsspektrum-Methode, die im Jahr 1975 von Freeman entwickelt wurde, gilt heutzutage als eines der anerkanntesten Verfahren für verschiebungsbasierte Nachweise. Mithilfe einer globalen Ar-

beitslinie ermöglicht sie eine Abschätzung der Gebäudekapazität. Bei dieser Methode wird das Antwortspektrum verwendet, um die Kapazität des Gebäudes zu bestimmen. Diese wird dann unter Berücksichtigung der Geschossteifigkeiten und mehrerer Modalformen im Spektralverschiebungs-Spektralbeschleunigungsdiagramm dargestellt [16].

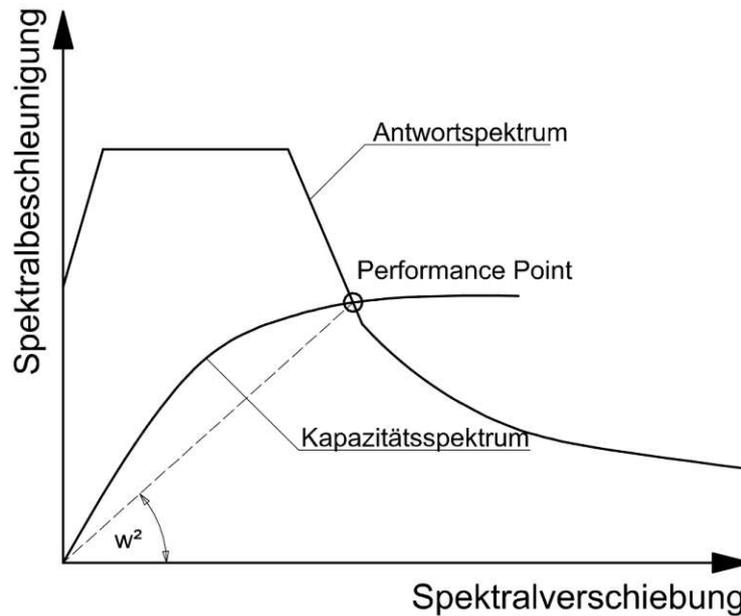


Abb. 4.2: Kapazitätsspektrum-Methode: Überlagerung von Antwort- und Kapazitätsspektrum [16]

Bei dieser Methode muss die Kapazitätskurve in das Spektralverschiebungs-Spektralbeschleunigungsdiagramm umgerechnet werden. Dies wird mit folgender Beziehung umgesetzt:

$$S_{a,i} = \frac{F_{b,i}}{M_{tot,eff} * \alpha_i}, \text{ mit } \alpha = \frac{M_{i,eff}}{M_{tot,eff}} \quad (4.1)$$

$$S_{d,i} = \frac{\Delta_{Dach,i}}{\beta_i * \Phi_{i,Dach}} \quad (4.2)$$

mit

- $\Phi_{i,Dach}$  Ordinate der Grundeigenform auf Höhe des Daches
- $\beta_i$  Anteilfaktor für die erste Grundeigenform  $\Phi_i$

Zur Beschreibung der Erdbebeneinwirkung wird ein dem Standort spezifisches, elastisches Antwortspektrum verwendet. Die Umrechnung des Antwortspektrums erfolgt lt. nachfolgender Formel.

$$S_{d,i} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{a,i} \quad (4.3)$$

Dadurch, dass das Bauwerk in den nichtlinearen Bereich kommt, muss der Einfluss der Energiedissipation berücksichtigt werden. Dies wird mit einer äquivalenten elastischen Dämpfung angestrebt und wie folgt berechnet:

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4\pi} * \frac{E_D}{E_{S_0}} \quad (4.4)$$

mit

- $E_D$  Hystereseenergie  $\rightarrow$  entspricht der von der Hystereschleifer umschlossenen Fläche
- $E_{S_0}$  maximale Dehnungsenergie

$E_D$  ist jene Fläche, die in Abb. 4.3 strichliert dargestellt wird.

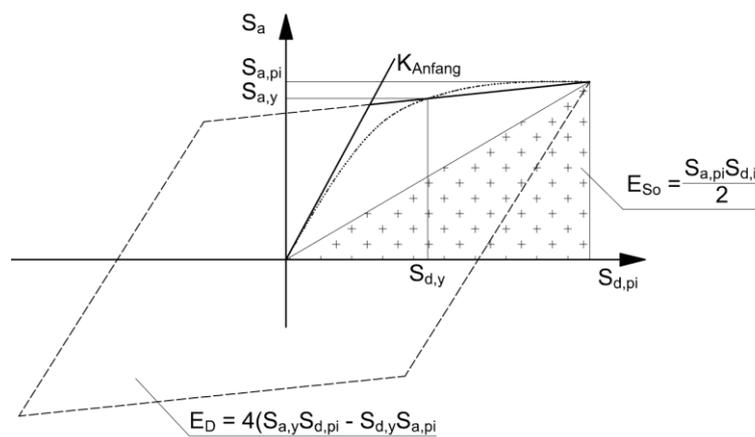


Abb. 4.3: Ableitung der äquivalenten viskosen Dämpfung [16]

Die weiteren Einzelheiten sind den jeweiligen Normen zu entnehmen. In Abb. 4.4 ist der generelle iterative Verlauf zur Bestimmung des Performance-Points in Folge eines Flussdiagrammes abgebildet.

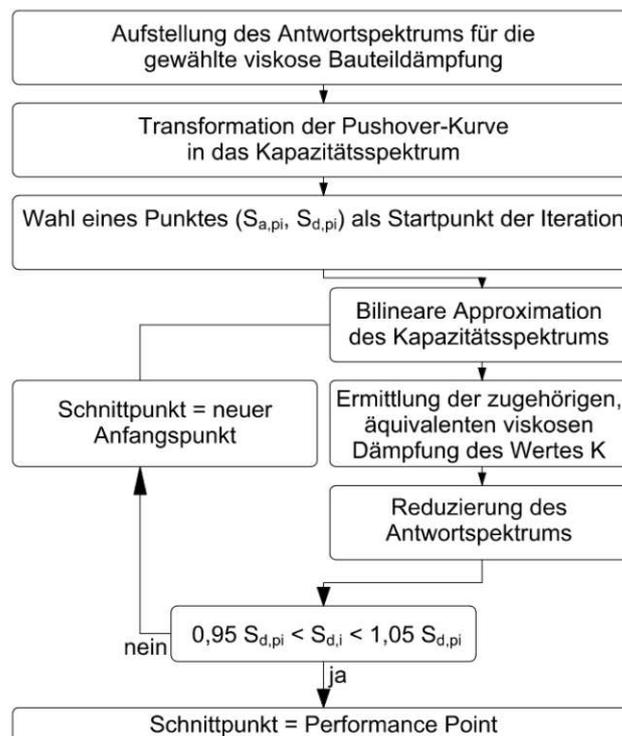


Abb. 4.4: Flussdiagramm zur iterativen Bestimmung des Performance Points [16]

## 4.2.2 N2-Methode

Die N2-Methode, entwickelt von Peter Fajfar im Jahr 1999, basiert auf dem von Vidic im Jahr 1994 entwickelten, unelastischen Antwortspektrum. Diese Methode sollte streng genommen nur angewendet werden, wenn das dynamische Schwingungsverhalten des Gebäudes durch die erste Eigenform bestimmt wird und das Tragwerk als ebenes System betrachtet werden kann [16].

In der N2-Methode wird der "Performance Point" mit minimalem Aufwand ermittelt. Dieser Punkt stellt den Schnittpunkt zwischen dem zugrundeliegenden Antwortspektrum und der Pushover-Kurve bzw. Kapazitätskurve des Gebäudes dar. Im Gegensatz zur Kapazitätsspektrum-Methode, die eine grafische Veranschaulichung erfordert, ist dies bei der N2-Methode aufgrund zahlreicher Vereinfachungen nicht notwendig. Dennoch wird empfohlen, aus Gründen der besseren Nachvollziehbarkeit und aufgrund entsprechender Literatur, eine grafische Darstellung zu verwenden [16].

Das in Anhang B der ÖNORM EN 1998-1:2013 genannte Nachweisverfahren basiert auf der N2-Methode. Das Verfahren ermittelt ein unelastisches Antwortspektrum durch umfangreiche statische Auswertungen, basierend auf nichtlinearen Zeitverlaufsberechnungen von dem EMS [21].

Im Folgenden wird ausschließlich auf den in Anhang B der ÖNORM EN 1998-1:2013 festgelegten Berechnungsablauf eingegangen, der sich an der N2-Methode orientiert. Das Nachweisverfahren gemäß dieser Norm ist in zwei Abschnitte unterteilt:

- die Ermittlung der maßgebenden Einwirkung auf Grundlage des elastischen Antwortspektrums
- die Ermittlung der Kapazitätskurve – „Last – Verformungskurve“

Der am Schluss geführte Nachweis ist der Vergleich der zulässigen Verschiebung mit der ermittelten Verschiebung. Im Zuge der Berechnungen wird wiederum bestätigt, dass die Pushover-Methode ein Verschiebungsnachweis ist. Das Ergebnis dieser Berechnung heißt Erdbebenerfüllungsfaktor und muss je nach Schadensfolgeklasse einen bestimmten Wert enthalten. In Tab. 4.1 ist dieser Zusammenhang abgebildet.

Tab. 4.1: Schadensfolgeklassen und der dazugehörige Erdbebenerfüllungsfaktor [22]

Schadensfolgeklasse bzw. Risikoklasse	Erdbebenerfüllungsfaktor $\alpha_{\min}$
CC1 bzw. RC1	0,09
CC2 bzw. RC2	0,25
CC3 bzw. RC3	0,85

Auf diese Methode wird in der anschließenden Berechnung genauer eingegangen und mit einem Rechenbeispiel untermauert.

## 4.2.3 Vergleich

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass sowohl die Kapazitätsspektrum-Methode als auch die N2-Methode einen "Performance Point" zwischen Antwortspektrum und Kapazitätskurve eines Bauwerks erzeugen, um dessen Standsicherheit zu bestimmen. Der Hauptunterschied liegt in der Art der Bestimmung der Pushover-Kurve. Während die Kapazitätsspektrum-Methode das reduzierte Antwortspektrum mit äquivalenter viskoser Dämpfung verwendet, beruht die N2-Methode auf unelastischen Antwortspektren, die auf Parameterstudien basieren. Die N2-Methode ist streng genommen nicht für Mauerwerksbauten geeignet und basiert auf Annahmen, die ihr hysterisches Verhalten nicht berücksichtigen. Dennoch wird sie in der Literatur empfohlen. Sowohl die Kapazitätsspektrum-Methode als

auch die N2-Methode beruhen auf Annahmen, um nichtlineare Tragwerksreserven bei Erdbebenbelastung durch statisch nichtlineare Verfahren zu berücksichtigen.

#### 4.2.4 Schwächen und Stärken der N2 - Methode

Bei analytischen Berechnungen sind durch etliche Versuche Formeln entwickelt worden. Bei diesen Versuchen wurden Einschränkungen zu Grunde gelegt. Diese Einschränkungen müssen die Gebäude, welche mit der Norm berechnet werden, auch einhalten, um anwendbare Ergebnisse zu erhalten. Da dies durch die heutige Architektur nicht immer der Fall ist, muss auf andere Methoden zurückgegriffen werden und somit ist die analytische Methode nicht anwendbar. Dennoch sind analytische Methoden noch immer ein praktisches Hilfsmittel, um schnell, bei Einhaltung der Anwendungsgrenzen, gute ingenieurmäßige Ergebnisse zu bekommen. Weiters werden noch einige Stärken und Schwächen aufgezählt.

##### Stärken:

- schnelle ingenieurmäßige Abschätzung
- bei Einhaltung der Regelmäßigkeitskriterien gute verwendbare Ergebnisse

##### Schwächen:

- Wandöffnungen nicht berechenbar
- unterschiedliche Materialeigenschaften nicht berechenbar
- keine Sprünge in Wänden
- berechnet nur das Erdgeschoß auf Versagen
- Wände müssen von unten bis oben durchgehend gebaut sein

Um dennoch weiterhin Gebäude, welche die Anwendungsgrenzen nicht erfüllen, berechnen zu können, wird die Benutzung von FEM – Berechnungsprogrammen unumgänglich.

### 4.3 Numerische Methoden

#### 4.3.1 FEM-Programme

Derzeit gibt es zahlreiche FEM-Berechnungsprogramme, die mit geringer Rechenzeit das gewünschte Ergebnis der Pushover-Berechnung bei allen Gebäuden durchführen können. Nachfolgend werden einige aufgelistet und kurz erklärt:

- 3Muri (entwickelt von Fa. Firma S.T.A. Data + Forschungsgruppe von der Universität Genua)
- CEDRUS mit Add-On MURUS-P
- RFEM 6 (entwickelt von Fa. Dlubal)
- Etc.

##### 3Muri

Dieses Programm ist darauf spezialisiert, in einem überschaubaren Zeitrahmen ein gutes Bild von möglichen Schadensereignissen auszugeben. Durch die benutzerfreundliche Oberfläche benötigt man wenig Zeit für die Eingabe der einzelnen Daten. Die Berechnung basiert auf einem dreidimensionalen gleichwertigen Rahmen, wobei man das tatsächliche Strukturverhalten bei seismischer Belastung in verschiedensten Versionen darstellen lassen kann [26].

## **CEDRUS**

Bei Cedrus sind viele verschiedene Aufsätze notwendig, um eine Pushover-Analyse durchführen zu können. Die Berechnung basiert auf den SIA-Normen und somit ist das Programm für Berechnungen in Österreich eher irrelevant [27].

## **RFEM 6**

RFEM 6 ist ein Programm der Fa. Dlubal. Mit diesem Programm werden die Berechnungen in dieser Arbeit durchgeführt und ein Vergleich mit der analytischen N2-Methode, welche im EC 8 verankert ist, durchgeführt. Es wird nachfolgend genauer erklärt.

### 4.3.2 RFEM

RFEM 6 hat erstmalig neue Features im Hinblick auf orthotropes Verhalten von Mauerwerk, eine Lösung für den Wand-Decken-Knoten bei Mauerwerk auf einer Stahlbetondecke und einiges mehr. Diese neuen Features machen den Einsatz für die Pushover-Berechnung bei einem Bestandsmauerwerk interessant. Bei FEM - Programmen können somit umfassende Nichtlinearitäten berücksichtigt werden.

- Materielle Nichtlinearität
- Geometrische Nichtlinearität
- Konstruktive Nichtlinearität

#### **Materielle Nichtlinearität**

Dabei wird der plastische Anstieg oder Abfall der Spannungs-Verformungskurve berücksichtigt. Diese zwei Besonderheiten sind auch als Hardening oder Softening bekannt.

#### **Geometrische Nichtlinearität**

Durch die Berechnung mit der Theorie 3. Ordnung werden die Imperfektionen berücksichtigt.

#### **Konstruktive Nichtlinearität**

Es können Lager, Knoten oder Gelenke konstruiert werden, die je nach Erfordernis Reibung, Federsteifigkeiten oder ein Ausfallen bei verschiedensten Beanspruchungen bewerkstelligen können. Dies sind sehr nützliche Instrumente, um das Bauwerk so realitätsnah wie möglich konstruieren zu können.

#### **Materialverhalten im Mauerwerksbau**

In Abb. 4.5 ist das durch Versuche ermittelte plastische Materialverhalten dargestellt, welches bei Berechnungen von Mauerwerk verwendet wird. In rot ist die ideal plastische Linie dargestellt, welche bei den Berechnungen von plastischem Materialverhalten angewendet wird. Dadurch, dass beim Mauerwerksbau der Hardening und Softening Effekt eintritt, sollte mit diesem auch gerechnet werden [28], [29].

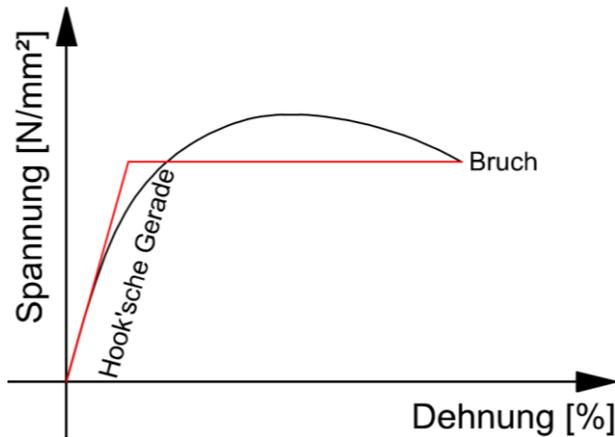


Abb. 4.5: Plastisches Materialverhalten bei FEM von Mauerwerk [29]

In Abb. 4.6 ist die Steifigkeitsänderung infolge von Hardening und Softening abgebildet. Dies wird bei der Berechnung von Mauerwerk verwendet [28].

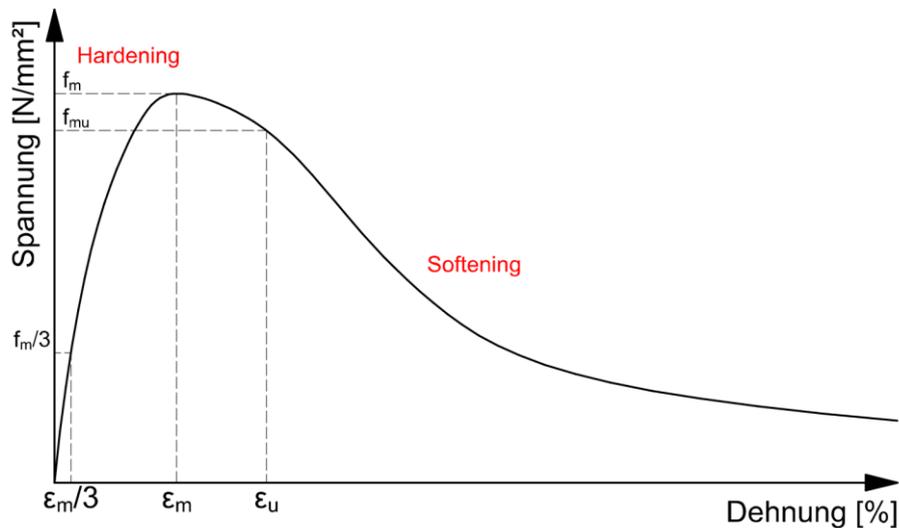


Abb. 4.6: Hardening und Softening Effekt bei Mauerwerk [28]

## Mauerwerk

Erstmalig kann das orthotrope Verhalten bei benutzerdefinierten Mauerwerksmaterialien eingegeben werden. Orthotropie bedeutet, dass das Material in alle Raumrichtungen andere Materialkennwerte aufweist. Die nachfolgende Formel beschreibt die Orthotropie.

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_x} & -\frac{\nu_{yx}}{E_y} & -\frac{\nu_{zx}}{E_z} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{xy}}{E_x} & \frac{1}{E_y} & -\frac{\nu_{zy}}{E_z} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{xz}}{E_x} & -\frac{\nu_{yz}}{E_y} & \frac{1}{E_z} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{yz}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{xz}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{xy}} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{yz} \\ \tau_{xz} \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} \quad (4.5)$$

In Abb. 4.7 sind verschiedene Modellierungsstrategien dargestellt. Bei der Berechnung von gesamten Gebäuden wird die Makromodellierung gewählt. Andernfalls würde die Rechenzeit exorbitant gesteigert werden, was im Gegensatz zu den erhaltenen Ergebnissen kaum einen Mehrwert bietet. Durch diese Modellierungsstrategie hat man eine verschmierte Rissbildung hinzunehmen [28].

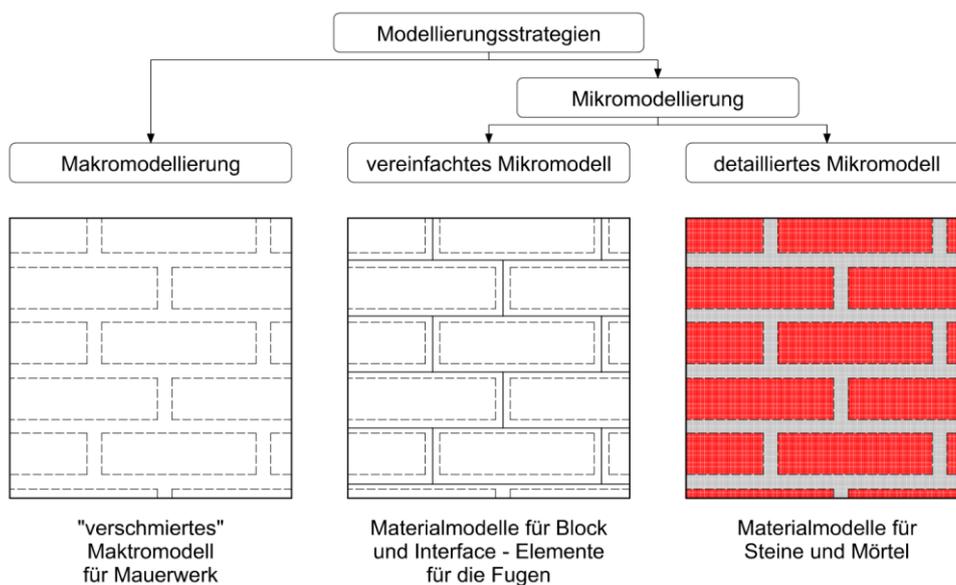


Abb. 4.7: Modellierungsstrategie bei Mauerwerk [28]

## 5 Pushover-Berechnung im Bestand

Für eine Pushover-Berechnung gibt es verschiedene Möglichkeiten. Nachfolgend wird jeweils ein Vorgehen für die analytische Methode und für eine RFEM basierte Berechnung beschrieben.

### 5.1 Schrittweiser Ablauf der analytischen Pushover-Berechnung

Bei der Anwendung der analytischen Methode wird ein strukturierter Ablauf empfohlen, um die Fehlerquellen so gering wie möglich zu halten. Der nachfolgende Ablauf orientiert sich an dem in der Norm niedergeschriebene Ablauf. Nach ÖNORM EN 1998-1:20213 Anhang B wird folgender Ablauf empfohlen:

1. Ermittlung des elastischen Antwortspektrums
2. Ermittlung des dynamischen Ersatzsystems
3. Ermittlung der Kapazitätskurve am realen System
4. Ermittlung der idealisierten Kraft – Verschiebungsbeziehung
5. Ermittlung der Kapazitätskurve am EMS
6. Ermittlung der Periode für den äquivalenten EMS
7. Ermittlung der Zielverschiebung am EMS
8. Umwandlung der Zielverschiebung am MMS
9. Überprüfung der zulässigen Verschiebung
10. Ermittlung des Erdbebenerfüllungsfaktors

Die Schritte werden nachfolgend in der oben genannten Reihenfolge detailliert beschrieben.

#### 5.1.1 Ermittlung des elastischen Antwortspektrums

Zuerst wird das Antwortspektrum nach dem EC 8 ermittelt. Hierbei spielen die Bodenbeschaffenheit, verschiedene Typen des Antwortspektrums und die Referenzbodenbeschleunigung  $a_{g,R}$  eine wichtige Rolle. Mit dem Antwortspektrum bestimmt man die seismische Beanspruchung, welche auf das Tragwerk wirkt.

#### 5.1.2 Ermittlung des dynamischen Ersatzsystems

Die ermittelten Gebäudemassen werden in den einzelnen Deckenebenen konzentriert und es entsteht ein sogenannter Mehrmassenschwinger, kurz auch MMS genannt. Es wird in der letzten Ebene eine Verschiebung mit 1,0 angesetzt und die anzusetzenden seismischen Lasten gemäß EC 8 verteilt. Summiert man diese Lasten auf, bekommt man anschließend die Gesamterdbebenlast  $F_b$ .

$$F_b = m * \lambda * S_d(T_i) \quad (5.1)$$

In Abb. 5.1 ist die Umwandlung der Massen in konzentrierte Massen dargestellt.

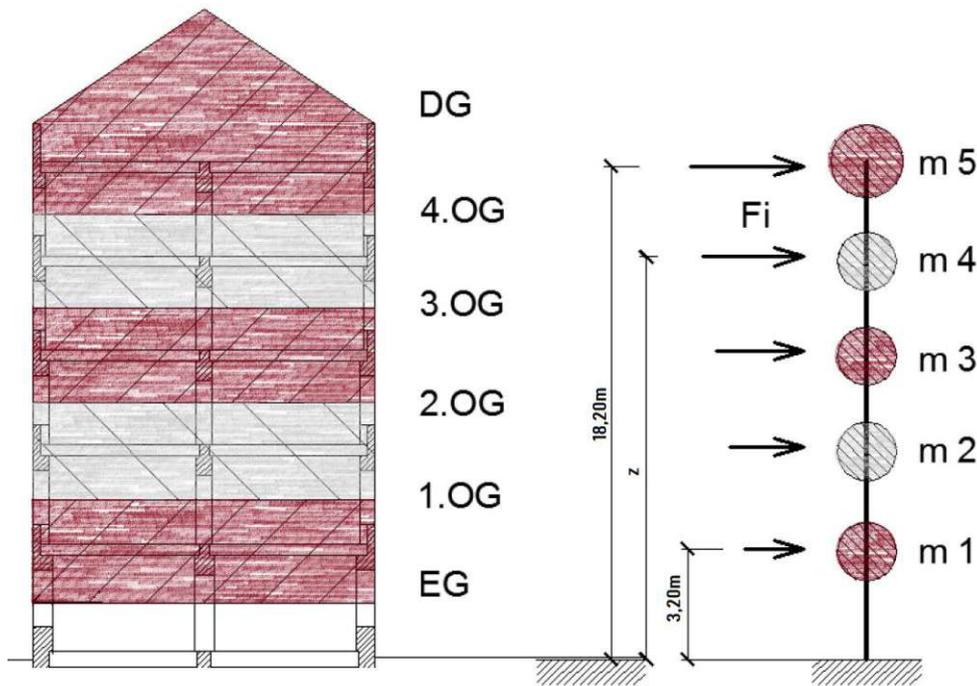


Abb. 5.1: Massenverteilung eines Gebäudes für den Mehrmassenschwinger

Die Norm schreibt vor, dass zwei verschiedene Verschiebungsansätze zur Verteilung der Horizontalkraft angewendet werden sollen. Diese werden mit MODE 1 und MODE 2 beschrieben. MODE 1 entspricht bei symmetrischen Gebäuden und jenen, die die Regelmäßigkeitskriterien einhalten, der ersten Eigenform. Diese ähnelt einer linearen nach oben hin steigenden Verteilung. MODE 2 beschreibt ein weiches Geschoß. Dies bedeutet, es wird eine rechteckige Verteilung für das Ansetzen der seismischen Lasten gewählt. Streng genommen darf die N2-Methode, welche in der Norm verankert ist, nur bei MODE 1 angewendet werden.

Summiert man das Produkt der punktuellen Gesamtmasse und der jeweiligen Verschiebung, erhält man die modale Masse. Die modale Masse ist der Widerstand, welchen das Bauwerk aufzunehmen hat. Der Umrechnungsfaktor von dem Mehrmassenschwinger MMS zu dem Einmassenschwinger EMS ist mit Gamma  $\Gamma$  betitelt. Dieser wird, wie in (5.2) ersichtlich, berechnet.

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad (5.2)$$

Die Lage der Höhe des EMS beschreibt der Momentennullpunkt  $H_0$ . Dieser wird, wie in (5.3) ersichtlich, berechnet.

$$H_0 = \frac{m * \Phi * h}{m * \Phi} \quad (5.3)$$

### 5.1.3 Ermittlung der Kapazitätskurve am realen System

Die Kapazitätskurve ist eine bilineare Kraft-Verschiebungsbeziehung des Widerstandes gegen die seismischen Lasten. Sie ist für jede einzelne Wand separat zu ermitteln. Nach dem EC 8 sind zwei Versagensformen zu berücksichtigen. Es wird der Widerstand auf Biegung und der Widerstand auf Schub berechnet. Der maßgebende Wert ist der kleinere Wert.

#### Biegeversagen:

$$V_{Rd,1} = N_d \frac{D}{2 * H_0} * (1 - 1,15 * v_d) \quad (5.4)$$

$$v_d = \frac{N_d}{D * t * f_d} \quad (5.5)$$

#### Schubversagen:

Die Berechnung des Schubversagens ist wesentlich aufwendiger als die Ermittlung des Widerstandes gegen Biegung. Das Schubversagen muss iterativ gelöst werden.  $D'$  ist die von der vertikalen Beanspruchung überdrückte Länge der Wand und ist in (5.8) abgebildet.

$$V_{Rd,2} = f_{vd} * D' * t \quad (5.6)$$

$$f_{vd} = f_{vm0} + 0,4 * \frac{N_d}{D' * t} \leq 0,065 * f_m \quad (5.7)$$

$$D' = 3 * \left( \frac{D}{2} - \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \right) \leq D, \text{ mit } M_{Ed} = V_{Rd,min} * H_0 \quad (5.8)$$

Die Materialkennwerte, welche entweder aus einschlägiger Literatur, der Norm oder aus Versuchen gewonnen wurden, werden mit reduzierter Steifigkeit und den Mittelwerten, nach JCSS (Joint Committee on Structural Safety) berechnet, verwendet.

Generell müsste man sich bei der analytischen Methode Gedanken machen, ob in dem zu berechnenden Gebäude schubsteife Decken, wie in diesem Fall, vorhanden sind, oder ob schubweiche Decken, wie zum Beispiel Holztrammeden, vorhanden sind. Der Unterschied liegt in der Kopplung der Schubwiderstände der einzelnen Wände. Während man bei schubsteifen Decken die Schubwiderstände der einzelnen Wände summieren darf, muss bei schubweichen Decken jede einzelne Wand auf Versagen nachgewiesen werden. Bei nicht gekoppelten Wänden ist der Erdbebennachweis beim Versagen von nur einer Wand nicht erfüllt.

Die für die Kapazitätskurve benötigten Verschiebungen werden wie in (5.9) und (5.10) berechnet.

$$d_{y,0} = \left( \frac{V_{Rd} * H_0^3}{3 * E_{2,m} * I} + \frac{6 * V_{Rd} * H_0}{5 * G_{2,m} * A} \right) \quad (5.9)$$

$$d_y = V_{Rd} * H_0^2 * (3 * H_{tot} - H_0) * \frac{1}{6 * E_m * I} + \frac{6 * V_{Rd} * H_0}{5 * G_m * A} \quad (5.10)$$

Die Grenzverschiebung wird, lt. EC 8, je nach Versagensmodus spezifisch berechnet. Die Stockwerksverschiebung wird entweder mit 4 oder 8 Promille begrenzt.

Für den Erdbebennachweis wird das Minimum der einzelnen Versagensmodi herangezogen.

#### 5.1.4 Ermittlung der idealisierten Kraft – Verschiebungsbeziehung

Aus den oben berechneten Werten kann die wirkliche Verformungsenergie berechnet werden, welche äquivalent zu den Flächen unter der Kapazitätskurve ist. Die Berechnung ist in (5.11) dargestellt.

$$E_m = d_y * \frac{F_y}{2} + (d_u - d_y) * F_y \quad (5.11)$$

Bei der bilinearisierten Kapazitätskurve ist es wichtig, dass die eingeschlossene Fläche zwischen der bilinearisierten und der echten Kapazitätskurve gleich groß ist. Diese Problematik ist in Abb. 5.2 dargestellt.

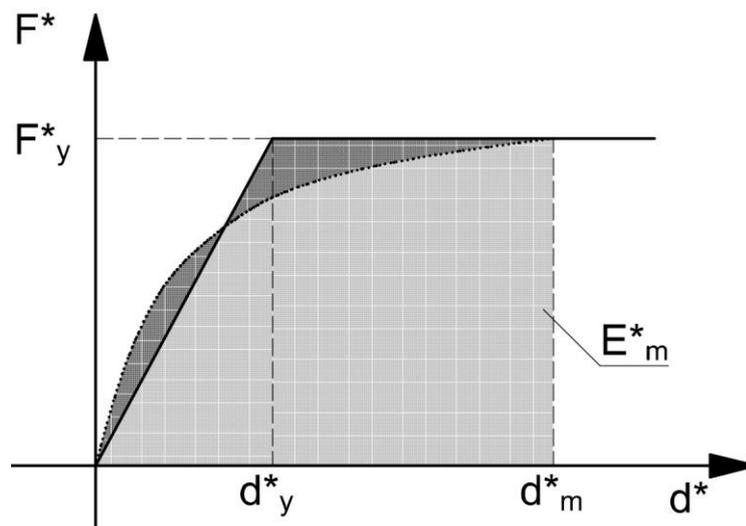


Abb. 5.2: wirkliche Verformungsenergie

#### 5.1.5 Ermittlung der Kapazitätskurve am EMS

Es werden die ermittelten Werte des MMS mit dem zuvor berechneten Umrechnungsfaktor in einen idealisierten EMS umgerechnet. Der Index „\*“ kennzeichnet alle Werte, die dem EMS zugeordnet sind. In den Formeln (5.12) bis (5.15) sind die Umrechnungen dargestellt.

$$F^* = F_y^* = \frac{V_{RD}}{\Gamma} \quad (5.12)$$

$$d^* = d_u^* = \frac{d_u}{\Gamma} \quad (5.13)$$

$$E_m^* = \frac{E_m}{\Gamma^2} \quad (5.14)$$

$$d_y^* = 2 * (d_u^* - \frac{E_m^*}{F_y^*}) \quad (5.15)$$

### 5.1.6 Ermittlung der Periode für den äquivalenten EMS

Es muss die Eigenschwingzeit  $T^*$  für den Einmassenschwinger ermittelt werden, um anschließend die Zielverschiebung zu ermitteln. In (5.16) ist die Formel dargestellt.

$$T^* = 2 * \pi * \sqrt{\frac{m^*}{k_{eff}}}, \text{ mit } k_{eff} = k_{eff}^* \quad (5.16)$$

$$k_{eff} = \frac{V_{Rd}}{d_y} \quad (5.17)$$

### 5.1.7 Ermittlung der Zielverschiebung am EMS

Die zu ermittelte Zielverschiebung  $d_{et}^*$  lässt sich mit der vom Antwortspektrum ermittelten Ordinate  $S_e(T^*)$  und der zuvor ermittelten Eigenschwingzeit  $T^*$  berechnen. Mithilfe  $d_{et}^*$  lässt sich die gesuchte Zielverschiebung  $d_t^*$  ermitteln. Diese ist jedoch abhängig von der Eigenschwingzeit  $T^*$ . Diese Abhängigkeit ist in ÖN EN 1998-1 Anhang B dargestellt. In (5.18) ist die Formel dargestellt.

$$d_{et}^* = S_e(T^*) * (\frac{T^*}{2 * \pi})^2 \quad (5.18)$$

### 5.1.8 Umwandlung der Zielverschiebung am MMS

Die berechnete Zielverschiebung am EMS wird mit dem Umrechnungsfaktor  $\Gamma$  dividiert.

$$d_t = \frac{d_t^*}{\Gamma} \quad (5.19)$$

### 5.1.9 Überprüfung der zulässigen Verschiebung

Die maximal zulässige Verschiebung darf zwischen 0% und 150% der maximalen Kopfverschiebung sein. Die maximal zulässige Verschiebung wurde je nach Versagensmodus bereits bestimmt. Die ermittelte Zielverschiebung am MMS wird mit dem Faktor 1,5 multipliziert. Ist das Ergebnis kleiner oder gleich der maximal ermittelten Verschiebung, ist die Verschiebung zulässig und somit ist der Erdbennachweis erfüllt.

### 5.1.10 Erdbebenerfüllungsfaktor

Der Erdbebenerfüllungsfaktor  $\alpha$  ist das Ergebnis der Pushover-Berechnung. Je nachdem, welche Schadensfolgeklasse das Bauwerk aufweist, muss der Erdbebenerfüllungsfaktor diesen Wert überschreiten. Ist dies der Fall, ist der Nachweis erfüllt.  $\alpha$  ist der Quotient aus Zielverschiebung  $d_t$  und der maximal zulässigen Verschiebung.

Anschließend können die Ergebnisse graphisch in einem Bedarfsdiagramm dargestellt werden.

## 5.2 Anleitung für die Modellierung in RFEM 6

Das RFEM-Modell enthält eine Vielzahl an komplexen Eingabewerten. Bei unsachgemäßer Bedienung sind exorbitante Ergebnisse nicht ausgeschlossen. Dieses Risiko wird durch die Einhaltung eines strukturierten Eingabeablaufes vermindert. In dieser Arbeit wird ein möglicher Ablauf für 3D-Objekte beschrieben und mit Grafiken illustriert. Manche Einstellungen können bei ebenen Betrachtungen entfallen. Folgender Aufbau der Modellierung wurde hier gewählt:

1. Basisangaben konfigurieren – Mauerwerk und nichtlineare Bemessung aktivieren
2. Materialien und Dicken definieren
3. Erstellung des 3D-Modells (geometrische Eingabe) inkl. Wandöffnungen
4. Unterzüge und Stürze (Stabelemente) dimensionieren
5. Wand-Decken-Knoten definieren, zuweisen und generieren
6. Verbindung zwischen Innen- und Außenwänden modellieren
7. Knoten im Schwerpunkt erzeugen und an die oberste Decke projizieren.
8. Netz generieren und ggf. optimieren
9. Lastfälle und Lastfallkombinationen erstellen
10. Berechnungsparameter festlegen bzw. kontrollieren
11. Erster Berechnungsdurchgang → ev. Modellanpassungen erforderlich
12. Erdbebenbemessung mittels Laststeigerung
13. Berechnung, Überführung zu EMS und Ergebnisinterpretation

### 5.2.1 Basisangaben konfigurieren

Zuerst wird ein 3D Modell mit den zugehörigen Normen erstellt und, wie in Abb. 5.3 dargestellt, die folgenden Add-Ons berücksichtigt. Die Strukturanalyse wird in weiterer Folge für die Erdbebenbemessung benötigt. Es ist auch möglich, das Add-On „Pushover-Analyse“ zu verwenden. Hierbei wird jedoch nur jene modale Masse als Belastung angesetzt, welche auch modelliert ist. Es ist jedoch möglich, eine benutzerdefinierte modale Masse am Bauwerk anzusetzen. Dies wurde in dieser Arbeit nicht behandelt und dieser Vorgang wird nicht weiter erläutert.

The screenshot shows a configuration window with two main sections:

- Analyse-Add-Ons:**
  - Nichtlineares Materialverhalten
  - Strukturstabilität
  - Analyse von Bauzuständen (CSA)
  - Zeitabhängige Analyse (TDA)
  - Formfindung
  - Schnittmuster
  - Wölbkrafttorsion (7 Freiheitsgrade)
- Dynamische Analyse:**
  - Modalanalyse
  - Antwortspektrenverfahren
  - Harmonische Frequenzganganalyse
  - Zeitverlaufsverfahren
  - Pushover-Analyse
- Normen für Klassifizierung und Assistenten:**
  - Kombinationsassistent und Klassifizierung
  - Lastassistenten
- Bemessungs-Add-Ons:**
  - Spannungs-Dehnungs-Berechnung
  - Betonbemessung
  - Stahlbemessung
  - Holzbemessung
  - Mauerwerksbemessung
  - Aluminiumbemessung
  - Glasbemessung
  - Mastbemessung
  - Rohrleitungsbemessung

Abb. 5.3: Basisangaben konfigurieren

## 5.2.2 Materialien und Dicken definieren

Beim Erstellen von Materialien für das Mauerwerk besteht bei RFEM 6 erstmals die Möglichkeit, orthotropes Materialverhalten für Flächen auszuwählen. In der Bibliothek von Dlubal sind nahezu alle österreichischen Ziegelhersteller und deren Produktpaletten vorhanden. Falls die Notwendigkeit besteht, ein älteres Ziegelmauerwerk nachzurechnen, welches nicht in der Materialbibliothek enthalten ist, ist eine manuelle Eingabe der Materialparameter möglich. Es ist besonders darauf zu achten, dass die Koordinatenachsen nicht vertauscht werden [30].

The screenshot shows the 'Material bearbeiten' dialog box for defining a material. The 'Liste' on the left shows a list of materials, with '8 Mauerwerk 380mm' selected. The main area shows the following configuration:

- Nr.:** 8
- Name:** Mauerwerk 380mm
- Zugewiesen an:** 8
- Basis:** Orthotrop | Mauerwerk (Flächen) | Steifigkeitsmodifizierung
- Kategorien:**
  - Materialtyp:** Mauerwerk
  - Materialmodell:** Orthotrop | Mauerwerk | Plastisch (Flächen)
- Optionen:**
  - Benutzerdefiniertes Material
  - Temperaturabhängig...
  - Kostenschätzung
  - Abschätzung der CO<sub>2</sub>-Emissionen
  - Optimierung
- Grundlegende Materialkennwerte:**
  - Elastizitätsmodul:** E<sub>x</sub> = 1249.3 [N/mm<sup>2</sup>]
  - Schubmodul:** G [N/mm<sup>2</sup>]
  - Querdehnzahl:** ν [-]
  - Spezifisches Gewicht / Dichte:**
    - γ = 15.00 [kN/m<sup>3</sup>]
    - ρ = 1500.00 [kg/m<sup>3</sup>]
  - Wärmedehnzahl:** α<sub>x</sub> = 0.000006 [1/°C]

Abb. 5.4: Materialien definieren

Wurden die Materialien definiert, wird jeder Position die entsprechende Dicke zugeordnet.

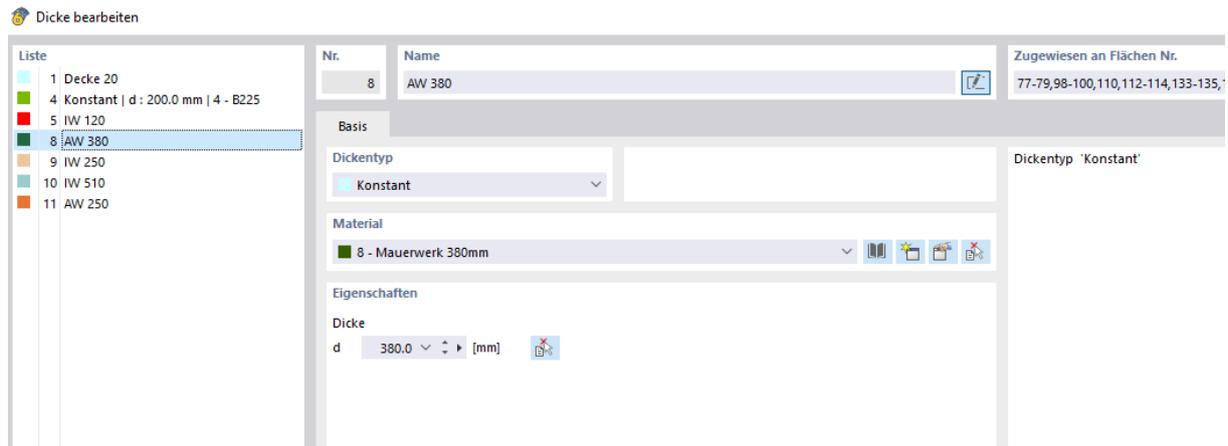


Abb. 5.5: Dicke definieren

### 5.2.3 Erstellung des 3D-Modells (geometrische Eingabe)

In Abb. 5.6 ist die Geometrie des Gebäudes abgebildet. Da es sich bei diesem Modell um eine Flachfundierung handelt, werden die Lager gelenkig modelliert. Eine Einspannung kommt nur bei tieffundierten Gebäuden zur Anwendung. Auf eine Interaktion zwischen Bauwerk und Boden wird in dieser Arbeit nicht näher eingegangen.

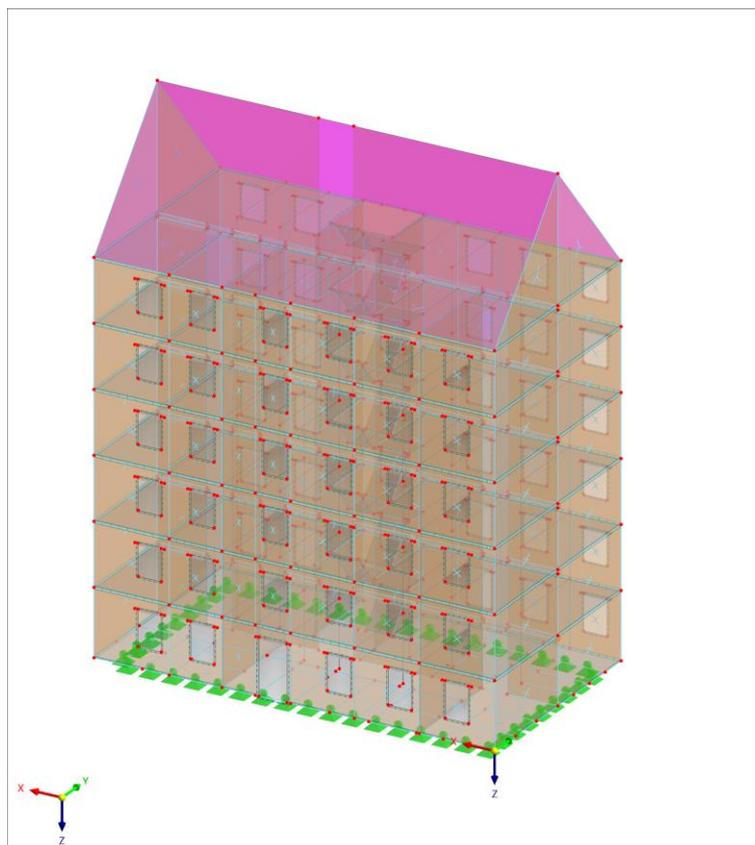


Abb. 5.6: Geometrie des RFEM-Modells

### 5.2.4 Unterzüge und Stürze (Stabelemente) dimensionieren

In Abb. 5.6 sind die Unterzüge und Stürze dargestellt. Diese verhindern ein Herunterfallen der Ziegel über den Öffnungen. Da sich im Mauerwerk über den Öffnungen ein Spannungsdreieck mit einem

Winkel von ca.  $60^\circ$  ausbildet, sind bei der Überlagerdimensionierung vor allem die Höhe der Übermauerung bis zur nächsten Geschoßdecke und die lichte Weite der Öffnung als Parameter heranzuziehen [30].

Die Unterzüge werden direkt mit den Knoten der Öffnungen verbunden. Falls jedoch größere Spannweiten oder viel höhere Lasten vorhanden sind, ist ein Einbinden des Überlagers in das Mauerwerk mit ca. 10-20 cm sehr zu empfehlen [31].

### 5.2.5 Wand-Decken-Knoten definieren, zuweisen und generieren

Der Wand-Decken-Knoten zwischen Mauerwerk und Stahlbetondecken wird im neuen RFEM 6 Add-On „Mauerwerksberechnung“ sehr benutzerfreundlich erstellt. Entscheidend ist, ob ein Roststein benutzt/benötigt wird oder ob die Wand auskragend ist. Die zwei Szenarien sind in Abb. 5.7 dargestellt. Je nachdem wählt man das benötigte Szenario aus und lässt das Liniengelenk von RFEM selbst erstellen. Zumeist erstellt RFEM zwei Gelenke mit demselben Ergebnis, aber unterschiedlichen Vorzeichen. Dies wird benötigt, um am Ende ein vorzeichenrichtiges Ergebnis zu bekommen [30], [31].

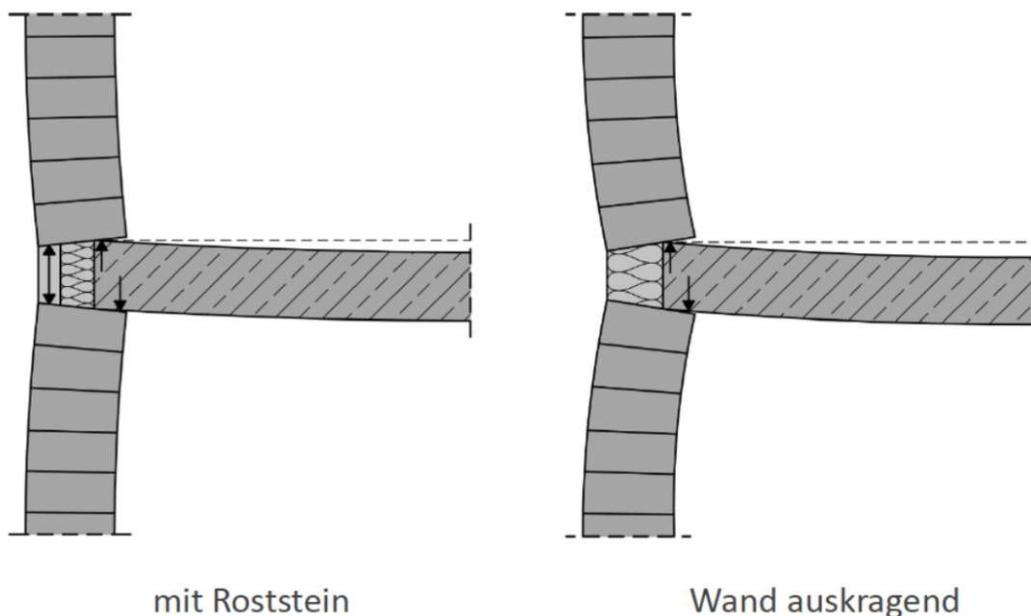


Abb. 5.7: unterschiedliche Wand-Decken-Knotenausbildungen

In Abb. 5.8 wird die Modellbildung dargestellt. Es sind die lokalen Achsen der einzelnen Bauteile zu kontrollieren.

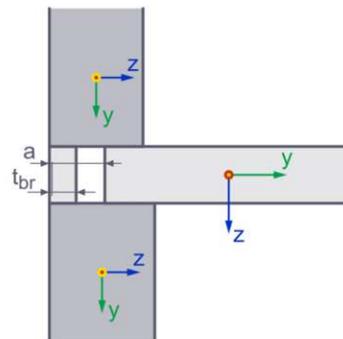
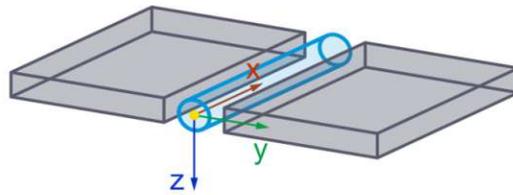


Abb. 5.8: Modellbildung des Knotens

Mit der Option „Decke-Wand-Verbindung“ kann der Abstand des Versatzes eingestellt und die Liniengelenke generiert werden. In Abb. 5.9 sind diese in rot und in grün markiert.

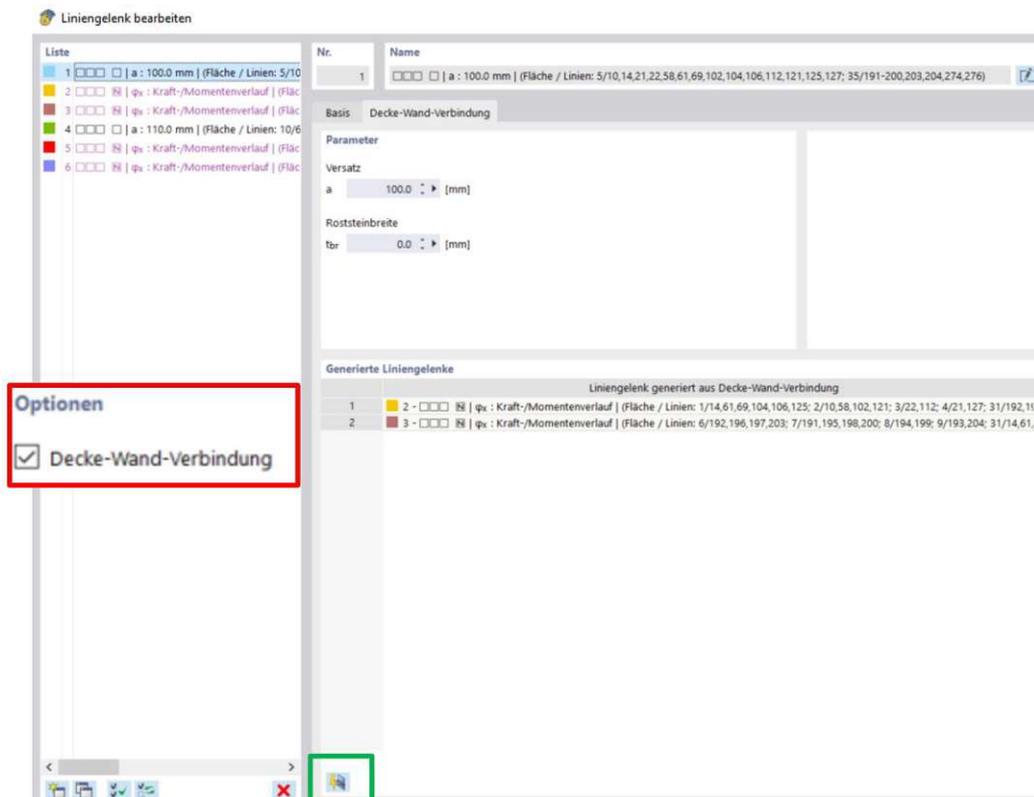


Abb. 5.9: Modellbildung des Knotens

### 5.2.6 Verbindung zwischen Innen- und Außenwänden modellieren

Eine Verbindung zwischen Innen- und Außenwänden kann entweder aus einem Verbund der Mauersteine entstehen oder über ein Flachstahl, welches in jede Schar eingelegt wird. Dieses Flachstahl muss auf die Belastung richtig dimensioniert sein. Im Modell wird diese Verbindung mittels Liniengelenk konfiguriert. In Abb. 5.10 ist dieses Liniengelenk inkl. der Eingabedaten abgebildet [30], [31].

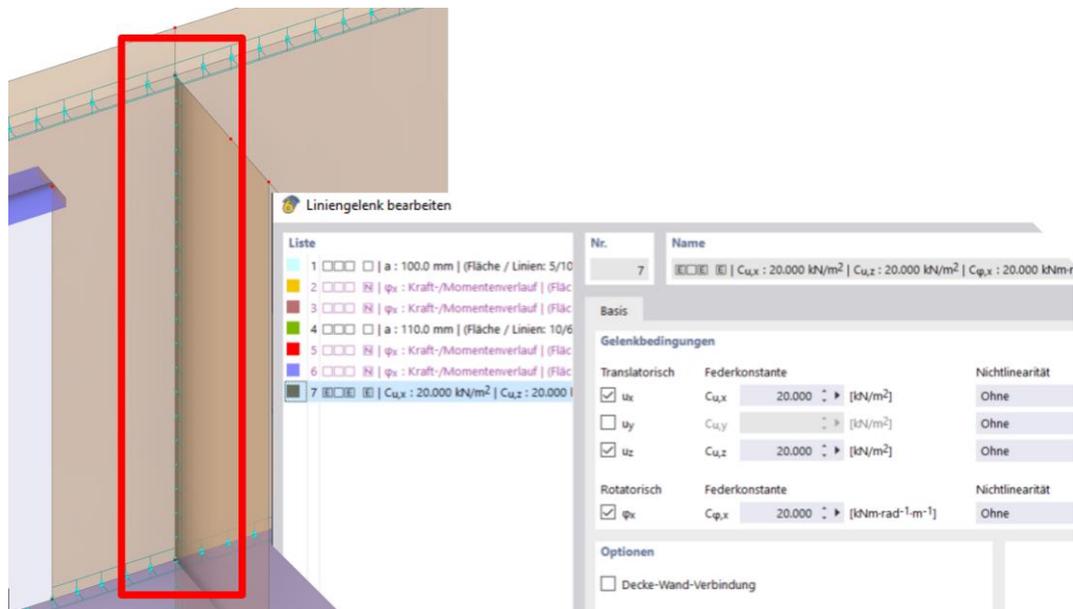


Abb. 5.10: Liniengelenk zwischen Innenwand und Außenwand

### 5.2.7 Knoten im Schwerpunkt erzeugen und an die oberste Decke projizieren

Um bei der Pushover-Berechnung am Ende die verschiedenen Ergebnisse vergleichen zu können, muss ein einheitlicher Knoten verwendet werden. Es wird empfohlen, diesen Knoten im Schwerpunkt des Gebäudes zu erzeugen und an die oberste Decke zu projizieren. An diesem Knoten sollte noch ein Auflager erzeugt werden, um später eine Gegenüberstellung von Kraft und Verschiebung zu erhalten. Dieses Auflager muss mittels Strukturmodifikation ausgeschaltet werden. Der Knoten und die Linienauflager sind in Abb. 5.11 gelb markiert.

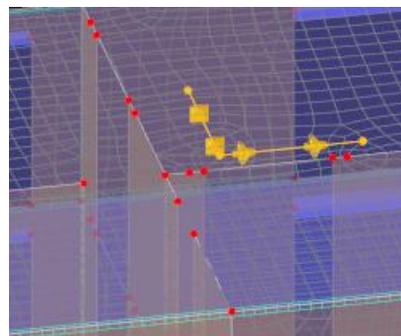


Abb. 5.11: Knoten im Schwerpunkt mit Auflager

### 5.2.8 Netz generieren und ggf. optimieren

Beim Generieren des FEM-Netzes ist ein Netzabstand von 20 bis 25 cm und ein Netz aus Vierecken optimal, da dies ca. einer Ziegelgröße entspricht und das Add-On „Mauerwerksbemessung“ bei diesen Einstellungen optimal funktioniert [30], [31].

### 5.2.9 Lastfälle und Lastfallkombinationen erstellen

Es wurden insgesamt 17 Lastfälle erzeugt, darunter 4 verschiedene Windlasten und 8 verschiedene Lasten für die spätere Pushover-Berechnung.

Nachfolgend wurden aus diesen Lastfällen sogenannte Lastkombinationen erstellt. Hierbei werden einzelnen Lastfälle miteinander kombiniert, um einen Bemessungslastfall zu generieren.

### 5.2.10 Berechnungsparameter festlegen bzw. kontrollieren

Vor dem Start der ersten Modellberechnung ist eine nochmalige Überprüfung aller Parametereinstellungen von Vorteil, um nicht unnötige Berechnungszeit zu verschwenden. Diese kann bei einer solchen Komplexität mit einem herkömmlichen Standgerät mehrere Tage in Anspruch nehmen.

### 5.2.11 Erster Berechnungsdurchgang → ev. Modellanpassungen erforderlich

Nach der Kontrolle kann eine erste sinnvolle Berechnung gestartet werden. Treten keine Fehlermeldungen auf, ist beim Modell vorerst alles definiert und RFEM kann die Berechnung vollenden. Nach der ersten Berechnung gilt es, die Ergebnisse, die das Programm liefert, mit Ingenieursverstand genauestens zu durchdenken, ob diese überhaupt mit den physikalischen Gesetzen der Natur stimmig sein können.

### 5.2.12 Erdbebenbemessung mit Laststeigerung

Wie schon in den einleitenden Worten erwähnt, kann mit den Programmen der Dlubal Familie eine Vielzahl an möglichen Berechnungen durchgeführt werden. Um auch bei der Erdbebenbemessung das Risiko der Fehlerquellen zu minimieren, wird auch hier ein möglicher Ablauf vorgestellt:

1. Neuen Lastfall mit dem Add-On „Modalanalyse“ erstellen
2. Berechnung der Eigenformen
3. Die Laststeigerungslasten nach Verteilung der Eigenformen ansetzen

#### **Add-On „Modalanalyse“**

Eine Möglichkeit der Berechnung von Eigenformen eines Bauwerks ist mittels des Add-Ons „Modalanalyse“. Hierbei wird ein neuer Lastfall erstellt und beim Analysetyp „Modalanalyse“ eingestellt. Es sollten auch die ständig wirkenden Lasten eingeschaltet sein. Diese werden als seismische Lasten benannt. In Abb. 5.12 ist die Lastfall Modalanalyse dargestellt [32].

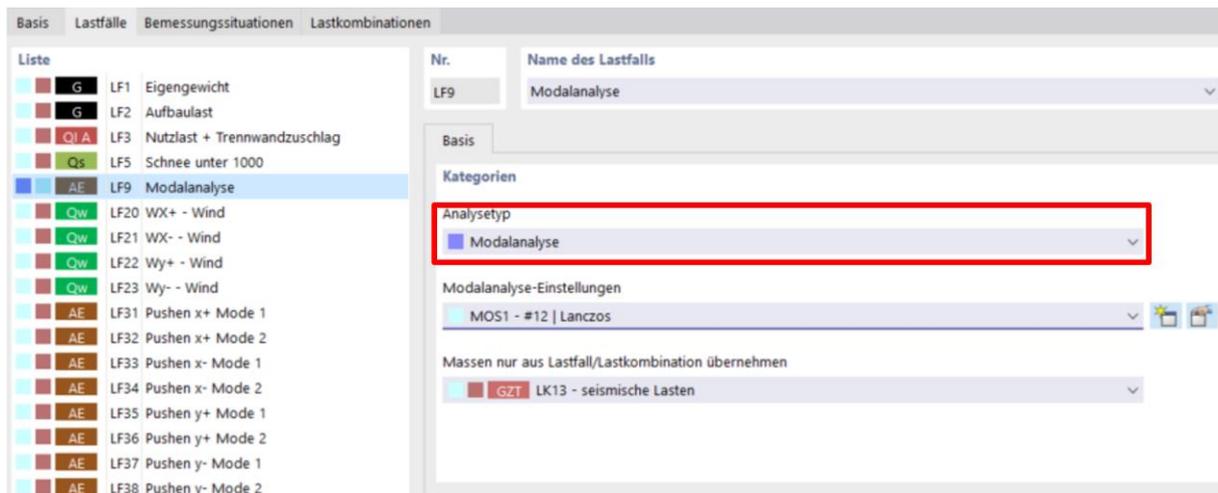


Abb. 5.12: Modalanalyse Basis

Bei den Modalanalyse-Einstellungen ist auf die Richtung zu achten, um welche die Eigenformen berechnet werden. Es wird empfohlen, nur die x- und y-Richtung anzuwählen. Die Anzahl der Eigenformen ist von der Komplexität des Gebäudes abhängig. Sind viele Stahlstäbe oder Nebenbauten im Modell berücksichtigt, muss eine hohe Anzahl an Eigenwerten gewählt werden, um gute, massenrelevante Eigenformen zu bekommen [32]. In Abb. 5.13 ist dies dargestellt.

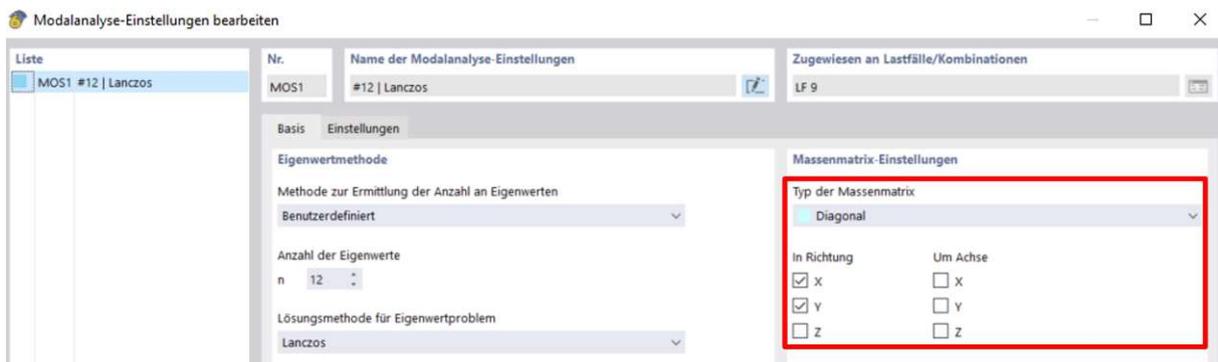


Abb. 5.13: Modalanalyse-Einstellungen Basis

Bei einem Bauwerk, welches viele Stahlstäbe oder Nebenbauten aufweist, ist es von Vorteil, lediglich das Hauptbauwerk selbst auf Eigenformen zu untersuchen, um die lokalen Eigenformen der Stahlstäbe zu vernachlässigen. Diese sind für eine globale Rechnung nicht relevant [32]. In Abb. 5.14 ist der Punkt dargestellt, an dem man die Massen vernachlässigen kann, um eine geringere Anzahl an Eigenformen in der Berechnung zu erhalten.



Abb. 5.14: Modalanalyse-Einstellungen

### Berechnung der Eigenformen

Wird die Berechnung des Lastfalles „Modalanalyse“ durchgeführt, erhält man die zuvor ausgewählte Anzahl an Eigenformen. Bei der späteren Berechnung wird auf die translatorisch effektive Modalmasse zurückgegriffen, da diese in der analytischen Berechnung auch als  $m^*$  bekannt ist.

In Abb. 5.15 und Abb. 5.16 sind die zwei Eigenformen abgebildet.

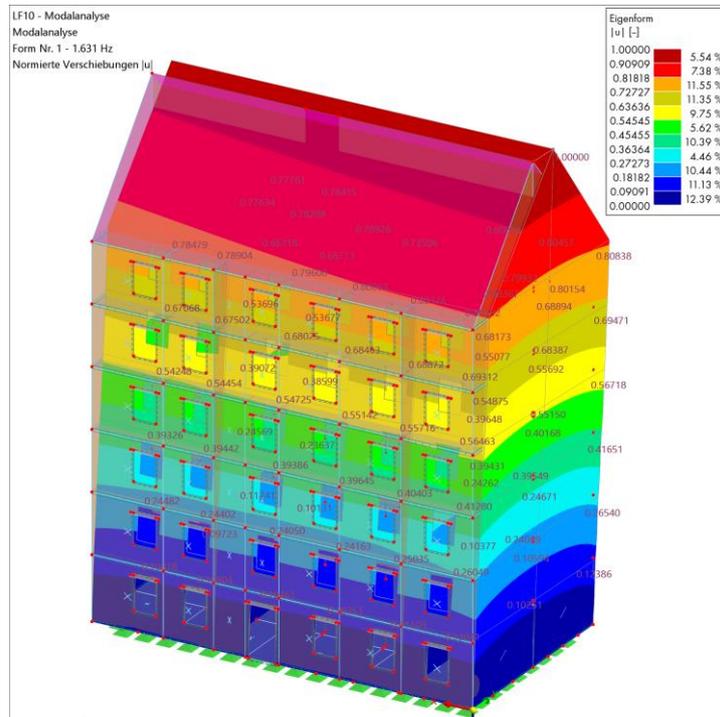


Abb. 5.15: Darstellung der 1. Eigenform

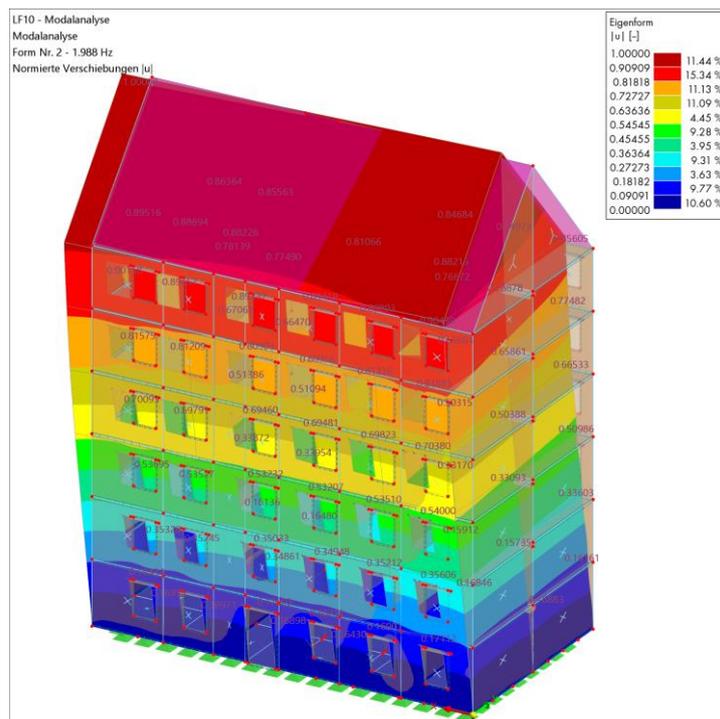


Abb. 5.16: Darstellung der 2. Eigenform

Ab den nachfolgenden Zeilen wird nur noch auf die erste Eigenform eingegangen.

### Die Laststeigerungslasten nach Verteilung der Eigenformen ansetzen

Das Ergebnis der Pushover-Berechnung ist der Laststeigerungsfaktor der Horizontaleinwirkung sowie ein Kraft-Verformungsdiagramm der einzelnen Laststeigerungsfaktoren. Um diesen Laststeigerungsfaktor zu bekommen, müssen die Lasten, welche zur Laststeigerung benutzt werden, nach den Eigenformen angesetzt werden. Bei der Berechnung des 3D-Modells werden nach EC8 die zu steigernden Horizontallasten jeweils mit einer linearen Verteilung und einer rechteckigen Verteilung an den Geschoßdecken angesetzt. In Abb. 5.17 und Abb. 5.18 ist die lineare Verteilung dargestellt.

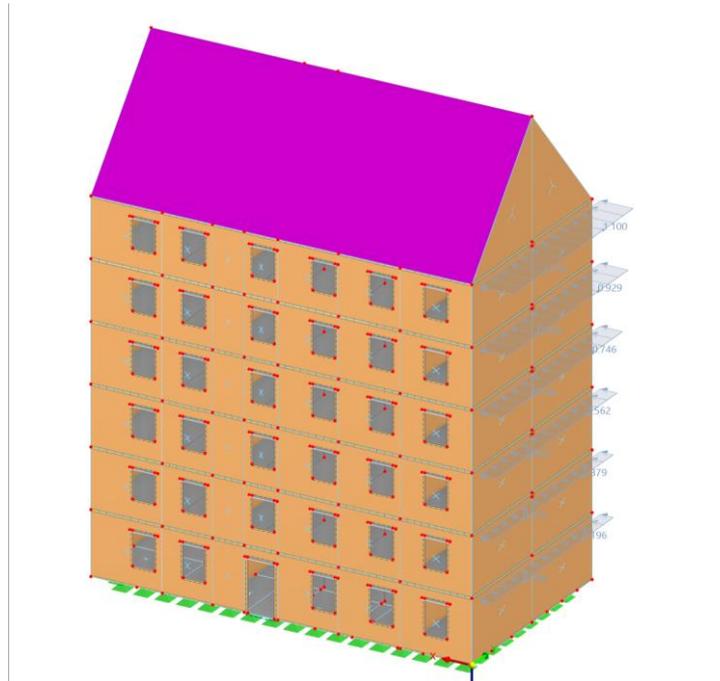


Abb. 5.17: lineare Verteilung der Laststeigerungslasten in X-Richtung

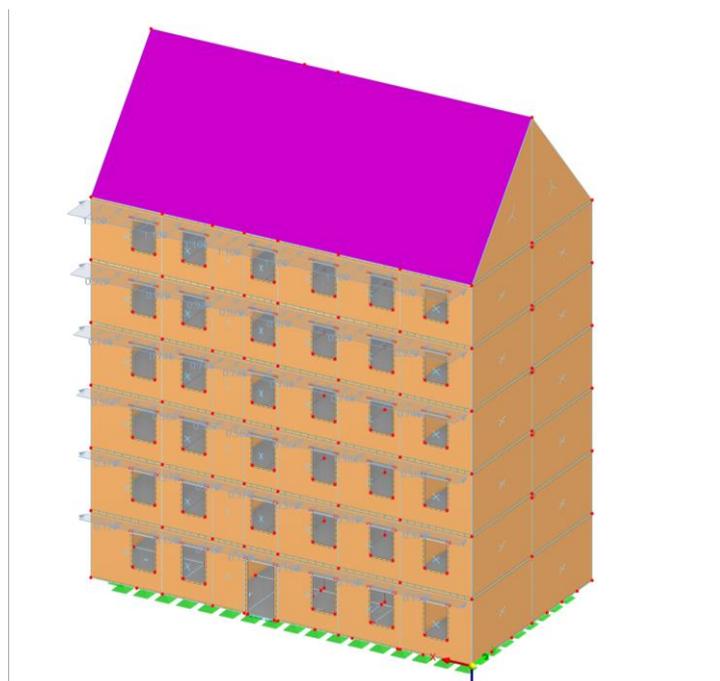


Abb. 5.18: lineare Verteilung der Laststeigerungslasten in Y-Richtung

### 5.2.13 Berechnung, Überführung zu EMS und Ergebnisinterpretation

Als Ergebnis der Pushover-Berechnung aus RFEM 6 erhält man eine Last-Verformungskurve für die unterschiedlichen Laststeigerungen. Dieses Ergebnis ist als Excel-Tabelle verfügbar. Das Ergebnis ist bezogen auf einen MMS. Um die Formeln aus der Norm anzuwenden, müssen diese wieder in einen EMS umgewandelt werden. Um dies bewerkstelligen zu können, benötigt man den Umrechnungsfaktor  $\Gamma$ , welcher analog der numerischen Berechnung ist.

#### Ermittlung der Kapazitätskurve am EMS

Die Kapazitätskurve am MMS ist das Ergebnis der Pushover-Analyse aus RFEM. Diese Kurve ist jedoch nicht bilinear. Somit wird  $E_m$  anders als bei der analytischen Berechnung ermittelt werden.  $E_m$  ist in diesem Fall die Fläche unter der Kapazitätskurve und kann mit nachfolgender Formel (5.20) berechnet werden.

$$\sum_{i=1, j=1}^n E_m = (d_{i+1} - d_i) * (F_{j+1} - F_j) \quad (5.20)$$

Es werden die ermittelten Werte des MMS mit dem zuvor berechneten Umrechnungsfaktor in einen idealisierten EMS umgerechnet. Der Index „\*“ kennzeichnet alle Werte, die dem EMS zugeordnet sind. In den Formeln (5.21) bis (5.24) sind die Umrechnungen abgebildet. Die Umrechnungen sind analog der analytischen Berechnung.

$$F^* = F_y^* = \frac{V_{Rd}}{\Gamma} \quad (5.21)$$

$$d^* = d_u^* = \frac{d_u}{\Gamma} \quad (5.22)$$

$$E_m^* = \frac{E_m}{\Gamma^2} \quad (5.23)$$

$$d_y^* = 2 * (d_u^* - \frac{E_m^*}{F_y^*}) \quad (5.24)$$

#### Ermittlung der Periode für den äquivalenten EMS

Es muss die Eigenschwingzeit  $T^*$  für den Einmassenschwinger ermittelt werden, um anschließend die Zielverschiebung zu ermitteln. In (5.16) ist die Formel dargestellt.

$$T^* = 2 * \pi * \sqrt{\frac{m^*}{k_{eff}}}, \text{ mit } k_{eff} = k_{eff}^* \quad (5.25)$$

$$k_{eff} = \frac{V_{Rd}}{d_y} \quad (5.26)$$

### **Ermittlung der Zielverschiebung am EMS**

Die zu ermittelnde Zielverschiebung  $d_{et}^*$  lässt sich mit der vom Antwortspektrum ermittelten Ordinate  $S_e(T^*)$  und der zuvor ermittelten Eigenschwingzeit  $T^*$  berechnen. Mithilfe  $d_{et}^*$  lässt sich die gesuchte Zielverschiebung  $d_t^*$  ermitteln. Diese ist jedoch abhängig von der Eigenschwingzeit  $T^*$ . Diese Abhängigkeit ist in ÖN EN 1998-1 Anhang B dargestellt. In (5.18) ist die Formel dargestellt.

$$d_{et}^* = S_e(T^*) * \left(\frac{T^*}{2 * \pi}\right)^2 \quad (5.27)$$

### **Umwandlung der Zielverschiebung am MMS**

Die berechnete Zielverschiebung am EMS wird mit dem Umrechnungsfaktor  $\Gamma$  dividiert.

$$d_t = \frac{d_t^*}{\Gamma} \quad (5.28)$$

### **Überprüfung der zulässigen Verschiebung**

Die maximal zulässige Verschiebung darf zwischen 0% und 150% der maximalen Kopfverschiebung sein. Die maximal zulässige Verschiebung wurde je nach Versagensmodus bereits bestimmt. Die ermittelte Zielverschiebung am MMS wird mit dem Faktor 1,5 multipliziert. Ist das Ergebnis kleiner oder gleich der maximal ermittelten Verschiebung, ist die Verschiebung zulässig und somit ist der Erdbennachweis erfüllt.

### **Erdbebenerfüllungsfaktor**

Der Erdbebenerfüllungsfaktor  $\alpha$  ist das Ergebnis der Pushover-Berechnung. Je nachdem, welche Schadensfolgeklasse das Bauwerk aufweist, muss der Erdbebenerfüllungsfaktor diesen Wert überschreiten. Ist dies der Fall, ist der Nachweis erfüllt.  $\alpha$  ist der Quotient aus Zielverschiebung  $d_t$  und maximal zulässiger Verschiebung.

Anschließend können die Ergebnisse graphisch in einem Bedarfsdiagramm dargestellt werden.

## 6 Pushover-Analyse mit Excel

Um einen Vergleich mit der RFEM-Berechnung zu erhalten, wurde der Ablauf der Pushover-Berechnung nach der Norm (N2-Methode) mittels einer Excel-Datei programmiert. Nachdem man die Grunddaten des Hauses angegeben hat, erhält man zeitnah das Ergebnis der Pushover-Analyse des Gebäudes. Diese Ergebnisse werden dann mit den Ergebnissen der RFEM-Berechnung verglichen. Die Datei basiert auf den von Prof. Bauer entwickelten Erläuterung der Pushover-Berechnung, welche auf der Ziviltechnikerammer von Niederösterreich, Burgenland und Wien zur Verfügung steht [33].

Es wird in weiterer Folge nur eine Giebelwand berechnet. Somit entspricht das verwendete statische Modell einem Kragarm. Würde man mehrere Wände in diese Berechnung einpflegen, würden diese mithilfe der schubsteifen Decken gekoppelt werden und somit wäre das Haus widerstandsfähiger als mit schubweichen, wie zum Beispiel mit in den Gründerzeithäusern verwendeten Holzdecken.

Falls der Grundriss den Regelmäßigkeitskriterien der Norm nicht entsprechen würde, was allerdings bei dem in dieser Arbeit verwendetem Objekt der Fall ist, müsste man die Torsionseffekte auch mitberücksichtigen. Es sind in der Norm dazu Ansätze beschrieben.

### 6.1 Eingangsdaten

Als Grundlage wurden von der Magistratsabteilung 37 in Wien etliche Einreichpläne der Nachkriegszeit ausgehoben. Diese wurden miteinander verglichen und es wurde ein Vergleichsobjekt zur Beschreibung der Thematik gewählt.

Durch die Dissertation von Dr. Verena Hammerschmidt sind sehr viele und gute Daten über die Nachkriegsbauten vorhanden. Da ein Objekt gewählt wurde, welches in dieser Arbeit auch behandelt wurde, ist der vollständige Kenntnisstand für die Berechnung anzunehmen. Die Materialkennwerte der verwendeten Baustoffe sind teilweise aus einschlägigen Literaturen und aus zwei Dissertationen entnommen worden [34], [35].

Die Giebelwand hat eine Breite von 10,48m und eine Höhe bis zur obersten Geschoßdecke von 18,20m. Die Giebelhöhe in Form eines Dreiecks hat von der obersten Geschoßdecke bis zum höchsten Punkt einen Abstand von 6,00m.

#### 6.1.1 Vertikale Lasten

Bei der Berechnung der Giebelwand werden zusätzlich zu den Lasten, die die Giebelwand selbst erzeugt, die Lasten von einem Deckenstreifen mit einer Breite von 1,0m als zusätzliche Lasten angenommen. Diese zusätzlichen Lasten können bei einzelner Berechnung aller Wände vernachlässigt werden, da diese in den einzelnen Wänden enthalten sind.

##### Ständige Lasten $g_k$

Decken:	Decke ü. EG bis Decke ü. 5.OG	Stahlbetondecke	5,0 kN/m <sup>2</sup>
Außenwände:	EG bis inkl. 3.OG d=38cm	Mauerziegel	5,7 kN/m <sup>2</sup>
	4.OG bis inkl. Dachgeschoß d=25cm	Vibrosteine	2,9 kN/m <sup>2</sup>
Mittelwand:	EG bis inkl. Dachgeschoß d=50cm	Mauerziegel	7,5 kN/m <sup>2</sup>

##### veränderliche Lasten $q_k$

Kat A1 gem. ÖN B 1991-1-1 an Decke ü. EG bis Decke ü. 5.OG 2,0 kN/m<sup>2</sup>

Lastsicherheitsbeiwerte veränderlich:  $\gamma_{Eq}=1,0$  und  $\psi=0,3$  0,6 kN/m<sup>2</sup>

Die vertikalen Lasten, welche für die Erdbebenbemessung benötigt werden, sind in Tab. 6.1 dargestellt.

Tab. 6.1: Zusammenfassung der vertikalen Lasten

Lasten	Decke	Mauerwerk	Vibrosteine
ständige Lasten $g_k$ , Eigengewicht	5,00kN/m <sup>2</sup>	15kN/m <sup>3</sup>	11,60kN/m <sup>3</sup>
ständige Lasten $g_k$ , Ausbaulast	2,00kN/m <sup>2</sup>	-	-
Nutzlasten $q_k$	2,00kN/m <sup>2</sup>	-	-

### 6.1.2 Horizontale Lasten

Bei der horizontalen Einwirkung wird lediglich die Erdbebeneinwirkung beschrieben, da andere horizontale Lastenwirkungen durch die Kombinationsbeiwerte wegfallen würden.

#### Erdbebeneinwirkung gem. ÖNORM EN 1998-1:

Erdbebenzone:	2
Referenzbodenbeschleunigung:	$a_{gR} = 0,80 \text{ m/s}^2$
Bedeutungsbeiwert:	$\gamma_i = 1,0$
Horizontale Bodenbeschleunigung:	$a_g = \gamma_i * a_{gR} = 0,80 \text{ m/s}^2$
Baugrundklasse:	B
Bodenparameter	$S = 1,20$
$T_B = 0,15 \text{ s}$	
$T_C = 0,50 \text{ s}$	
$T_D = 2,00 \text{ s}$	

### 6.1.3 Materialkennwerte

Es sind viele Zusammenhänge der einzelnen Materialkennwerte in den gängigen Normen verankert. Diese werden sehr oft benötigt, da in den wenigsten Fällen alle benötigten Materialkennwerte angegeben sind. Nachfolgend sind einige Zusammenhänge aufgegliedert.

Den Zusammenhang zwischen Schubmodul  $G$ , Querkontraktionszahl  $\nu$ , sowie dem Elastizitätsmodul liefert die nachstehende Formel.

$$G = \frac{1}{2 * (1 + \nu)} * E \quad (6.1)$$

Die Ermittlung des E-Moduls wird wie folgt durchgeführt:

$$E = 1000 f_k \quad (6.2)$$

Das Elastizitätsmodul wird bei einem Vollziegelmauerwerk mit Steinhöhen zwischen 6,5 und 7,5cm wie folgt berechnet:

$$E = 300 f_k \quad (6.3)$$

mit

E als Elastizitätsmodul des Mauerwerks

$f_k$  als Druckfestigkeit des Mauerwerks

Für das E-Modul des Vollziegelmauerwerks ist aufgrund der höheren Anzahl an Lagerfugen pro Meter ein geringerer Wert zu erwarten. Dieser Umstand ist damit zu begründen, dass sich die ursprüngliche Formel auf Hochlochziegel bezieht, die eine Ziegelhöhe von 25cm besitzen. Gemessen an einer Höhe von 1 m weist das Vollziegelmauerwerk somit die 3,3-fache Anzahl an Lagerfugen auf, was bei der Ermittlung des E-Moduls durch die Reduktion um diesen entsprechenden Faktor berücksichtigt wird. In weiterer Folge ermittelt sich das Schubmodul des Mauerwerks nach ÖNORM EN 1996-1-1 (2013) aus dem E-Modul wie in Formel 4.21 beschrieben:

$$G = 0,40 E \quad (6.4)$$

mit

G als Druckfestigkeit des Mauerwerks

E als Druckfestigkeit des Mauerwerks

Die Ermittlung der Druckfestigkeiten des Mauerwerks erfolgte anhand von Formel 4.22, die der ÖNORM B 1996-1-1 (2009) entnommen ist:

$$f_k = K f_b^\alpha f_m^\beta \quad (6.5)$$

mit:

$f_k$  als Druckfestigkeit des Mauerwerks

K,  $\alpha$ ,  $\beta$  Beiwert bzw. Exponenten

$f_b$  als Druckfestigkeit des Mauerziegels

$f_m$  als Druckfestigkeit des Mörtels

Die entsprechenden Werte sind der ÖNORM B 1996- 1-1 (2009) entnommen und in Abb. 6.1 angeführt. Teilsicherheitsbeiwerte für Mauerwerk im Erdbebenfall sind entsprechend der ÖNORM EN 1998-1 (2013) mit zwei Dritteln des Wertes des nationalen Anhangs anzusetzen.

$f_{b,k}$	$f_{m,k}$	$f_{vk,0}$	$\eta$	$f_k$	$E_{1,k}$	$G_{1,k}$	$E_{2,k}$	$G_{2,k}$	$f_m$	$f_{vm,0}$	$E_{1,m}$	$G_{1,m}$	$E_{2,m}$	$G_{2,m}$
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]										
18,74	1,00	0,10	0,80	4,03	1209,41	483,76	604,70	241,88	5,64	0,20	1874,58	749,83	937,29	374,92

Abb. 6.1: angewendete Materialparameter

## 6.2 Ergebnisse analytische Pushover-Methode

Es werden schrittweise die Berechnungsblätter für die Giebelwand beschrieben, sodass eine vollständige Berechnung abgebildet ist. Es kann jedoch nicht auf jeden Sachverhalt Bezug genommen werden, da dies den Rahmen dieser Arbeit sprengen würde. Um etwaige noch aufkommende Unklarheiten zu beseitigen, können die Erläuterungen der Ziviltechnikerkammer für die Pushover-Berechnung verwendet werden.

Um die Berechnung dennoch so klar wie möglich darzustellen, werden die folgenden Schritte jeweils mit Abbildungen und Erklärungen dargestellt. Es handelt sich um die Giebelwand, welche auch als Submodell in RFEM berechnet und verglichen wird. Die Einwirkungsrichtung ist parallel zu der Längsseite der Giebelwand.

In Abb. 6.2 ist die Druckkraft  $N_d$  dargestellt, welche im Erdgeschoß wirkt. Sie setzt sich aus den vertikalen Lasten der darüber liegenden Geschoße zusammen. Je höher die Druckkraft  $N_d$  ist, desto höher ist der Widerstand gegen horizontale Lasten. Grundvoraussetzung ist, dass die Druckfestigkeit des Mauerwerkes nicht überschritten wird.

	Gesamtgewicht im EG	Gesamtgewicht im OG1	Gesamtgewicht im OG2	Gesamtgewicht im OG3	Gesamtgewicht im OG4	Gesamtgewicht im OG5	Gesamtgewicht im DG	GESAMT
Wand Nr.	$G_{ges}$ [kN]	$G_{ges}$ [kN]	$G_{ges}$ [kN]	$G_{ges}$ [kN]	$G_{ges}$ [kN]	$G_{ges}$ [kN]	$G_{ges}$ [kN]	[kN]
W 1	270,80	258,86	258,86	258,86	170,82	170,82	91,18	<b>1480,20</b>

Abb. 6.2: Ermittlung der Druckkraft  $N_d$

Jene Masse, die bei einer bestimmten Schwingungsform dynamisch aktiviert wird, wird als modale Masse verstanden [36]. Sie wird berechnet, indem die stockweise Verschiebung einer bestimmten Eigenform mit der dazugehörigen Masse multipliziert wird. Die erste Eigenform ähnelt einer Dreiecksverteilung, welche am Fuße den Wert null hat und dann linear steigt. In Abb. 6.3 ist die Berechnung der modalen Masse abgebildet, sowie die Berechnung des Umwandlungsfaktors für MODE 1 und MODE 2.

Decke ü.	Höhe [m]	zi [m]	m [kg]	MODE 1				Verteilung Vd	MODE 2			
				$\phi$	$F_i=m*\phi$	$m*\phi^2$	$m*\phi*h$					
m6	3,00	18,20	54072	1,00	54072	54072	984110	2,835	1,00	54072	54072	984110
m5	3,00	15,20	77719	0,84	64908	54209	986604	2,368	1,00	77719	77719	1181329
m4	3,00	12,20	88218	0,67	59135	39640	721449	1,900	1,00	88218	88218	1076260
m3	3,00	9,20	98717	0,51	49901	25225	459088	1,433	1,00	98717	98717	908196
m2	3,00	6,20	98717	0,34	33629	11456	208499	0,966	1,00	98717	98717	612045
m1	3,2	3,2	100412	0,18	17655	3104	56496	0,498	1,00	100412	100412	321318
								10,000				
Massenp	6	18,20	517855	$\Sigma$	279300	187706	3416246		$\Sigma$	517855	517855	5083259
				$H_{0,1} =$		12,23 m			$H_{0,2} =$		9,82 m	
				$\Gamma =$	1,49			$\Gamma$	1,00			

Abb. 6.3: Ermittlung der Kapazitätskurven

Der MMS inkl. Massen ist in Abb. 6.4 dargestellt. Er spiegelt die aufzunehmenden dynamischen Lasten wider.

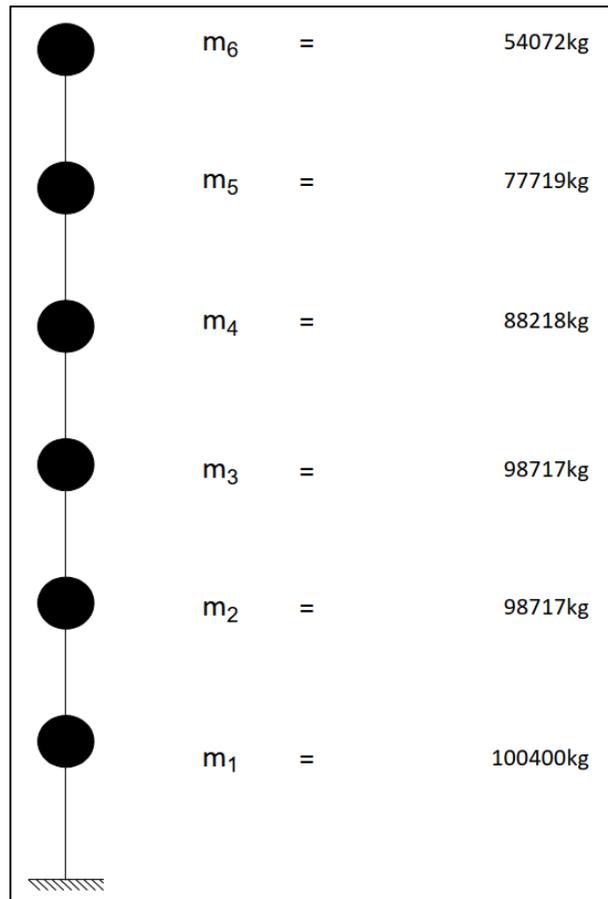


Abb. 6.4: graphische Darstellung der modalen Massen

In Abb. 6.5 sind die Ergebnisse des Widerstandes gegen Biegung und Längskraft dargestellt.

Wand Nr.	$V_f$ [kN]	$d_{y,0}$ [mm]	$dy$ [mm]	$k_{eff}$ [kN/m]	$d_u$ [mm]	$\mu$ [-]
W 1	579,91	18,12	26,68	21739,3	169,93	6,37

Abb. 6.5: Ergebnisse des Widerstandes gegen Biegung und Längskraft

In Abb. 6.6 sind die Ergebnisse des Widerstandes gegen Schubbeanspruchung dargestellt.

$V_f$ [kN]	$d_{y,0}$ [mm]	$dy$ [mm]	$k_{eff}$ [kN/m]	$d_u$ [mm]	$\mu$ [-]
380,37	11,89	17,50	21739,3	72,80	4,16

Abb. 6.6: Ergebnisse des Widerstandes gegen Schubbeanspruchung

In Abb. 6.7 ist die Umwandlung von MMS zu den für die Pushover-Berechnung benötigten EMS dargestellt. Der Index für die Werte, welche dem EMS zugeordnet sind, werden mit dem Index „\*“ versehen.

$\Gamma$ [-]	$E_m$ [Nm]	$E_m^*$ [Nm]	$F_y^*$ [kN]	$d_m^*$ [mm]	$d_y^*$ [mm]
1,49	24363,3	11004,0	255,6	48,9	11,8

Abb. 6.7: Transformation des MMS auf EMS

In Abb. 6.8 ist die Schwingungsdauer und die daraus ermittelte Gesamterdbebenkraft  $F_b$  abgebildet.

$f^*$	$T^*$	$\lambda$	$0 \leq T \leq T_B$	$T_B \leq T \leq T_C$	$T_C \leq T \leq T_D$	$T_D \leq T \leq T_E$	$T_E \leq T \leq T_F$	$TF \leq T$	$S_e(T^*)$	$F_b$
[Hz]	[s]	[-]	[s]	[s]	[s]	[s]	[s]	[s]	[m/s <sup>2</sup> ]	[kN]
0,4	2,252	1,0	0,00	0,00	0,00	0,47	0,00	0,00	0,5	2,5

Abb. 6.8: Ermittlung der Gesamterdbebenkraft  $F_b$ 

In Abb. 6.9 ist die Zielverschiebung am EMS abgebildet. Diese wird anschließend auf den MMS umgewandelt.

				Fall 1	Fall 2	Fall 3
$q_u$	$R\mu$	$F_y^*/m^*$	$d_{et}^*$	$d_t^*=d_{et}^*$	$d_t^*=...$	$d_t^*=d_{et}^*$
[-]	[-]	[m/s <sup>2</sup> ]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
5,17	5,17	0,09	60,79	x	x	60,79

Abb. 6.9: Bestimmung der Zielverschiebung am EMS

## 6.3 Ergebnisse

### 6.3.1 Ergebnisse Giebelwand 2D

In Abb. 6.10 ist der Erdbebenerfüllungsfaktor für die oben angeführte Giebelwand dargestellt. Ob der Nachweis ausreichend ist, hängt von den Schadensfolgeklassen CC1 bis CC3 ab. Dieses Gebäude wird in CC2 eingeordnet und somit ist lt. EC8 ein Erdbebenerfüllungsfaktor  $\alpha$  von mindestens 0,25 erforderlich. Somit gilt der Nachweis bei dieser Giebelwand als erfüllt.

$\Gamma$	$d_t$	$d_y$	$k$	$k*d_t$	$d_u$	Nachweis	$\alpha$	$\mu$
[-]	[mm]	[mm]	[-]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[-]
1,49	90,46	17,50	1,5	135,69	72,80	1,86	0,54	5,17

Abb. 6.10: Nachweis der Zielverschiebung am MMS

### 6.3.2 Ergebnisse gesamtes Gebäude

Um eine Bewertung des gesamten Gebäudes zu erhalten, sind diese Schritte für jede einzelne Wand separat durchführen. Ob die Widerstände dann gekoppelt werden, oder ob bei jeder Wand der Nachweis erfüllt werden muss, hängt davon ab, ob eine schubsteife Decke, wie z.B. bei diesem Gebäude, vorhanden ist. In diesem Fall müssten die einzelnen Widerstände gekoppelt werden. Diese Koppelung hat trivialerweise eine hohe positive Beeinflussung auf die Erfüllung des Nachweises.

## 7 Pushover-Analyse mit RFEM Dlubal 2D

Zwei Sub-Modelle werden im Hinblick auf deren horizontale Widerstandsfähigkeit untersucht. In den nachfolgenden Kapiteln sind die Eingangsdaten und die Ergebnisse abgebildet.

### 7.1 6-stöckiges Sub-Modell der Giebelwand

#### 7.1.1 Eingangsdaten

Das Sub-Modell stellt die Giebelwand des zu berechnenden Gebäudes dar. Die ersten vier Stockwerke sind als Mauerwerk mit Normalformatziegeln modelliert. Das 5. und 6. OG sind als Vibrosteine modelliert.

Somit wurden insgesamt zwei verschiedene Materialien verwendet:

- Mauerwerk mit Mauerziegel d=38cm
- Mauerwerk mit Vibrosteine d=25cm

Nachfolgend wird die Ermittlung der Materialkennwerte angeführt, welche für die Berechnung von RFEM 6 benötigt werden. Anders als bei der analytischen Berechnung werden bei RFEM orthotrope Materialkennwerte benötigt. Die Ermittlung erfolgt exemplarisch für das NF-Ziegelmauerwerk. Analog dazu werden die Werte für den Vibrostein angegeben. Teilweise unterscheidet sich die Berechnung bei der Frage, ob Stoßfugen vermörtelt sind oder nicht. Beim NF-Ziegelmauerwerk ist dies der Fall. Beim Vibrosteinmauerwerk sind die entstehenden Taschen ausgefüllt. Es wird somit auch die Berechnung mit Stoßfuge gewählt. Die einzelnen Formeln sind dem EC6 + NA entnommen. Bei der nachfolgenden Berechnung der einzelnen Formeln wird, wie oben erwähnt, zwischen Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen und ohne vermörtelte Stoßfugen unterschieden. Dies wird nachfolgend mit „mit“ oder „ohne“ gekennzeichnet. Die Abkürzungsbezeichnungen sind ebenfalls dem EC6 + NA zu entnehmen.

#### Festigkeitswerte:

$$f_{k,Verband} = 0,8 * K * f_b^\alpha * f_m^\beta = 0,8 * 0,60 * 18,74^{0,65} * 1,00^{0,25} = 3,23 \frac{N}{mm^2} = f_{c,y} \quad (7.1)$$

$$f_{v,ok} = 0,1 \frac{N}{mm^2} * \begin{cases} 1,0 \rightarrow \text{mit} \\ 0,5 \rightarrow \text{ohne} \end{cases} = 0,1 \text{ N/mm}^2 \quad (7.2)$$

$$f_{bh} = f_b = 0,7 * 18,74 = 13,11 \text{ N/mm}^2 \quad (7.3)$$

$$f_{m,St} = \begin{cases} 1,0 \frac{N}{mm^2} \rightarrow \text{für AÖF} \\ 5,0 \frac{N}{mm^2} \rightarrow \text{für andere} \end{cases} = 1,0 \text{ N/mm}^2 \quad (7.4)$$

$$f_{k,||} = \begin{cases} 1,0 \rightarrow \text{mit} \\ 0,35 \rightarrow \text{ohne} \end{cases} * \begin{cases} f_{bh} < 1,7: f_{bh} * \frac{1,2}{1,7} * f_{m,St}^{0,25} \\ f_{bh} > 1,7: 1,05 * f_{bh}^{0,25} * f_{m,St}^{0,25} \end{cases} = 2,00 \frac{N}{mm^2} = f_{c,x} \quad (7.5)$$

$$f_{t,0} = \frac{2}{3} * f_{v,ok} = \frac{2}{3} * 0,1 = 0,067 \text{ N/mm}^2 = f_{t,y} \quad (7.6)$$

$$f_{t,90} = \begin{cases} 0,819 \rightarrow \text{mit} \\ 1,00 \rightarrow \text{ohne} \end{cases} * f_{v,0k} = 0,819 * 0,1 = 0,0819 \text{ N/mm}^2 = f_{t,x} \quad (7.7)$$

### Steifigkeitskennwerte:

$$E_{0,Verband} = 1000 * \frac{h_{Stein}}{h_{ref}} * f_{k,Verband} = 1000 * \frac{65}{290} * 3,23 = 722,8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = E_y \quad (7.8)$$

$$E_{90} = \begin{cases} 1600 \rightarrow \text{mit} \\ 400 \rightarrow \text{ohne} \end{cases} * f_{k,||} = 1600 * 2,00 = 3200 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = E_x \quad (7.9)$$

$$G_{Verband} = 0,4 * E_{0,Verband} = 0,4 * 722,86 = 289,15 G_{x,y} = G_{x,z} = G_{y,z} \quad (7.10)$$

$$v_{90,0} = \begin{cases} 0,2 \rightarrow \text{Gruppe 1 - 1s} \\ 0,1 \rightarrow \text{Gruppe 2 - 4} \end{cases} = 0,2 = v_{x,y} \quad (7.11)$$

Nun gilt es, den Schubspannungsbeitrag bei Zug  $\alpha$ , den Kopplungsbeiwert zwischen Normalspannungen  $\beta$  und den Schubspannungsbeitrag bei Druck  $\gamma$  zu definieren. Es wird das Rankine-Hill-Kriterium angewandt. Hierbei muss zwischen zwei Typen unterschieden werden: zwischen Typ A und Typ B.

### Parameter für Rankine - Hill:

$$\sigma_m = \frac{\left(\frac{f_k * d_{lw}}{2 * d_h} - f_{v,0k}\right)}{\left(\mu + \frac{d_{lw}}{2 * d_h}\right)} < \frac{f_{vlt} - f_{vk0}}{\mu} \rightarrow -\frac{\left(\frac{f_k * d_{lw}}{2 * d_h} - f_{v,0k}\right)}{\left(\mu + \frac{d_{lw}}{2 * d_h}\right)}$$

$$\sigma_m = \frac{\left(\frac{3,23 * 290}{2 * 65} - 0,10\right)}{\left(0,4 + \frac{290}{2 * 65}\right)} < \frac{0,065 * 18,74 - 0,10}{0,4} \rightarrow 2,70 < 2,80 = \text{JA} \rightarrow \text{Typ B} \quad (7.12)$$

$$\sigma_m = -\frac{\left(\frac{3,23 * 290}{2 * 65} - 0,10\right)}{\left(0,4 + \frac{290}{2 * 65}\right)} = -2,70 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_m = \frac{\left(\frac{f_k * d_{lw}}{2 * d_h} - f_{v,0k}\right)}{\left(\mu + \frac{d_{lw}}{2 * d_h}\right)} < \frac{f_{vlt} - f_{vk0}}{\mu} \rightarrow 2,70 < 2,80 = \text{JA} \quad (7.13)$$

$$\tau_m = f_{vk0} - \mu * \sigma_m = 0,10 - 0,40 * (-2,70) = 1,18 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha = \frac{(\sigma_m - f_t) * (-f_{t,||})}{\tau_m^2} = \frac{(-2,70 - 0,067) * (-0,0819)}{1,18^2} = 0,163 \quad (7.14)$$

$$\beta = -1,05 \quad (7.15)$$

$$\gamma = \left(1 - \frac{\sigma_m^2}{f_k^2}\right) * \left(\frac{f_k * f_{k,||}}{\tau_m^2}\right) = \left(1 - \frac{2,70^2}{3,23^2}\right) * \left(\frac{3,23 * 2,00}{1,18^2}\right) = 1,40 \quad (7.16)$$

### Bruchenergien:

$$G_{ft,0} = 0,025 * \left(\frac{f_k}{10}\right)^2 = 0,025 * \left(\frac{3,23}{10}\right)^2 = 0,0026 = G_{ft,y} \quad (7.17)$$

$$G_{ft,90} = 0,025 * \left(\frac{f_{k,||}}{10}\right)^2 = 0,025 * \left(\frac{2,00}{10}\right)^2 = 0,0010 = G_{ft,x} \quad (7.18)$$

$$\varepsilon_m = \varepsilon_{m,EC6} * \left(\frac{h_{ref}}{h_{Stein}}\right)^2 = 2,0 * \left(\frac{290}{65}\right)^{0,6} = 4,91 \text{ mm/m} \quad (7.19)$$

$$\varepsilon_{mu} = \varepsilon_{mu,EC6} * \left(\frac{h_{ref}}{h_{Stein}}\right)^2 = 3,5 * \left(\frac{290}{65}\right)^{0,6} = 8,58 \text{ mm/m} \quad (7.20)$$

$$k_p = \varepsilon_m - \frac{f_k}{E_y} = 4,91 - \frac{3,23}{722,8} = 0,444 \frac{\text{mm}}{\text{m}} = K_p \quad (7.21)$$

$$k_u = \varepsilon_{mu} - 0,85 \frac{f_k}{E_{0,Verband}} = 4,79 \text{ mm/m} \quad (7.22)$$

$$k_{u,||} = \varepsilon_{mu} - 0,85 \frac{f_{k,||}}{E_{90}} = 8,05 \text{ mm/m} \quad (7.23)$$

$$h = \frac{5}{3} * h_{Stein} = \frac{5}{3} * 65 = 108 \text{ mm} \quad (7.24)$$

$$G_{fc} = \frac{67}{75} * \frac{h * f_k}{\sqrt{0,3}} * (k_u - k_p) = \frac{67}{75} * \frac{108 * 3,23}{\sqrt{0,3}} * (4,79 - 0,444) = 2,48 \text{ Nmm/mm}^2 \quad (7.25)$$

$$G_{fc} = G_{fc,y}$$

$$G_{fc,||} = \frac{67}{75} * \frac{h * f_{k,||}}{\sqrt{0,3}} * (k_{u,||} - k_p) = \frac{67}{75} * \frac{108 * 2,00}{\sqrt{0,3}} * (8,05 - 0,444) = 2,69 \text{ Nmm/mm}^2 \quad (7.26)$$

$$G_{fc,||} = G_{fc,x}$$

Die oben angeführten Formeln von (7.1) bis (7.26) beschreiben die Herleitung für die Materialkennwerte für RFEM 6. In den Tabellen Tab. 7.1 und Tab. 7.2 sind die verwendeten Parameter zusammengefasst und analog für das Vibrosteinmauerwerk angegeben.

Tab. 7.1: Materialkennwerte Mauerziegel d=38cm

Name	Parameter	Wert	Einheit
Spezifisches Gewicht	$\rho$	1500	kg/m <sup>3</sup>
Elastizitätsmodul	$E_x$	3197	N/mm <sup>2</sup>
Elastizitätsmodul	$E_y$	722,8	N/mm <sup>2</sup>
Schubmodul	$G_{yx}$	289,15	N/mm <sup>2</sup>
Schubmodul	$G_{xz}$	289,15	N/mm <sup>2</sup>
Schubmodul	$G_{xy}$	289,15	N/mm <sup>2</sup>
Querdehnzahl	$\nu_{xy}$	0,200	-
Querdehnzahl	$\nu_{yx}$	Von selbst	-
Wärmedehnzahl	$\alpha_x$	0,000006	1/°C
Wärmedehnzahl	$\alpha_y$	0,000006	1/°C
Grenzdruckfestigkeit	$f_{c,x}$	2,00	N/mm <sup>2</sup>
Grenzdruckfestigkeit	$f_{c,y}$	3,22	N/mm <sup>2</sup>
Grenzzugfestigkeit	$f_{t,x}$	0,067	N/mm <sup>2</sup>
Grenzzugfestigkeit	$f_{t,y}$	0,080	N/mm <sup>2</sup>
Unelastische Dehnung bei maximaler Druckspannung	$K_p$	0,444	%
Zugbruchenergie	$G_{ft,x}$	0,0010	N/mm
Zugbruchenergie	$G_{ft,y}$	0,0026	N/mm
Druckbruchenergie	$G_{fc,x}$	2,4781	N/mm
Druckbruchenergie	$G_{fc,y}$	2,6868	N/mm
Schubspannungsbeitrag bei Zug	$\alpha$	0,163	-
Kopplung zwischen Normalspannungen	$\beta$	-1,050	-
Schubspannungsbeitrag bei Druck	$\gamma$	1,395	-
Sicherheitsbeiwert	$\gamma_m$	1,67	-

Tab. 7.2: Materialkennwerte Vibrostein d=25cm

Name	Parameter	Wert	Einheit
Spezifisches Gewicht	$\rho$	1160	kg/m <sup>3</sup>
Elastizitätsmodul	$E_x$	3759	N/mm <sup>2</sup>
Elastizitätsmodul	$E_y$	764	N/mm <sup>2</sup>
Elastizitätsmodul	$G_{yx}$	305	N/mm <sup>2</sup>
Schubmodul	$G_{xz}$	305	N/mm <sup>2</sup>
Schubmodul	$G_{xy}$	305	N/mm <sup>2</sup>
Querdehnzahl	$\nu_{xy}$	0,200	-
Querdehnzahl	$\nu_{yx}$	Von selbst	-
Wärmedehnzahl	$\alpha_x$	0,000006	1/°C
Wärmedehnzahl	$\alpha_y$	0,000006	1/°C
Grenzdruckfestigkeit	$f_{c,x}$	2,350	N/mm <sup>2</sup>
Grenzdruckfestigkeit	$f_{c,y}$	2,130	N/mm <sup>2</sup>
Grenzzugfestigkeit	$f_{t,x}$	0,067	N/mm <sup>2</sup>
Grenzzugfestigkeit	$f_{t,y}$	0,081	N/mm <sup>2</sup>
Unelastische Dehnung bei maximaler Druckspannung	$K_p$	0,912	%
Zugbruchenergie	$G_{ft,x}$	0,00137	N/mm
Zugbruchenergie	$G_{ft,y}$	0,00113	N/mm
Druckbruchenergie	$G_{fc,x}$	2,583	N/mm
Druckbruchenergie	$G_{fc,y}$	4,496	N/mm
Schubspannungsbeitrag bei Zug	$\alpha$	0,213	-
Kopplung zwischen Normalspannungen	$\beta$	-1,050	-

Schubspannungsbeitrag bei Druck	$\gamma$	3,997	-
Sicherheitsbeiwert	$\gamma_m$	1,67	-

Im LF1 wird die Giebelwand als Ersatzlast am obersten Geschoß mit 8,70kN/m angesetzt. Zusätzlich zu den vorhandenen Lasten der Wände wird angenommen, dass auf die Wände zusätzlich Lasten vom Randbereich der Decken abgeleitet werden. Hier werden die Lasten von einem 1,0m breitem Streifen der Decke berechnet. Somit ergibt sich eine Eigengewichtslast von 5,00kN/m. In der nachfolgenden Abbildung ist die Aufstellung dargestellt.

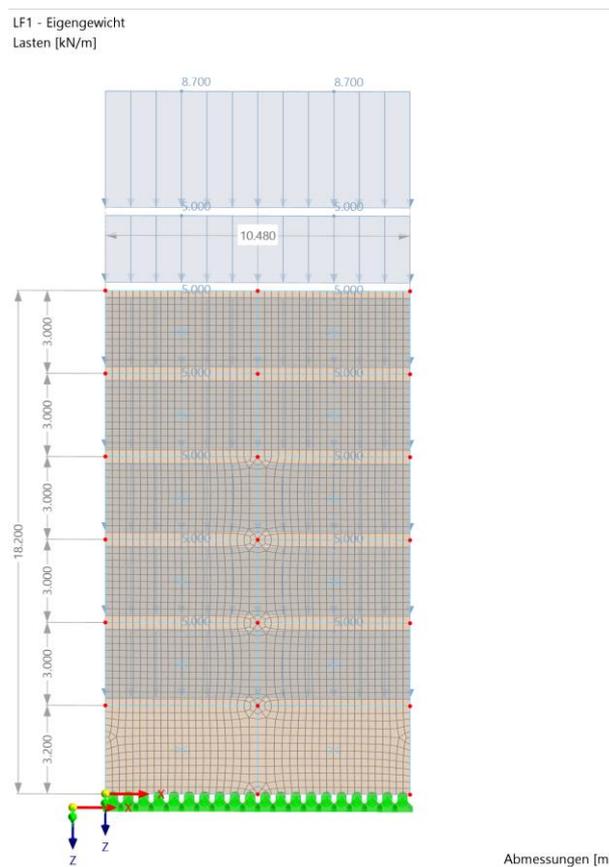


Abb. 7.1: Lasten Eigengewicht am Sub-Modell

Auf der Stahlbetondecke ist ein regulärer Deckenaufbau mit  $2,0\text{kN/m}^2$  gegeben. Nachfolgend ist dieser Aufbau dargestellt.

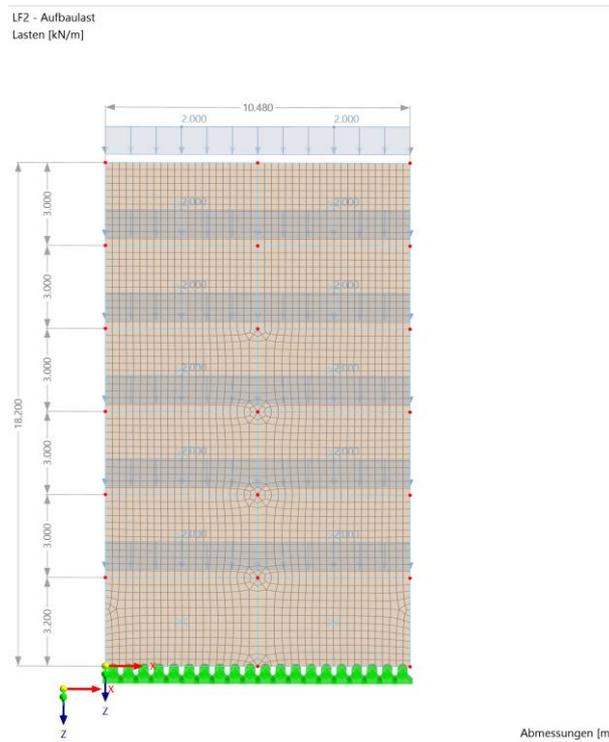


Abb. 7.2: Lasten Aufbaulast am Sub-Modell

Laut EN 1991-1 muss bei Wohnungen eine Nutzlast von  $2,0\text{kN/m}^2$  angenommen werden. Dadurch, dass die Zwischenwände im Modell einfließen, entfällt der Nutzlastzuschlag für die Zwischenwände. In der nachfolgenden Abbildung ist dies dargestellt. Die Lasten werden in den Lastkombinationen mit dem dazugehörigen Beiwert im Erdbebenfall abgemindert.

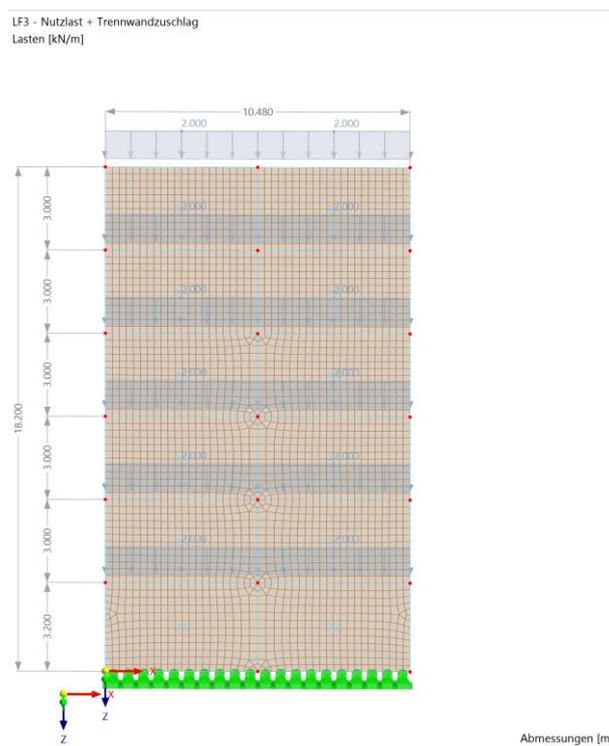


Abb. 7.3: Lasten Nutzlast am Sub-Modell

Diese Lasten werden mittels Lastkombination zu einer seismischen Last. Diese seismische Last wird als Anfangslast für das Pushen ausgewählt. In der nachfolgenden Abbildung sind die seismischen Lasten dargestellt.

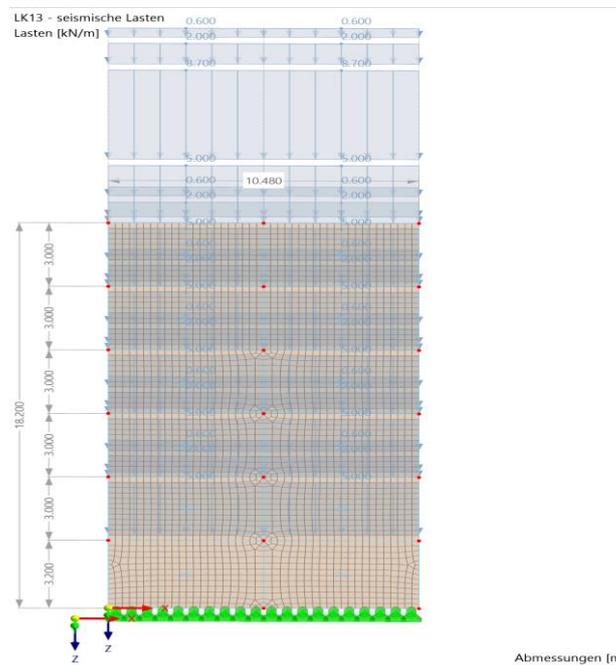


Abb. 7.4: Lasten Nutzlast am Sub-Modell

Um die Kapazitätskurve des Sub-Modells zu erhalten, muss ein horizontaler Lastfall verwendet werden, der bei gleichbleibenden vertikalen Lasten sukzessive gesteigert werden muss, bis entweder ein gewisser Grenzwert der Kopfverschiebung erreicht wird, oder sich ein Einsturz des Gebäudes einstellt. Jedoch sollte bei der Lastaufbringung theoretischer Lasten darauf geachtet werden, lokales Versagen des Mauerwerks zu verhindern. Dies bedeutet, man sollte auftretende Knotenlasten auf Linien oder Flächenlasten umwandeln, sodass ein globales Versagen auf Wandebene als Ergebnis entsteht. In Abb. 7.5 sind die angesetzten Horizontallasten abgebildet. Wie groß die anzusetzenden Lasten sind, spielt im Endergebnis keine Rolle, da die Kräfte schrittweise erhöht werden, um auf die Kapazitätskurve zu kommen. Die Kapazitätskurve ändert sich dadurch nicht.

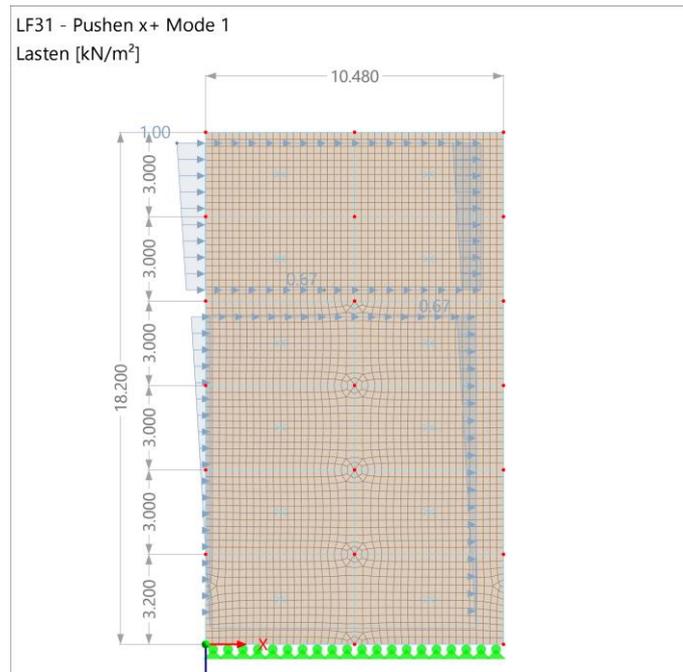


Abb. 7.5: Horizontalkräfte zum Pushen MODE 1

Die Push-Kräfte sollten nach der maßgebenden Eigenform angesetzt werden. Dadurch, dass fast alle aktiven Massen bei der 1. Eigenform verwendet werden, ist diese für die Berechnung maßgebend. Nachfolgend ist die 1. Eigenform abgebildet. Die Push-Lasten werden nach der Verschiebung der ersten Eigenform angesetzt.

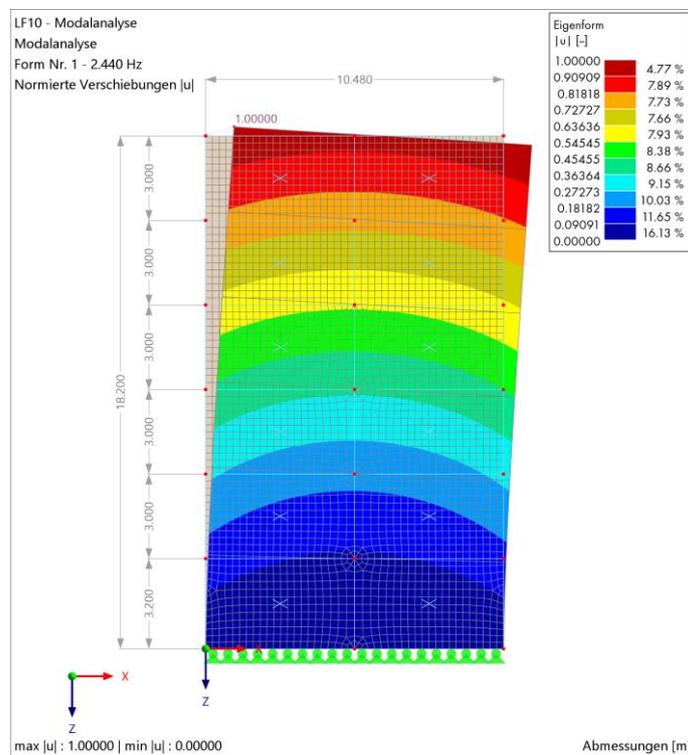


Abb. 7.6: Modalanalyse 1. Eigenform

### 7.1.2 Ergebnisse

Die Ergebnisse der RFEM Pushover-Berechnung werden nachfolgend aufgezeigt. Als Anfangslast wurden 10 kN linear über die Höhe verteilt. Bis zum Einsturz des Gebäudes konnte eine 5,4-fache Laststeigerung erreicht werden. In Abb. 7.7 ist die Kopfverschiebung bei 1-facher Laststeigerung abgebildet.

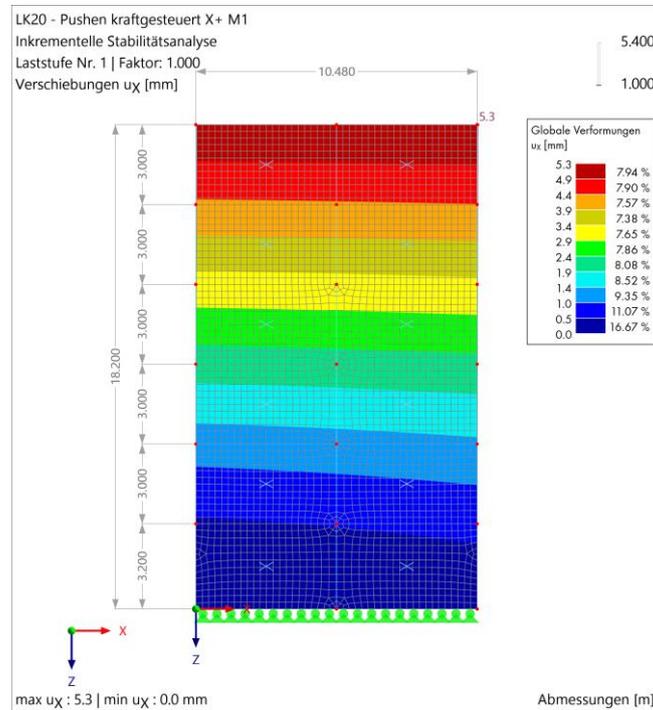


Abb. 7.7: Giebelwand ohne Flanschmodellierung; horizontale Kopfverschiebung Laststufe 1  $V_b=95\text{kN}$

In den Abb. 7.8 bis Abb. 7.11 sind die Ergebnisse der 2. Laststufe abgebildet.

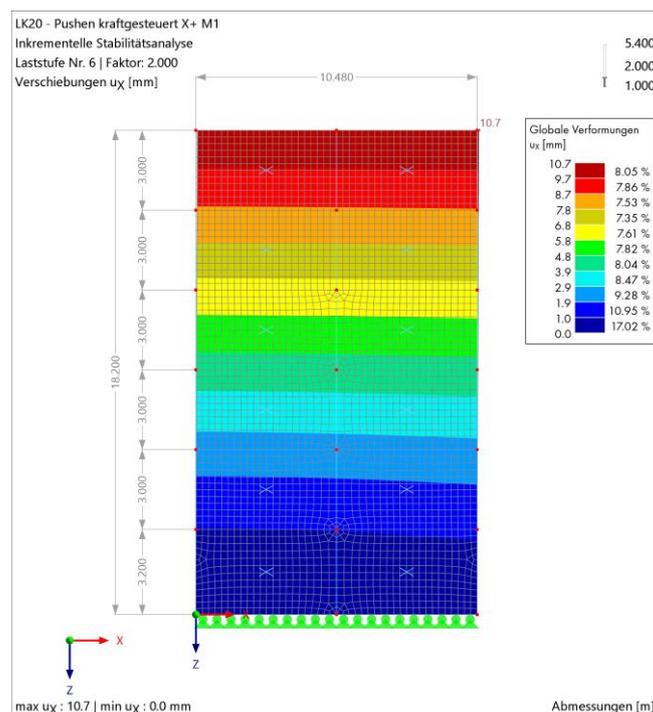


Abb. 7.8: Giebelwand ohne Flanschmodellierung; horizontale Kopfverschiebung Laststufe 2  $V_b=190\text{kN}$

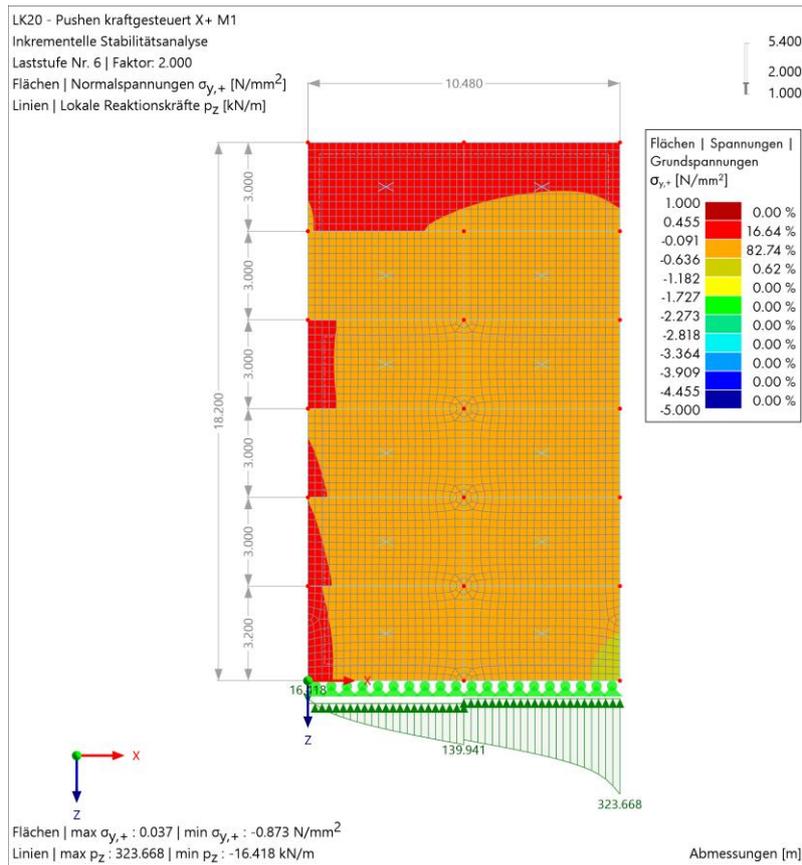


Abb. 7.9: Spannungen  $\sigma_y$  mit Laststufe 2  $V_b=190\text{kN}$

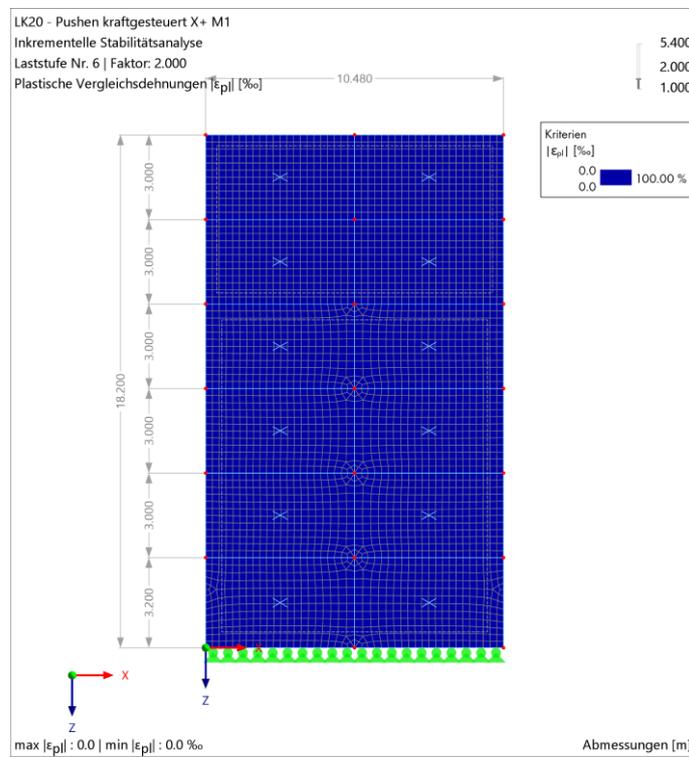


Abb. 7.10: Plastische Vergleichsdehnungen Laststufe 2  $V_b=190\text{kN}$

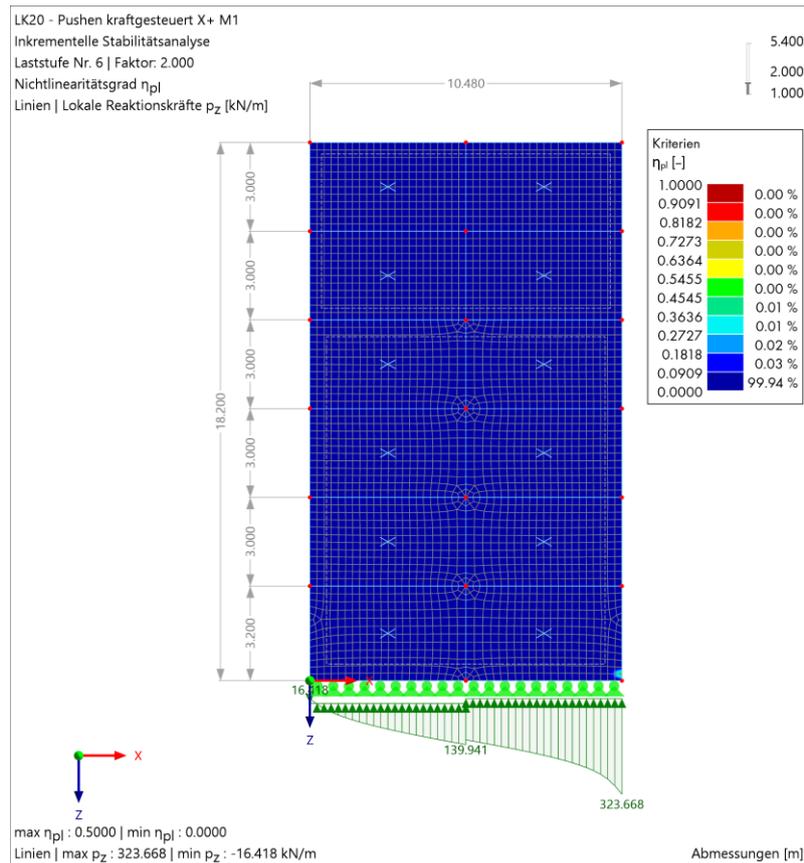


Abb. 7.11: Nichtlinearitätsgrad Laststufe 2  $V_b=190\text{kN}$

In den Abb. 7.12 bis Abb. 7.15 sind die Ergebnisse der höchsten Laststufe abgebildet. Vergleicht man die Laststeigerung 2 mit der höchsten Laststeigerung, wird ersichtlich, wo das Mauerwerk versagt. Es ist eine Kombination aus Druck- und Schubversagen. In der rechten unteren Ecke tritt ein Druckversagen auf. Ausgehend von der Mitte des Erdgeschoßes nach links in das 1. OG ist die Druckstrebe ersichtlich. Hier tritt ein Druck-/ Schubversagen auf. Dadurch, dass sich das Mauerwerk in Richtung X verschieben will, öffnen sich die Mörtelfugen und es entsteht ein typisches treppenartiges Versagen der Wand.

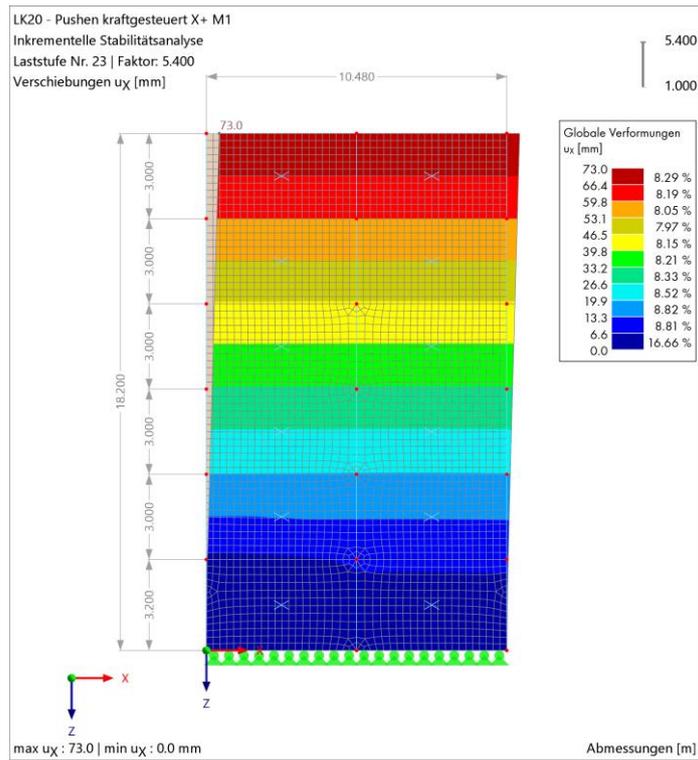


Abb. 7.12: Giebelwand ohne Flanschmodellierung; horizontale Kopfverschiebung Laststufe 5,4  $V_b=513$ kN

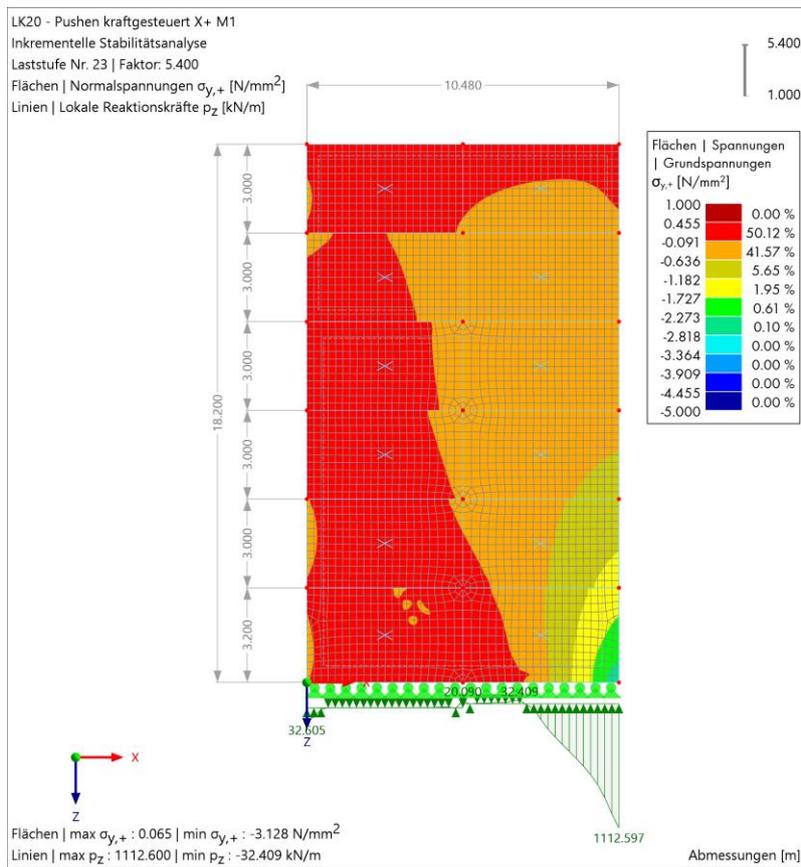


Abb. 7.13: Spannungen  $\sigma_y$  mit Laststufe 5,4  $V_b=513$ kN

In Abb. 7.14 ist die plastische Ausbildung abgebildet. Diese Abbildung zeigt auf, wo sich die plastischen Reserven ausbilden und wo das Mauerwerk durch die Belastungen versagt. Das Druckversagen tritt in

der rechten unteren Ecke zuerst auf. Die Auflagerreaktionen sind in grün dargestellt. Beim Versagen ist eine Druckkonzentration in der rechten unteren Ecke festzustellen und links treten Zugspannungen auf der Sohle des Gebäudes auf.

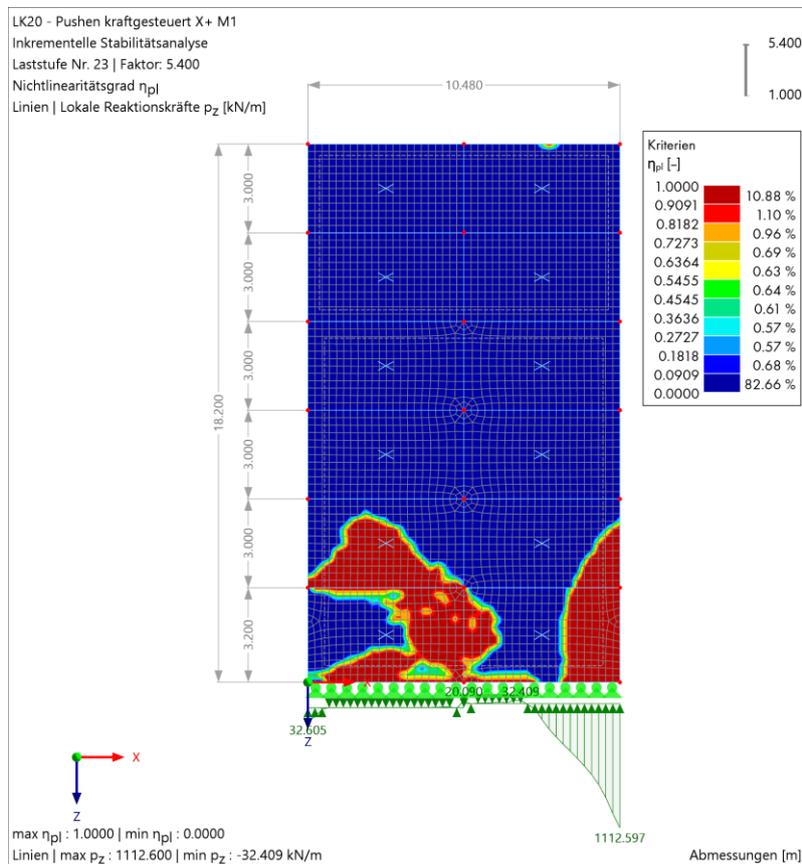


Abb. 7.14: Nichtlinearitätsgrad Laststufe 5,4  $V_b=513$ kN

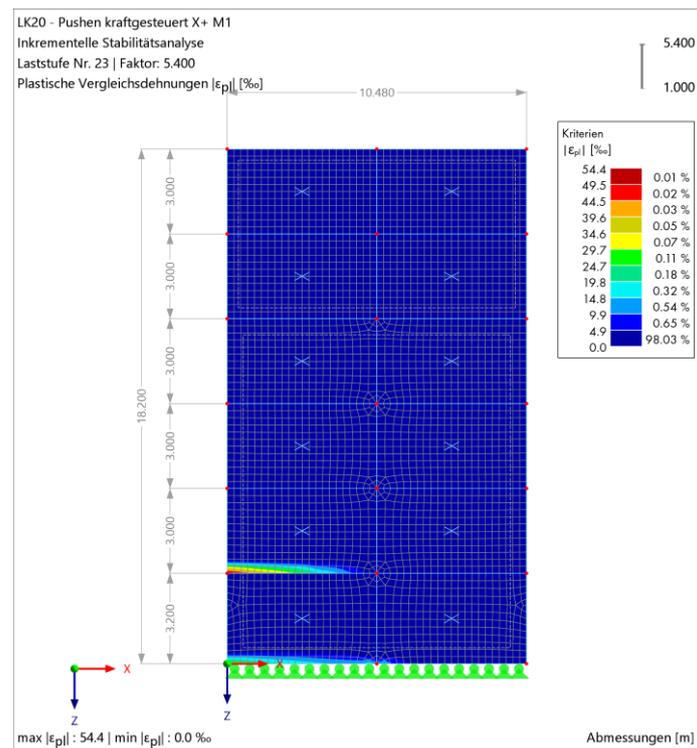


Abb. 7.15: Plastische Vergleichsdehnungen Laststufe 5,4  $V_b=513$ kN

Das Ergebnis der Pushover-Berechnung ist des Weiteren ein Bemessungsdiagramm. Hier kann man verschiedene Zusammenhänge einstellen, die je nach Anwendungsfall variieren können. Bei der Pushover-Berechnung wird ein Kraft-Verformungsdiagramm benötigt. Das Diagramm des Sub-Modells ist in Abb. 7.16 abgebildet. Es wird ein Kontrollpunkt gewählt, wo die Lagerkräfte in der gewünschten Richtung gekoppelt an die Verschiebung angezeigt werden. Beim 2D Sub-Modell wird ein Kopfpunkt gewählt, um die Kopfverschiebung zu erhalten. Die Ergebnisse sind für einen MMS und müssen in einen EMS umgewandelt werden, um die Formeln des EC8 anwenden zu können.

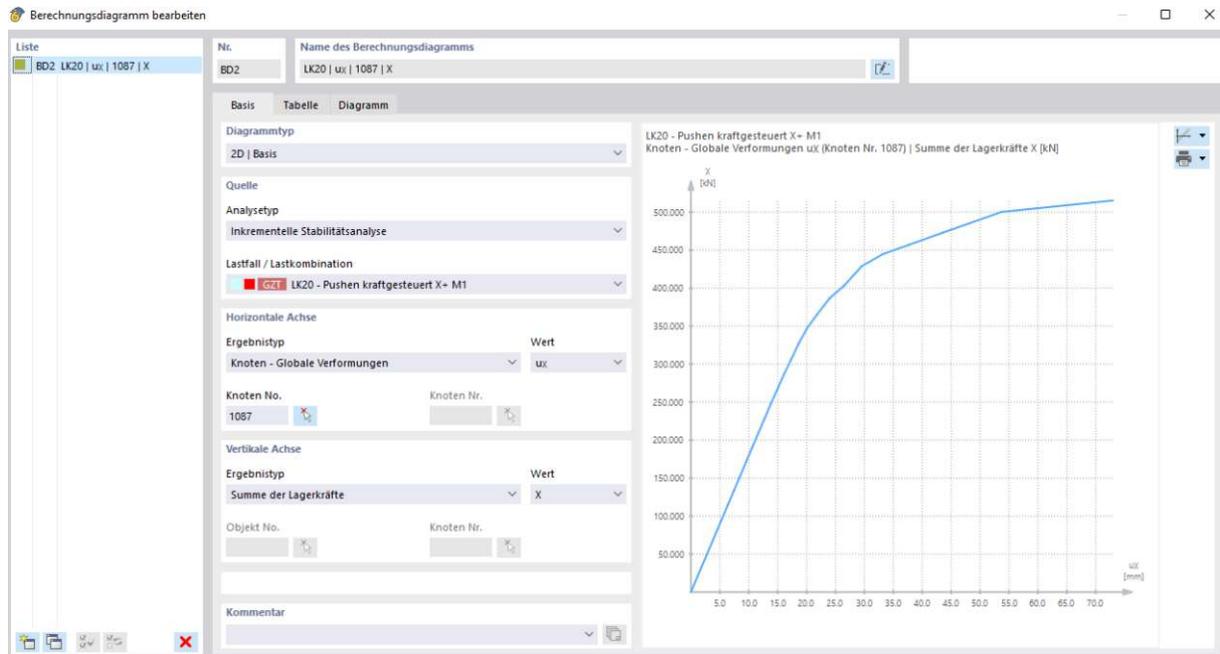


Abb. 7.16: Berechnungsdiagramm des 6-stöckigen Sub-Modells

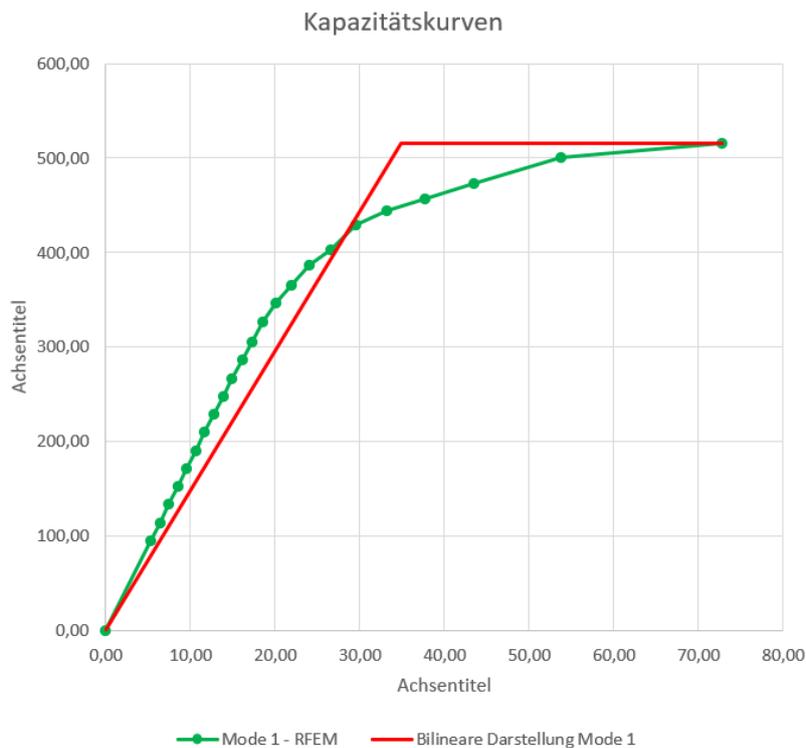


Abb. 7.17: Vergleich bilinearisierte Kapazitätskurve und Kapazitätskurve auf RFEM

Die bilinearisierte Kapazitätskurve setzt man im Schlussteil der analytischen Berechnung für den EMS ein. Somit bekommt man den Erdbebenerfüllungsfaktor. Die genaue Berechnung ist im analytischen Theorieteil beschrieben. In Abb. 7.18 ist das Ergebnis abgebildet.

	dy	Fy	keff	m*	$\omega$	f	T	Se(T)*	dt*	dt	du,ist	du,soll	$\alpha$
MODE	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[kN]	[rad/sec]	[Hz]	[s]	[m/s <sup>2</sup> ]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]
X+ M1	23,42	345,74	14760,461	2793,00	2,299	0,366	2,733	0,32	60,79	90,58	135,87	72,80	0,54

Abb. 7.18: Erdbebenerfüllungsfaktor des Sub-Modells mittels RFEM

Der Erdbebenerfüllungsfaktor bei dem 6-geschoßigem Sub-Modell beträgt 0,54.

### 7.1.3 Abschätzung des horizontalen Widerstandes

Es wird angenommen, dass je eine Giebelwand und das Stiegenhaus je ein repräsentatives Element für die horizontale Lastabtragung darstellen. Der Widerstand des Stiegenhauses wurde nicht näher untersucht und somit basiert es auf einer Annahme, dass die zwei Stiegenwände den gleichen Widerstand gegen horizontale Lasten aufweisen wie eine Giebelwand. Dadurch, dass in jede Richtung drei Hauptelemente für die Lastabtragung der Erdbebenkräfte maßgeblich beteiligt sind, wird das Sub-Modell zum Repräsentanten für das gesamte Gebäude. Die Giebelwand wird mit 1/3 der gesamten modalen Masse des Gebäudes belastet und es ergibt sich ein Erdbebenerfüllungsfaktor von  $\alpha=0,54$ . Dadurch, dass man sich bei diesen Bauten in CC2 befindet, muss  $\alpha_{\min} \geq 0,25$  erfüllt sein [23].

Es muss an dieser Stelle auch erwähnt werden, dass die Abschätzung individuell nach dem Grundriss des Gebäudes angepasst werden muss. Sind z.B. vier annähernd gleichwertige Wände zur Lastabtragung im Stande, sollte das Sub-Modell dementsprechend mit  $\frac{1}{4}$  der modalen Masse belastet werden.

Auch dient dieses Verfahren nur zur Abschätzung und ersetzt keinesfalls eine Berechnung des gesamten Gebäudes.

## 7.2 4-stöckiges Sub-Modell der Giebelwand

### 7.2.1 Eingangsdaten

Das Sub-Modell stellt die Giebelwand mit 4 Stockwerken dar. Es basiert auf dem zu berechnenden Gebäude. Die Plausibilität des 6-geschoßigen Sub-Modells wird überprüft. Die ersten vier Stockwerke sind als Mauerwerk mit Normalformatziegeln modelliert.

Somit wurde nur ein Material verwendet:

- Mauerwerk mit Mauerziegel d=38cm

Die Materialkennwerte wurde bereits im vorherigen Kapitel aufgezeigt.

Es wurden alle Lasten bis auf die Horizontallasten übernommen. Diese sind in Abb. 7.19 dargestellt.

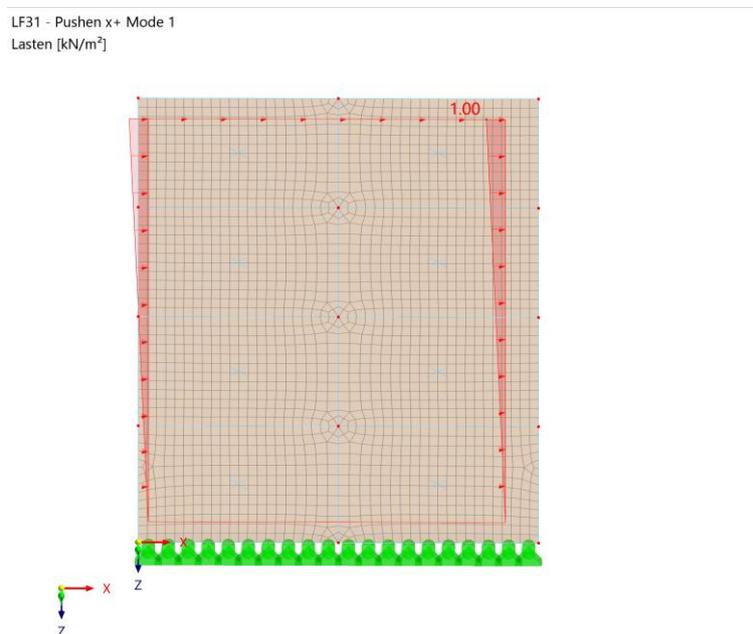


Abb. 7.19: Horizontalkräfte zum Pushen MODE 1

### 7.2.2 Ergebnisse

Die Ergebnisse der RFEM Pushover-Berechnung werden nachfolgend aufgezeigt. Als Anfangslast wurden 64 kN linear über die Höhe verteilt. Bis zum Einsturz des Gebäudes konnte eine 10,07-fache Laststeigerung erreicht werden. In Abb. 7.20 ist die Kopfverschiebung bei 1-facher Laststeigerung dargestellt.

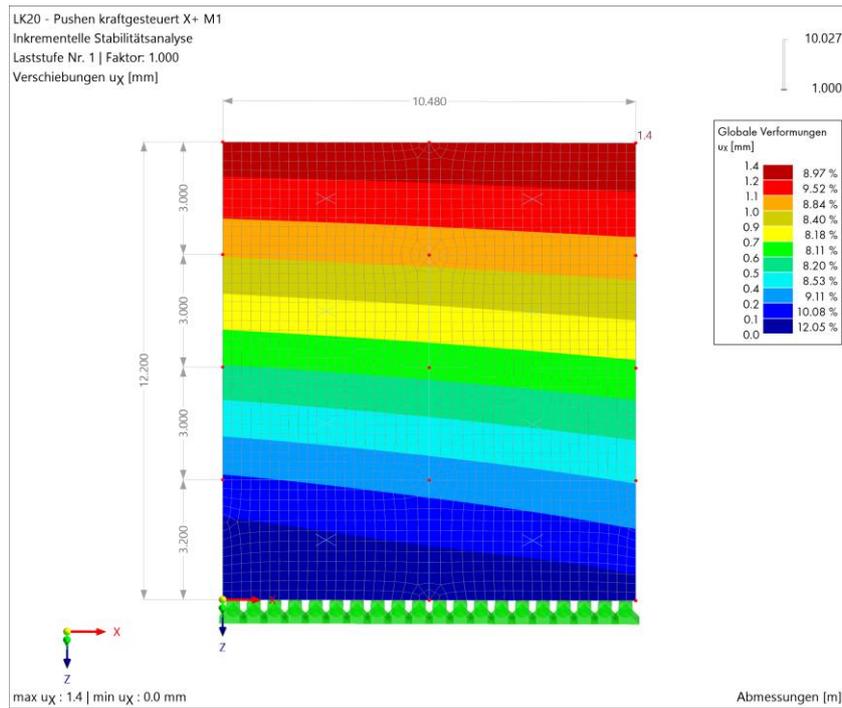


Abb. 7.20: Giebelwand ohne Flanschmodellierung; horizontale Kopfverschiebung Laststufe 1  $V_b=64\text{kN}$

In den Abb. 7.21 bis Abb. 7.23 sind die Ergebnisse der 2. Laststufe dargestellt.

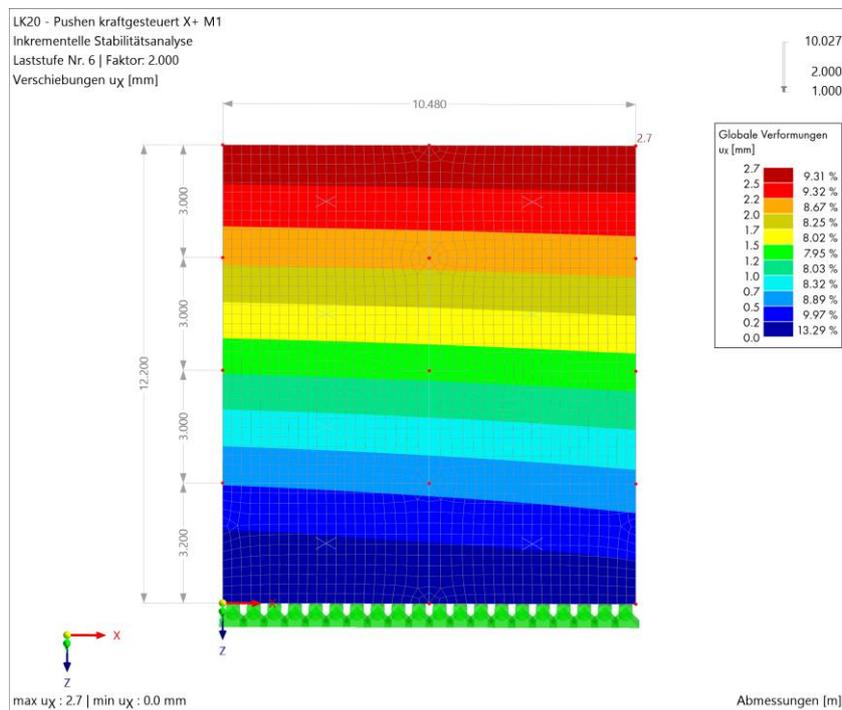


Abb. 7.21: Giebelwand ohne Flanschmodellierung; horizontale Kopfverschiebung Laststufe 2  $V_b=128\text{kN}$

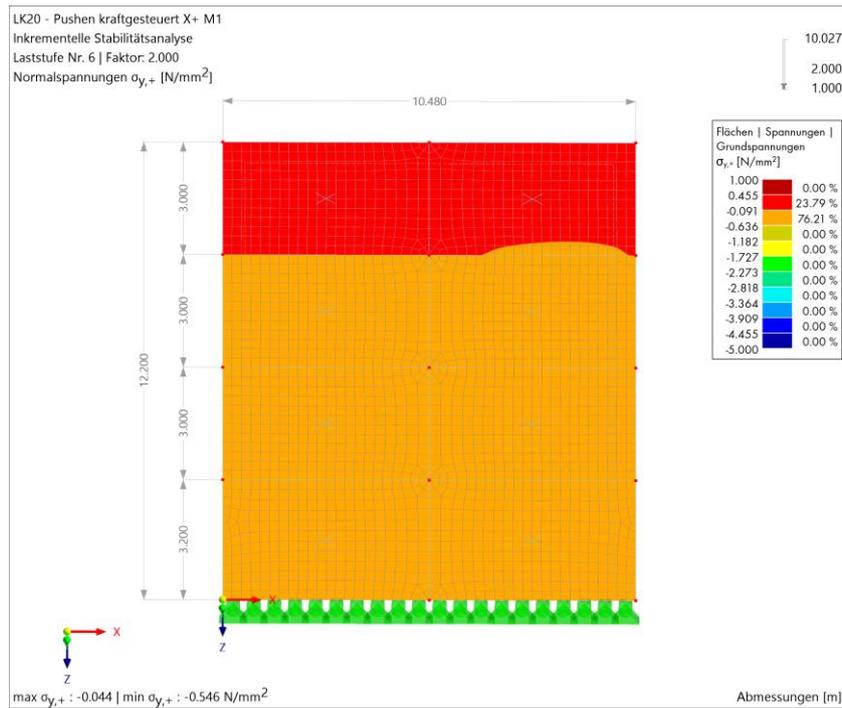


Abb. 7.22: Spannungen  $\sigma_y$  mit Laststufe 2  $V_b=128\text{kN}$

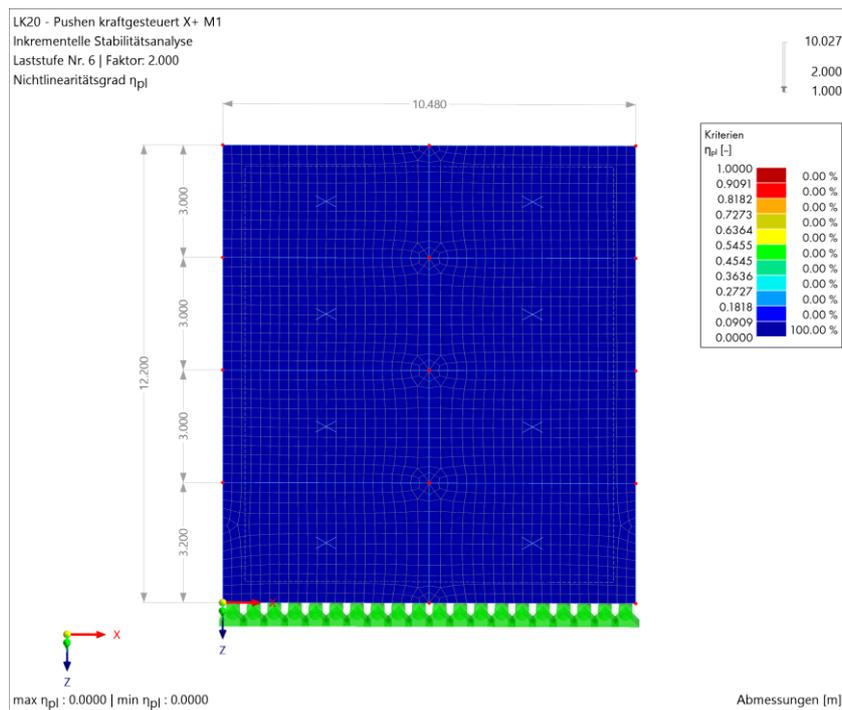


Abb. 7.23: Nichtlinearitätsgrad Laststufe 2  $V_b=128\text{kN}$

In den Abb. 7.24 bis Abb. 7.27 sind die Ergebnisse der höchsten Laststufe abgebildet. Vergleicht man diese mit der 2. Laststufe, versagt die Wand auf Druck entlang der Sohle und besonders in der rechten unteren Ecke.

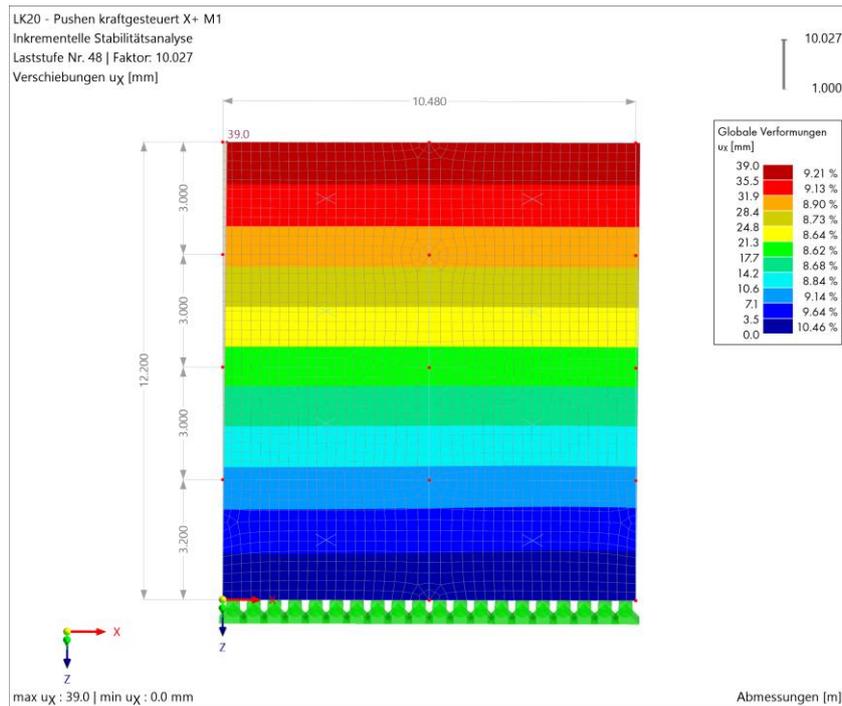


Abb. 7.24: Giebelwand ohne Flanschmodellierung; horizontale Kopfverschiebung Laststufe 10,07  $V_b=645kN$

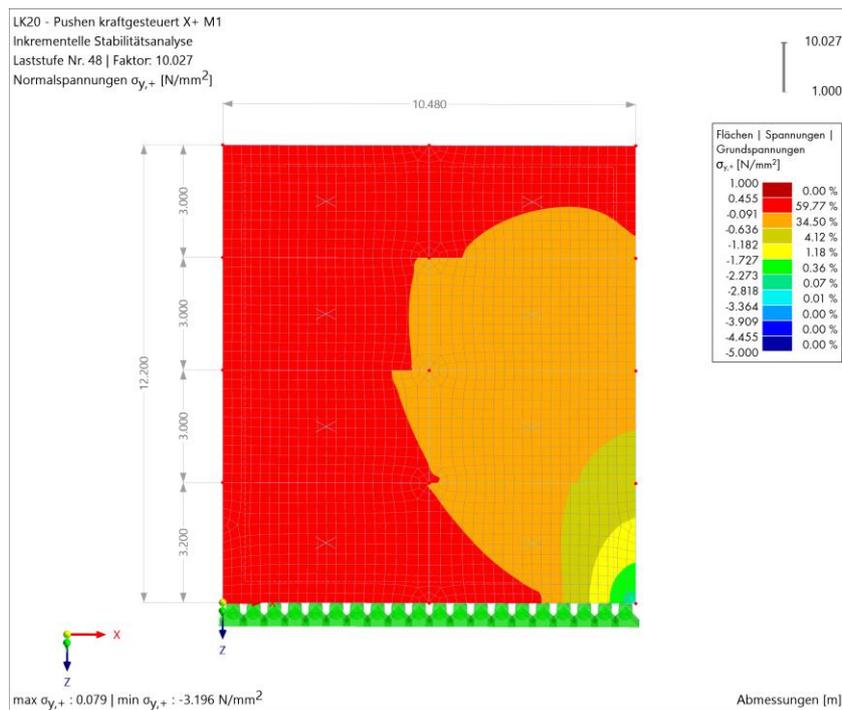
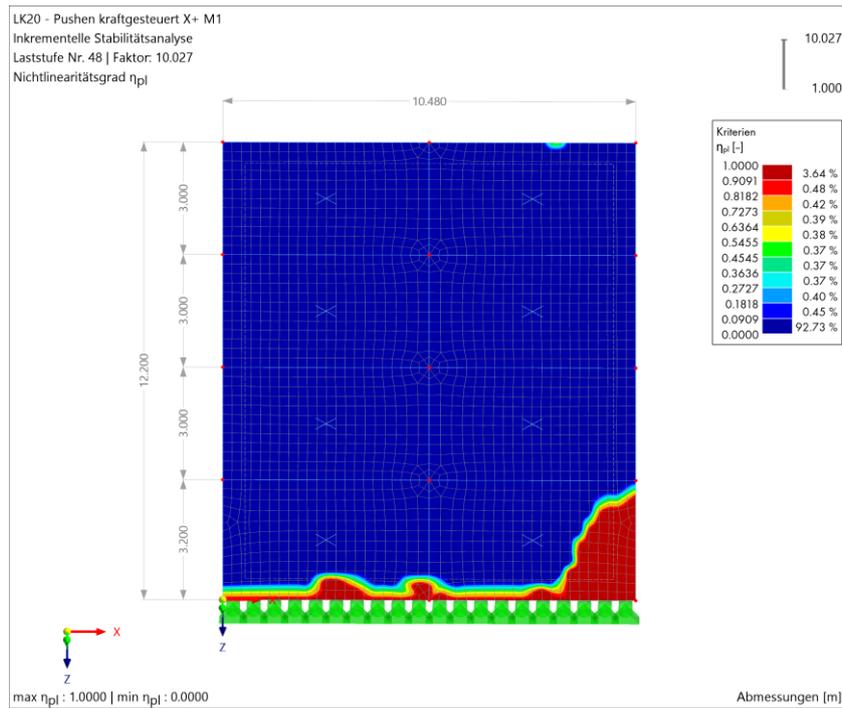
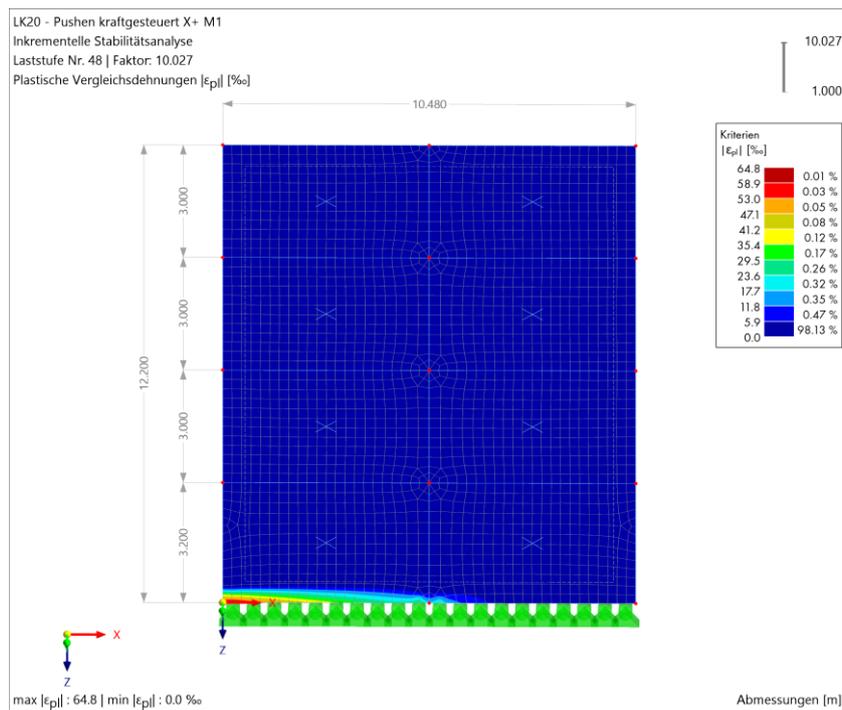


Abb. 7.25: Spannungen  $\sigma_y$  mit Laststufe 10,07  $V_b=645kN$

In Abb. 7.26 ist die plastische Ausbildung abgebildet. Diese Abbildung zeigt auf, wo sich die plastischen Reserven ausbilden und wo das Mauerwerk durch die Belastungen versagt. Diese Wand versagt in der rechten unteren Ecke und auf der gesamten Sohle auf Druck. Jedoch tritt es zuerst in der rechten unteren Ecke auf und breitet sich dann nach links aus.

Abb. 7.26: Nichtlinearitätsgrad Laststufe 10,07  $V_b=645\text{kN}$ Abb. 7.27: Plastische Vergleichsdehnungen; Laststufe 10,07  $V_b=645\text{kN}$ 

Ein Ergebnis der Pushover-Berechnung ist des Weiteren ein Bemessungsdiagramm. Hier kann man verschiedene Zusammenhänge einstellen, die je nach Anwendungsfall variieren können. Bei der Pushover-Berechnung wird ein Kraft-Verformungsdiagramm benötigt. Das Diagramm des Sub-Modells ist in Abb. 7.28 dargestellt.

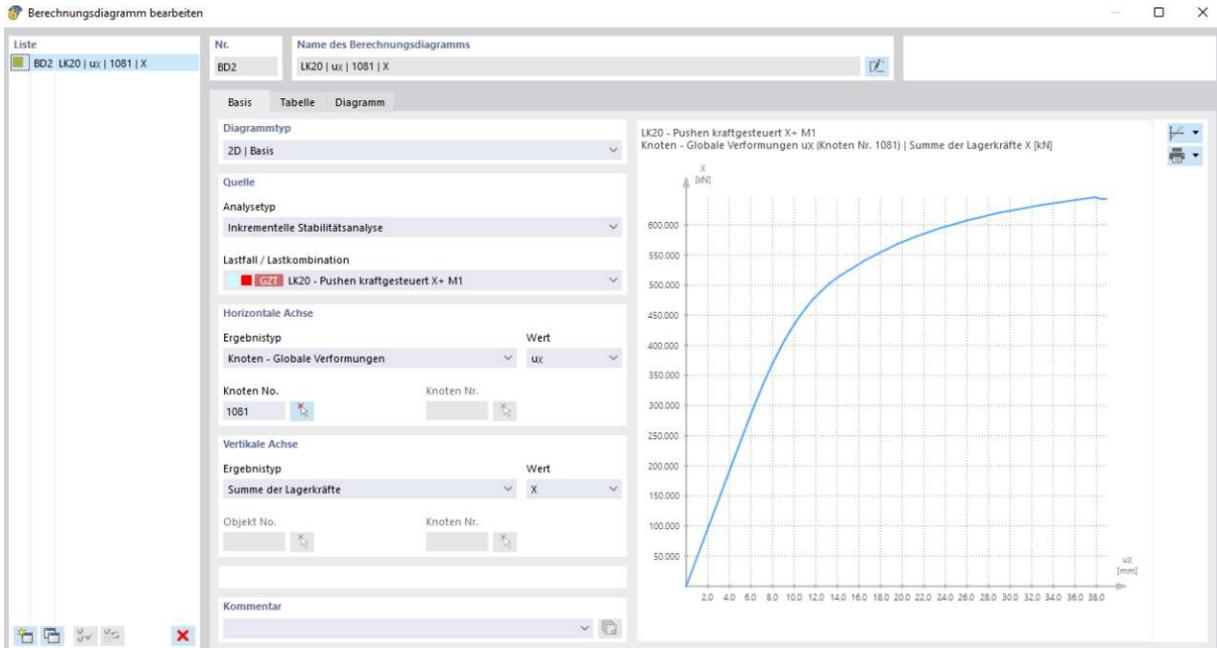


Abb. 7.28: Berechnungsdiagramm des 4-stöckigen Sub - Modells

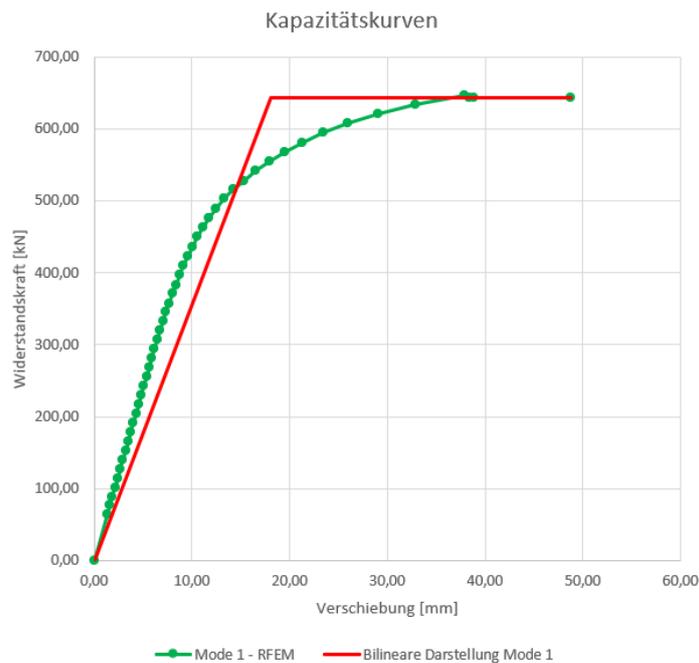


Abb. 7.29: Vergleich bilinearisierte Kapazitätskurve und Kapazitätskurve auf RFEM

Die bilinearisierte Kapazitätskurve setzt man im Schlussteil der analytischen Berechnung für den EMS ein. Somit bekommt man den Erdbebenerfüllungsfaktor. Die genaue Berechnung ist im analytischen Theorieteil beschrieben. In Abb. 7.30 ist das Ergebnis dargestellt.

	dy	Fy	keff	m*	$\omega$	f	T	Se(T)*	dt*	dt	du,ist	du,soll	$\alpha$
MODE	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[kN]	[rad/sec]	[Hz]	[s]	[m/s <sup>2</sup> ]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]
X+ M1	12,63	451,92	35774,670	2079,10	4,148	0,660	1,515	0,79	46,04	65,84	98,76	48,80	0,49

Abb. 7.30: Erdbebenerfüllungsfaktor des Sub-Modells mittels RFEM

Der Erdbebenerfüllungsfaktor bei dem 4-geschoßigem Sub-Modell beträgt 0,49.

## 8 3D-Pushover Analyse mit RFEM 6

Aufbauend auf den Berechnungen der Sub-Modelle wurde das Gebäude in ihrer Gesamtheit in RFEM 6 modelliert und ist in Abb. 8.1 dargestellt. Das Gebäude wurde auf einem Flächenlager gelagert. Als Außenwände wurden bis inkl. dem 4. Geschoß ein 38cm dickes Vollziegelmauerwerk verwendet. Die oberen Außenwände bestehen aus Vibrosteinen. Die 50cm dicke Mittelmauer und die restlichen Innenwände bestehen, wie die Außenwände, aus Vollziegelmauerwerk. Die Unterzüge sowie die Decken wurden als Stahlbeton identifiziert und werden mit der Festigkeitsklasse B225 angenommen.

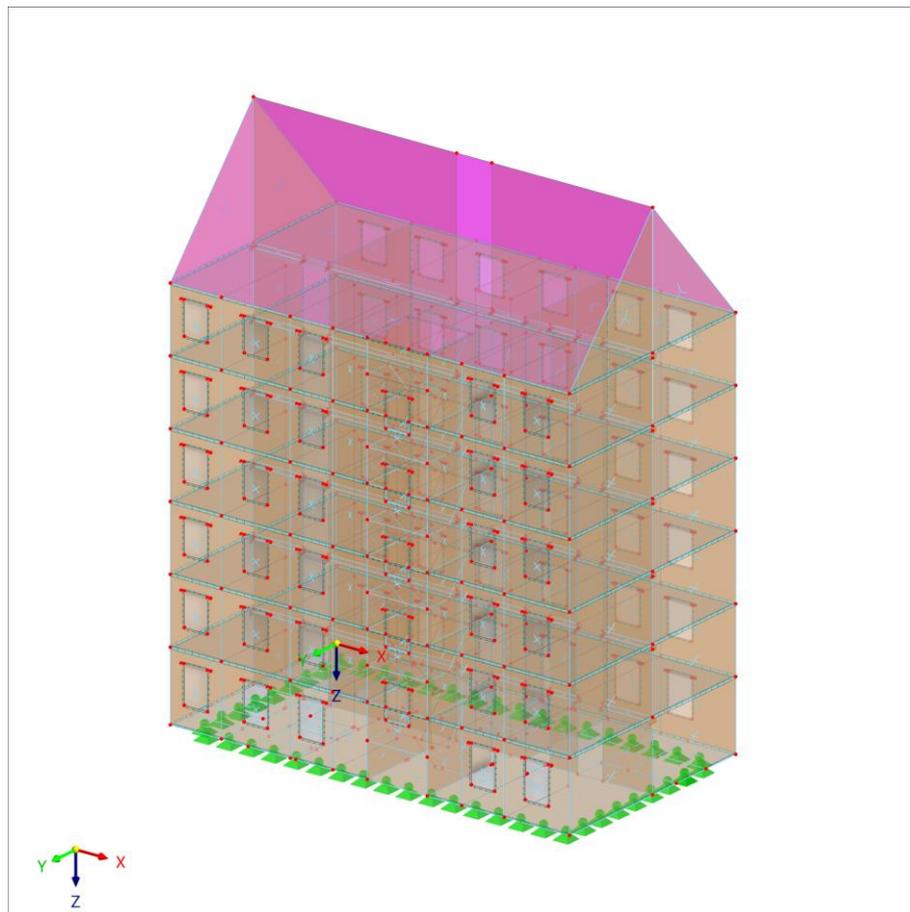


Abb. 8.1: 3D-Modell in RFEM 6

### 8.1 Eingangsdaten

Die verwendeten Materialparameter sind nachfolgend aufgelistet. Es werden dieselben Materialkennwerte wie bei den Sub-Modellen verwendet.

Tab. 8.1: Materialkennwerte Mauerziegel d=38cm

Name	Parameter	Wert	Einheit
Spezifisches Gewicht	$\rho$	1500	kg/m <sup>3</sup>
Elastizitätsmodul	$E_x$	3197	N/mm <sup>2</sup>
Elastizitätsmodul	$E_y$	722,8	N/mm <sup>2</sup>
Schubmodul	$G_{yx}$	289,15	N/mm <sup>2</sup>
Schubmodul	$G_{xz}$	289,15	N/mm <sup>2</sup>
Schubmodul	$G_{xy}$	289,15	N/mm <sup>2</sup>
Querdehnzahl	$\nu_{xy}$	0,200	-

Querdehnzahl	$\nu_{yx}$	Von selbst	-
Wärmedehnzahl	$\alpha_x$	0,000006	1/°C
Wärmedehnzahl	$\alpha_y$	0,000006	1/°C
Grenzdruckfestigkeit	$f_{c,x}$	2,00	N/mm <sup>2</sup>
Grenzdruckfestigkeit	$f_{c,y}$	3,22	N/mm <sup>2</sup>
Grenzzugfestigkeit	$f_{t,x}$	0,067	N/mm <sup>2</sup>
Grenzzugfestigkeit	$f_{t,y}$	0,080	N/mm <sup>2</sup>
Unelastische Dehnung bei maximaler Druckspannung	$K_p$	0,444	%
Zugbruchenergie	$G_{ft,x}$	0,0010	N/mm
Zugbruchenergie	$G_{ft,y}$	0,0026	N/mm
Druckbruchenergie	$G_{fc,x}$	2,4781	N/mm
Druckbruchenergie	$G_{fc,y}$	2,6868	N/mm
Schubspannungsbeitrag bei Zug	$\alpha$	0,163	-
Kopplung zwischen Normalspannungen	$\beta$	-1,050	-
Schubspannungsbeitrag bei Druck	$\gamma$	1,395	-
Sicherheitsbeiwert	$\gamma_m$	1,67	-

Tab. 8.2: Materialkennwerte Vibrostein d=25cm

Name	Parameter	Wert	Einheit
Spezifisches Gewicht	$\rho$	1160	kg/m <sup>3</sup>
Elastizitätsmodul	$E_x$	3759	N/mm <sup>2</sup>
Elastizitätsmodul	$E_y$	764	N/mm <sup>2</sup>
Elastizitätsmodul	$G_{yx}$	305	N/mm <sup>2</sup>
Schubmodul	$G_{xz}$	305	N/mm <sup>2</sup>
Schubmodul	$G_{xy}$	305	N/mm <sup>2</sup>
Querdehnzahl	$\nu_{xy}$	0,100	-
Querdehnzahl	$\nu_{yx}$	Von selbst	-
Wärmedehnzahl	$\alpha_x$	0,000006	1/°C
Wärmedehnzahl	$\alpha_y$	0,000006	1/°C
Grenzdruckfestigkeit	$f_{c,x}$	2,350	N/mm <sup>2</sup>
Grenzdruckfestigkeit	$f_{c,y}$	2,130	N/mm <sup>2</sup>
Grenzzugfestigkeit	$f_{t,x}$	0,067	N/mm <sup>2</sup>
Grenzzugfestigkeit	$f_{t,y}$	0,081	N/mm <sup>2</sup>
Unelastische Dehnung bei maximaler Druckspannung	$K_p$	0,0912	%
Zugbruchenergie	$G_{ft,x}$	0,00137	N/mm
Zugbruchenergie	$G_{ft,y}$	0,00113	N/mm
Druckbruchenergie	$G_{fc,x}$	2,583	N/mm
Druckbruchenergie	$G_{fc,y}$	4,496	N/mm
Schubspannungsbeitrag bei Zug	$\alpha$	0,213	-
Kopplung zwischen Normalspannungen	$\beta$	-1,050	-
Schubspannungsbeitrag bei Druck	$\gamma$	3,997	-
Sicherheitsbeiwert	$\gamma_m$	1,67	-

Tab. 8.3: Materialkennwerte Beton B225

Name	Parameter	Wert	Einheit
Spezifisches Gewicht	$\rho$	2500	kg/m <sup>3</sup>
Elastizitätsmodul	E	17000	N/mm <sup>2</sup>
Schubmodul	G	7083,3	N/mm <sup>2</sup>
Querdehnzahl	$\nu$	0,200	-
Wärmedehnzahl	$\alpha$	0,000010	1/°C
Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit	$f_{c,k}$	18,0	N/mm <sup>2</sup>
Charakteristische Würfeldruckfestigkeit	$f_{cu,k}$	22,5	N/mm <sup>2</sup>
Mittlere Zylinderdruckfestigkeit	$f_{cm}$	24,0	N/mm <sup>2</sup>
Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit	$f_{t,y}$	0,25	N/mm <sup>2</sup>
5%Quantil der zentrischen Zugfestigkeit	$K_p$	0,350	N/mm <sup>2</sup>
95%Quantil der zentrischen Zugfestigkeit	$G_{ft,x}$	0,0	N/mm <sup>2</sup>
Grenzdehnung bei reiner Druckbeanspruchung	$\epsilon_{c1}$	-0,190	%
Bruchdehnung	$\epsilon_{cu1}$	-0,350	%
Parabelexponent	n	2,000	-
Grenzdehnung bei reiner Druckbeanspruchung	$\epsilon_{c2}$	-0,200	%
Bruchdehnung	$\epsilon_{cu2}$	-0,350	%
Grenzdehnung bei reiner Druckbeanspruchung	$\epsilon_{c3}$	-0,180	%
Bruchdehnung	$\epsilon_{cu3}$	-0,350	%
Mittlerer Sekantenmodul	$E_{cm}$	17000,0	N/mm <sup>2</sup>

Es wurden dieselben Lasten wie in den vorigen Sub-Modellen auf das Gebäude angesetzt.

## 8.2 Aufbau und Bemessung

Das Gebäude wurde nach den damaligen Einreichplänen modelliert. Eine Interaktion zwischen Baugrund und Bauwerk wurde in dieser Arbeit vernachlässigt und somit nicht berücksichtigt. Das Gebäude lagert auf einem eingespannten Flächenlager. Den einzelnen Flächenobjekten wurden Dicken und die oben genannten Materialkennwerte zugewiesen. In dem Modell kommen zwei spezielle Liniengelenke vor:

- Wand-Decken-Knoten (zwischen Stahlbetondecke und Mauerwerk)
- vertikale Liniengelenke (zwischen Mauerwerk und Mauerwerk)

Die Besonderheiten wurden bereits in der Modellierungsanleitung erläutert.

Es wurden insgesamt acht Pushover-Berechnungen am Gebäude durchgeführt. Pro Richtung wurde mit zwei verschiedenen Verteilungen der seismischen Lasten gerechnet. Die Aufteilung ähnelt der linearen und der rechteckigen Verteilung. Die Lasten wurden, anders als bei den Sub-Modellen, direkt bei den Stahlbetondecken angesetzt, da hierbei ein lokales Versagen der Struktur ausgeschlossen werden kann. Es werden lediglich die Ergebnisse von einem Mode genauer erläutert. Der Erdbenebenfüllungsfaktor wird, um die Berechnung vollständig zu halten, für jeden Mode und für alle vier Richtungen in einer Tabelle zusammengefasst. Die zwei verschiedenen Modi und deren Verteilungen sind in Abb. 8.2 und Abb. 8.3 abgebildet. Die abgebildeten Verteilungen werden je Richtung einmal angesetzt und es wird jeweils eine separate Berechnung durchgeführt. Wie groß die anzusetzenden horizontalen Lasten sind, spielt im Endergebnis keine Rolle, da die Kräfte schrittweise erhöht werden, um auf die Kapazitätskurve zu kommen. Die Kapazitätskurve ändert sich dadurch nicht.

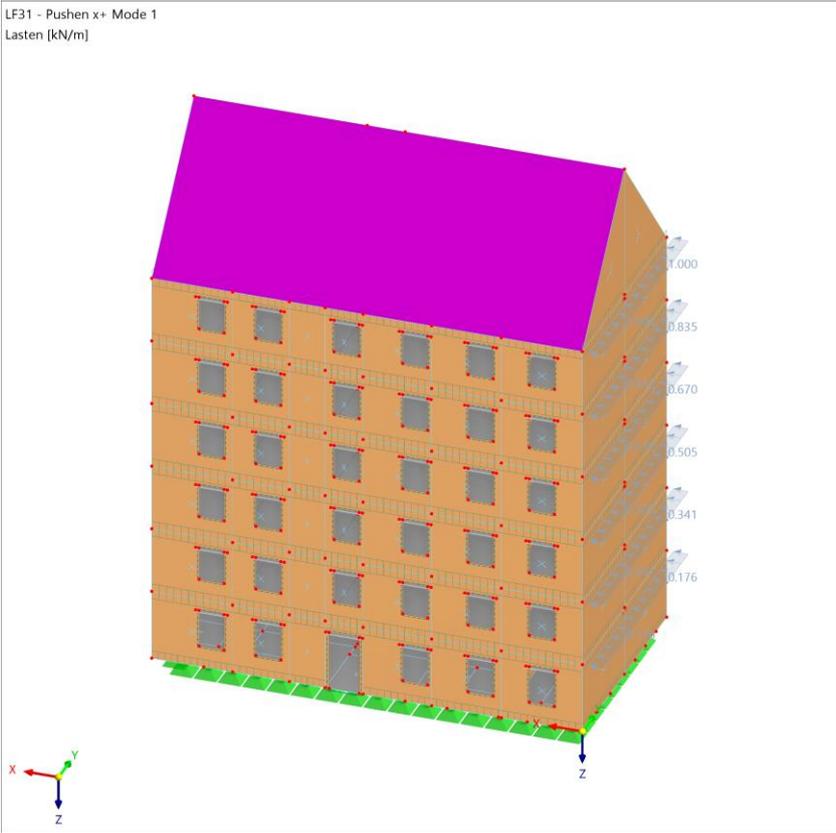


Abb. 8.2: Horizontalkräfte zum Pushen MODE 1

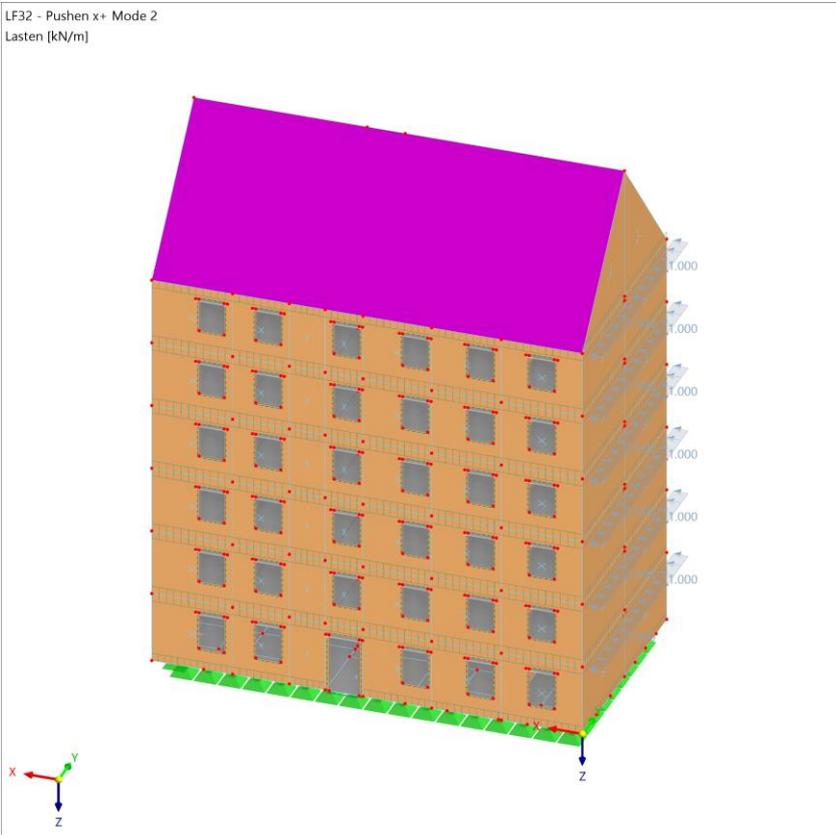


Abb. 8.3: Horizontalkräfte zum Pushen MODE 2

## 8.3 Ergebnisse

Die Ergebnisse der Pushover-Berechnungen werden zur besseren Verständlichkeit und Vergleichbarkeit in einer selektierten Ansicht, in der nur die repräsentativen Wände betrachtet werden, dargestellt und anschließend werden die Ergebnisse des gesamten 3D-Modells abgebildet.

### 8.3.1 Vergleichswand in Richtung Y (Giebelwand)

Die Ergebnisse der selektierten RFEM Pushover-Berechnung in Richtung Y werden nachfolgend aufgezeigt. Die Verteilung der seismischen Kräfte in Mode 1 wurde bereits in Abb. 8.2 abgebildet. Bis zum Einsturz des Gebäudes konnte eine 70,6-fache Laststeigerung erreicht werden. Dies entspricht einer Erdbebenersatzlast von 4014kN. In Abb. 8.4 ist die Kopfverschiebung bei 1-facher Laststeigerung abgebildet. Die Erdbebenlast beträgt hierbei 57kN.

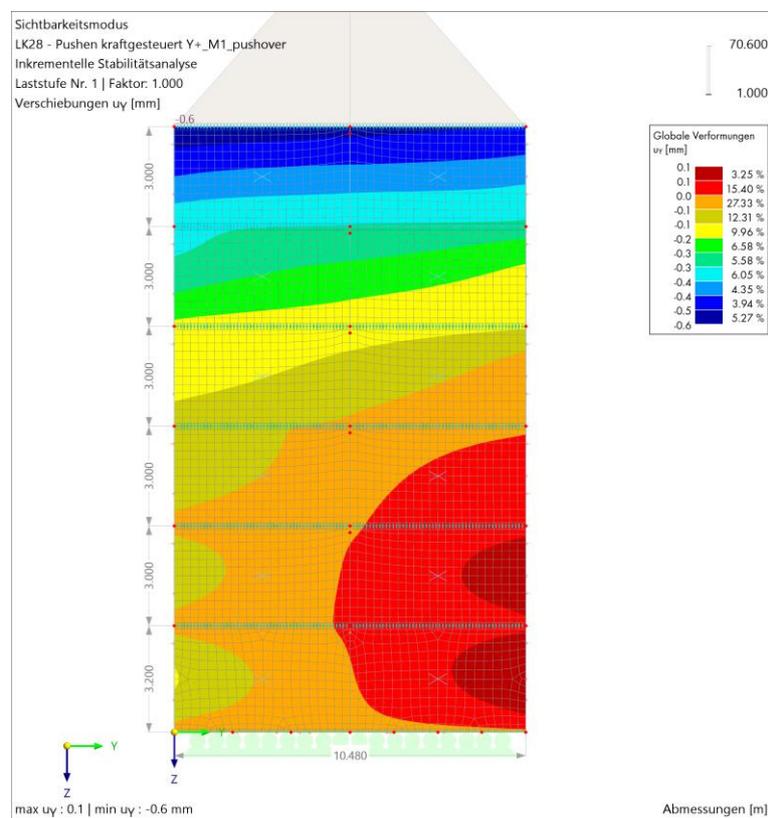


Abb. 8.4: Giebelwand - horizontale Kopfverschiebung Laststufe 1

In Abb. 8.5 bis Abb. 8.8 sind die Ergebnisse der 5. Laststufe dargestellt.

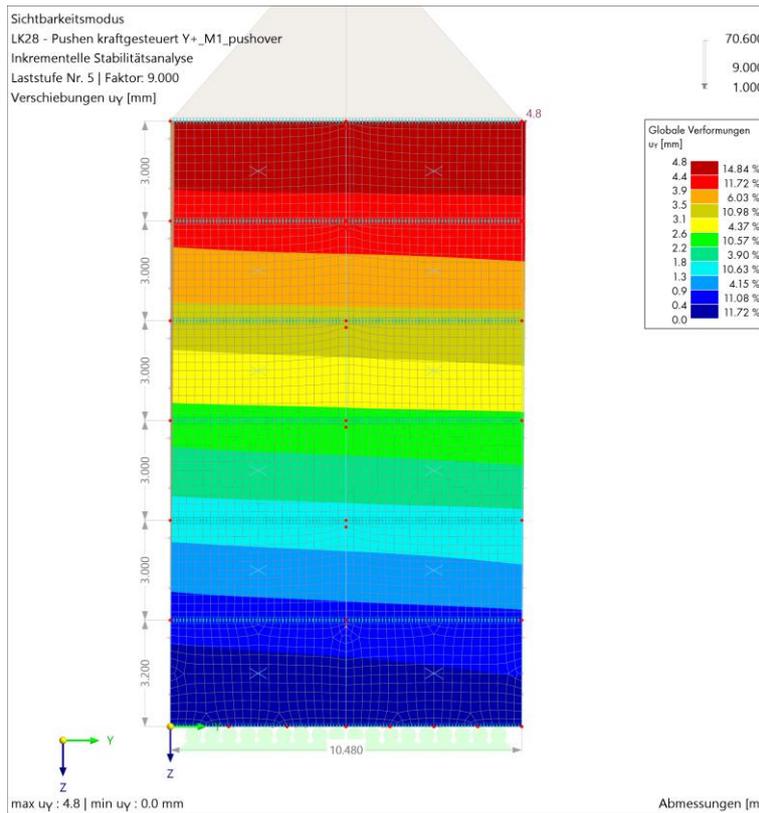


Abb. 8.5: Giebelwand - horizontale Kopfverschiebung Laststufe 9

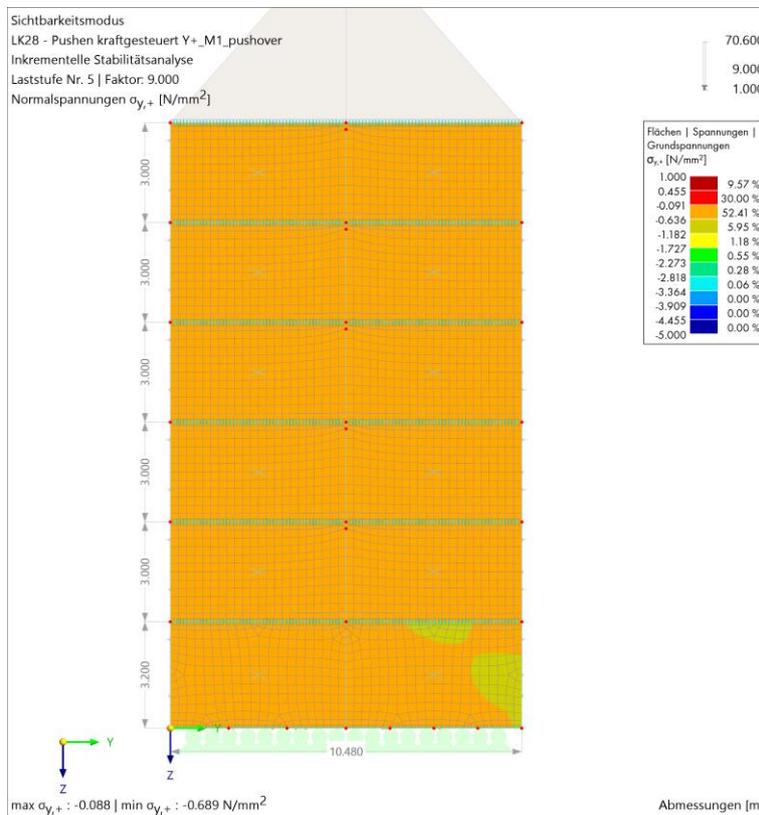


Abb. 8.6: Giebelwand - Spannungen  $\sigma_y$  mit Laststufe 9

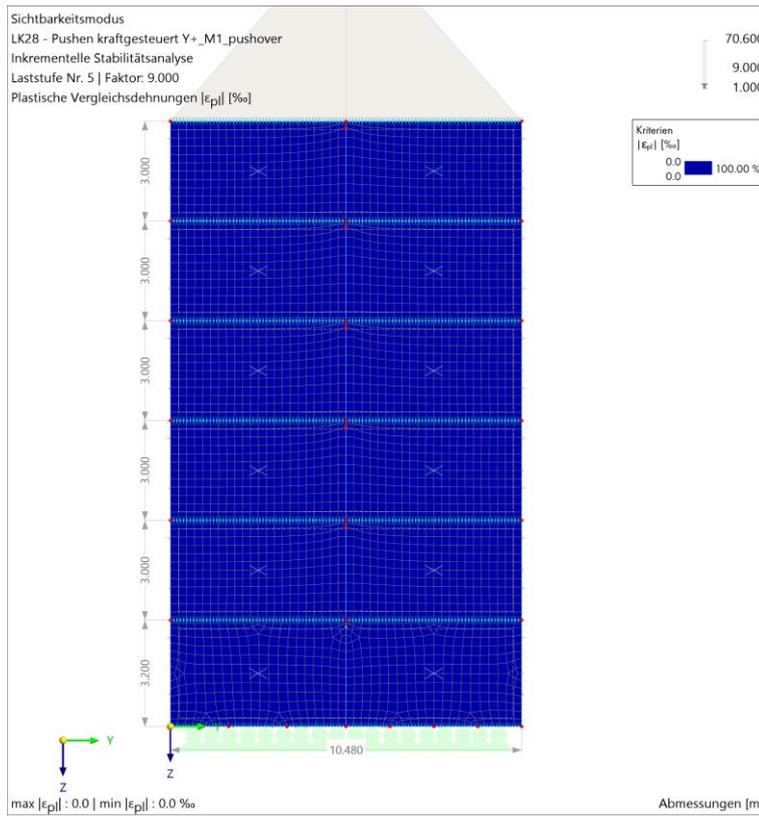


Abb. 8.7: Giebelwand - plastische Dehnungen 9

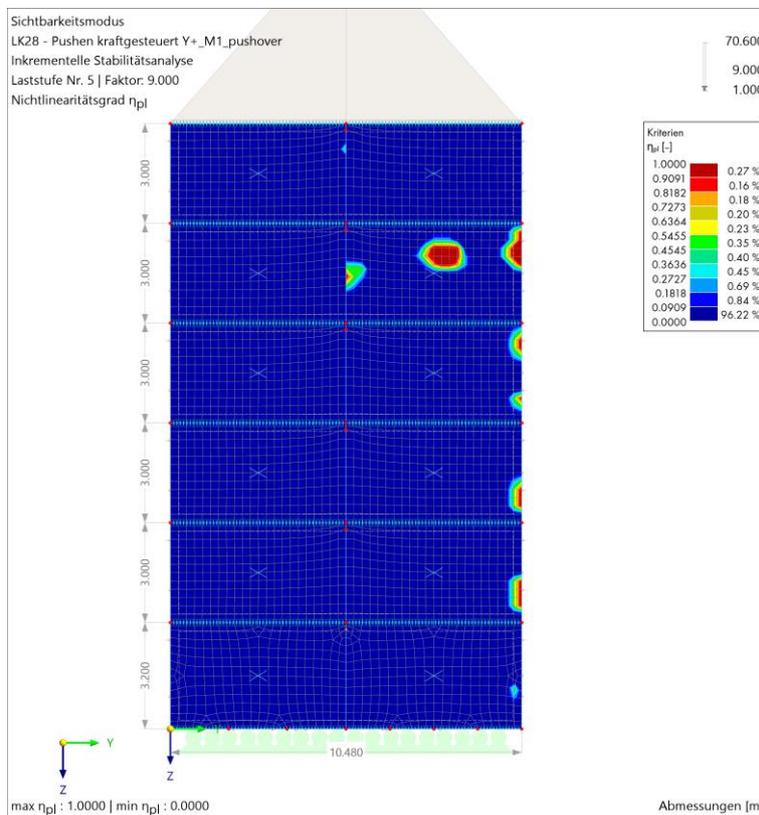


Abb. 8.8: Giebelwand - Nichtlinearitätsgrad g Laststufe 9

In Abb. 8.10 bis Abb. 8.12 sind die Ergebnisse der höchsten Laststufe abgebildet. Vergleicht man diese mit der 5. Laststufe, versagt das Mauerwerk auf Druck. Auch die rechte obere Ecke ist interessant. Hier lagern sich die Kräfte auf das angrenzende Mauerwerk um, und es klafft eine Fuge zwischen diesen Wänden auf.

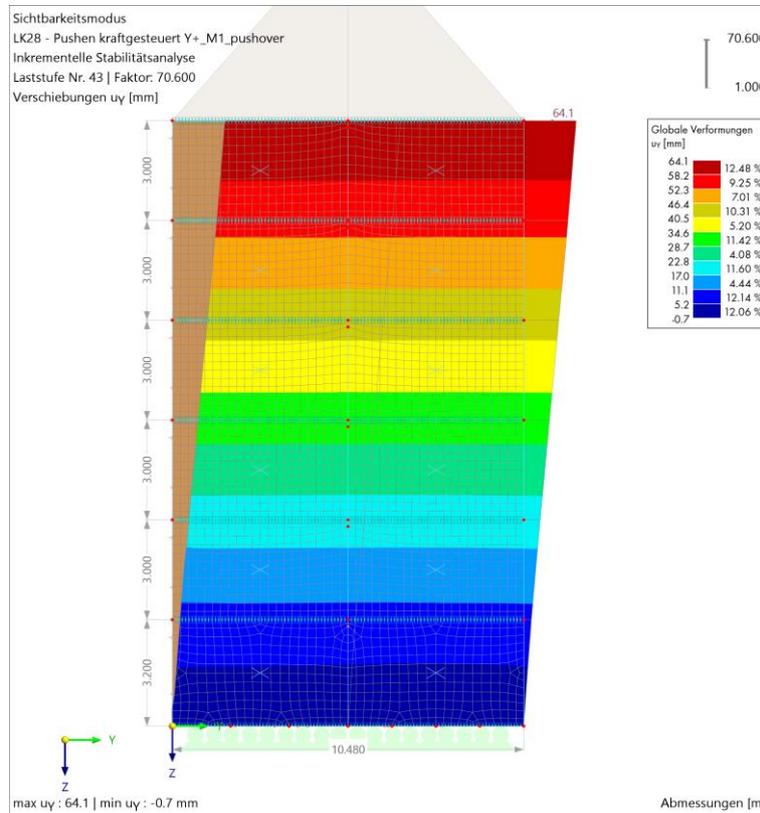


Abb. 8.9: Giebelwand - horizontale Kopfverschiebung Laststufe 70,6

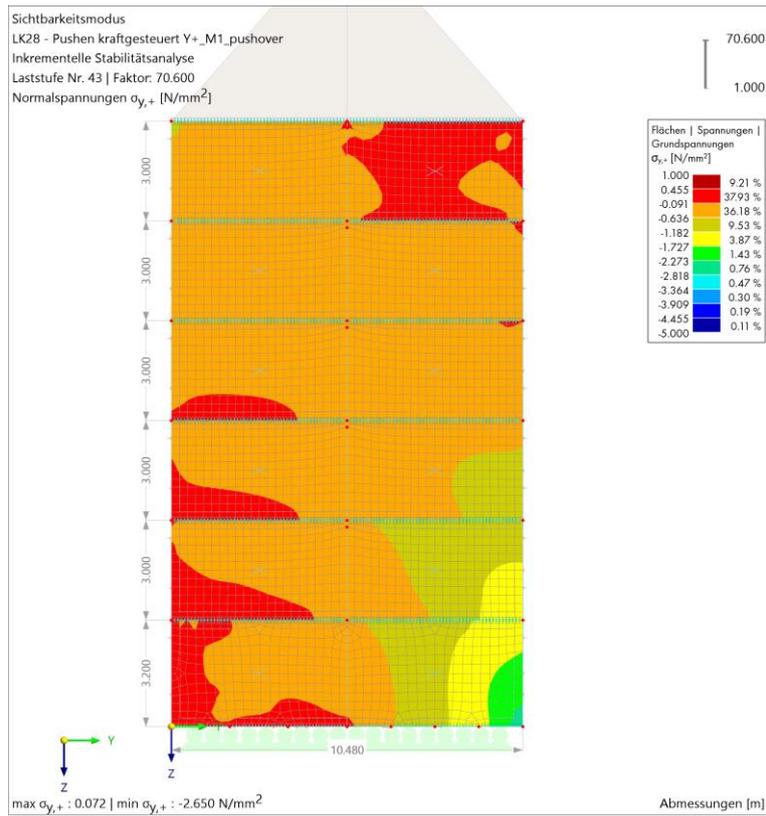


Abb. 8.10: Giebelwand - Spannungen  $\sigma_y$  mit Laststufe 70,6

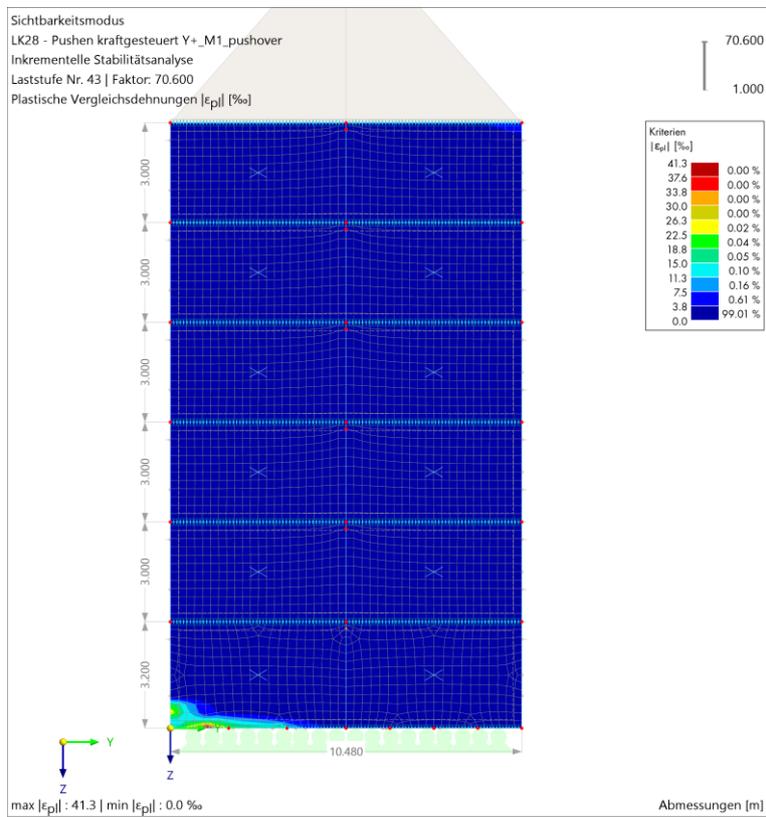


Abb. 8.11: Giebelwand - plastische Dehnungen 70,6

In Abb. 8.12 ist die plastische Ausbildung dargestellt. Diese Abbildung zeigt auf, wo das Mauerwerk in den nichtlinearen Bereich wechselt, sich somit die plastischen Reserven ausbilden und wo das Mauerwerk durch die Belastungen auf Druck versagt. Dieses Versagen tritt in der rechten unteren Ecke zuerst auf.

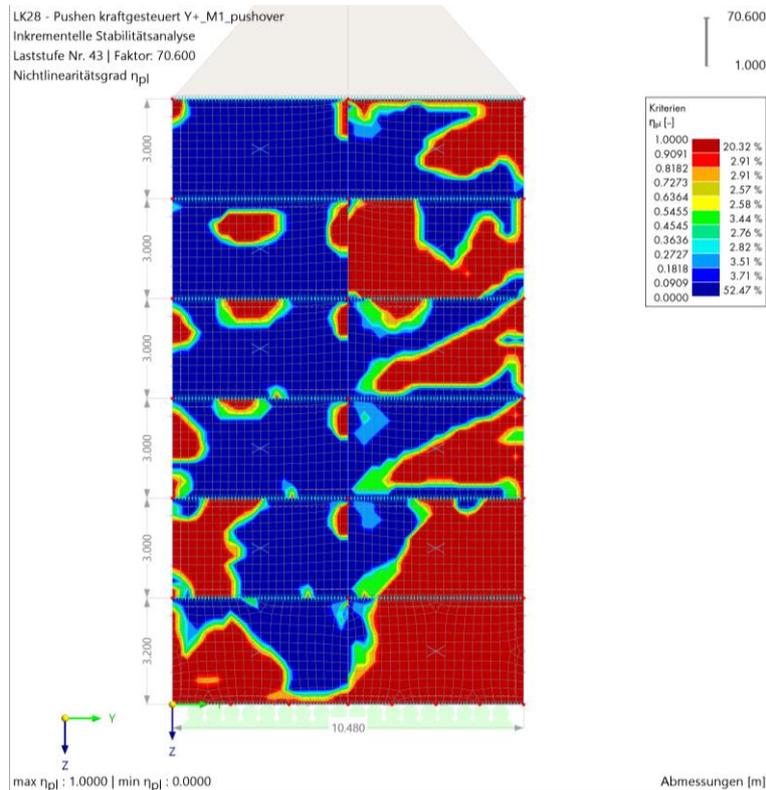


Abb. 8.12: Giebelwand - Nichtlinearitätsgrad Laststufe 70,6

### 8.3.2 Vergleichswand in Richtung X

Die Ergebnisse dieser Vergleichswand sind sehr interessant, da einerseits sehr viele Öffnungen vorhanden sind und zwischen diesen Öffnungen nur relativ wenig Abstand ist. Somit ist die Lastausbreitung der Druckstrebe essenziell. Diese Wand kann nicht mit der N2-Methode berechnet werden, außer man vereinfacht diese drastisch, sodass nur Wände zur Berechnung mittels der N2-Methode verwendet werden, die von unten bis oben hin durchlaufen und keine Öffnungen aufweisen. In Abb. 8.13 ist diese Wand abgebildet. Ein großer Vorteil dieser Wand ist die regelmäßige Anordnung der Fenster- bzw. Türöffnungen, da sich eine große Druckdiagonale trotz der vielen Öffnungen ausbreiten kann. Wichtig hierbei ist, dass der Unterzug in das Mauerwerk eingebunden wird. Die Folge ist eine gute Lastverteilung oberhalb der Öffnungen und ein Verhindern eines lokalen Versagens bei den Ecken.

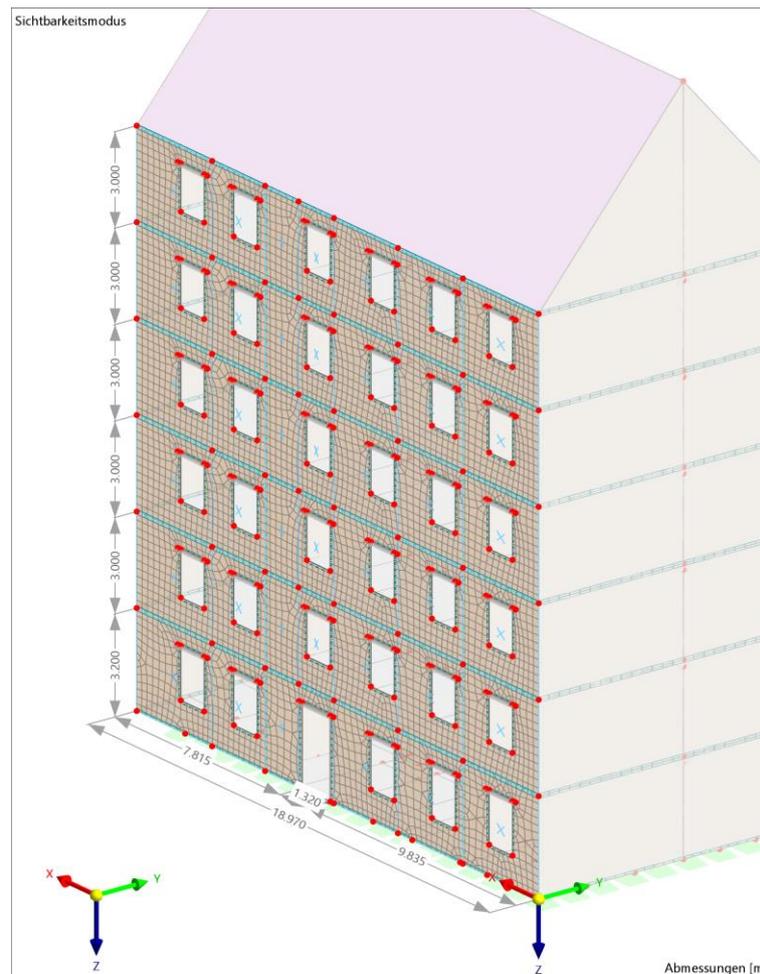


Abb. 8.13: Vergleichswand in Richtung X

Die Ergebnisse der selektierten RFEM Pushover-Berechnung in Richtung X werden nachfolgend aufgezeigt. Die Verteilung der seismischen Kräfte in Mode 1 wurde bereits in Abb. 8.2 abgebildet. Bis zum Einsturz des Gebäudes konnte eine 166-fache Laststeigerung erreicht werden. Dies entspricht einer Erdbebenersatzlast von 5219kN. In Abb. 8.14 ist die Kopfverschiebung bei 1-facher Laststeigerung abgebildet. Die Erdbebenersatzlast bei der einfachen Laststeigerung beträgt 31,5kN.

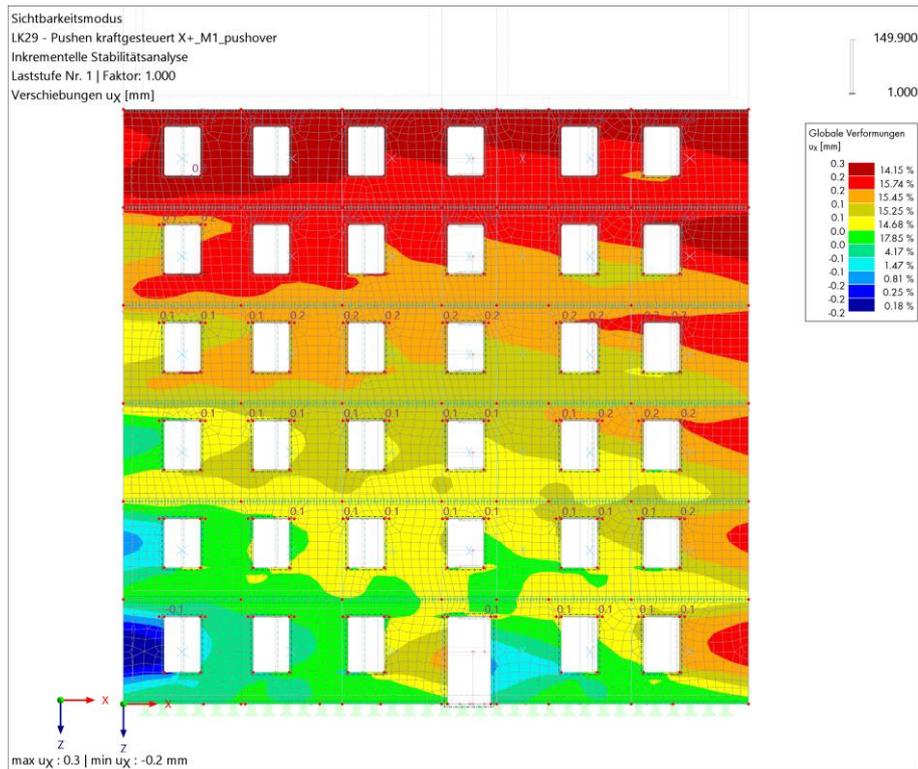


Abb. 8.14: Vergleichswand in Richtung X - horizontale Kopfverschiebung Laststufe 1

In Abb. 8.15 bis Abb. 8.17 sind die Ergebnisse der 5. Laststufe abgebildet.

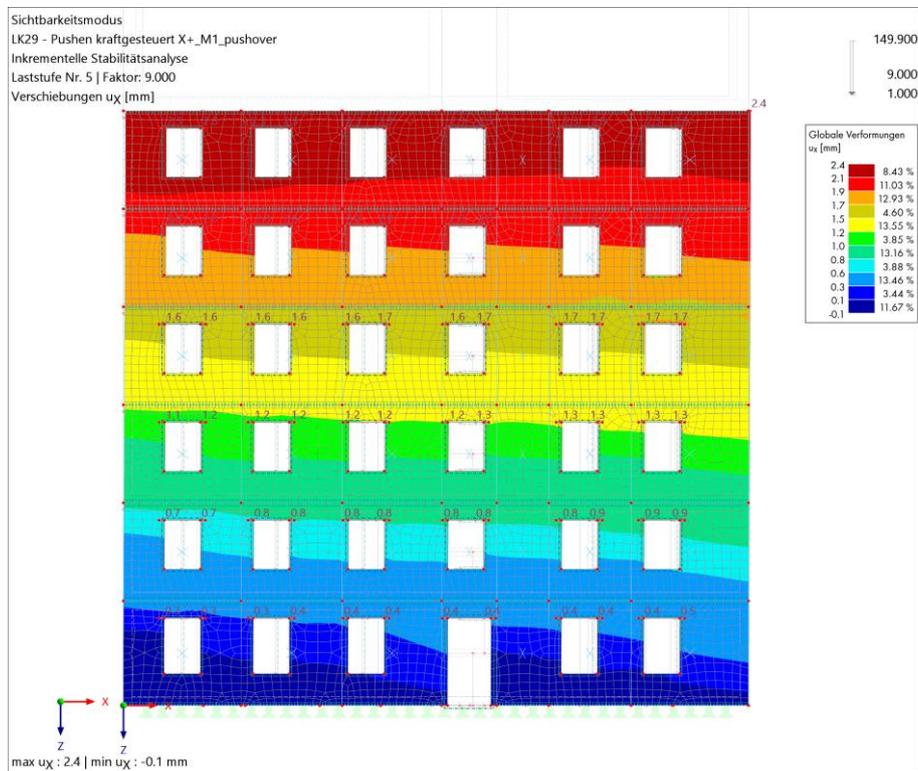


Abb. 8.15: Vergleichswand in Richtung X - horizontale Kopfverschiebung Laststufe 5

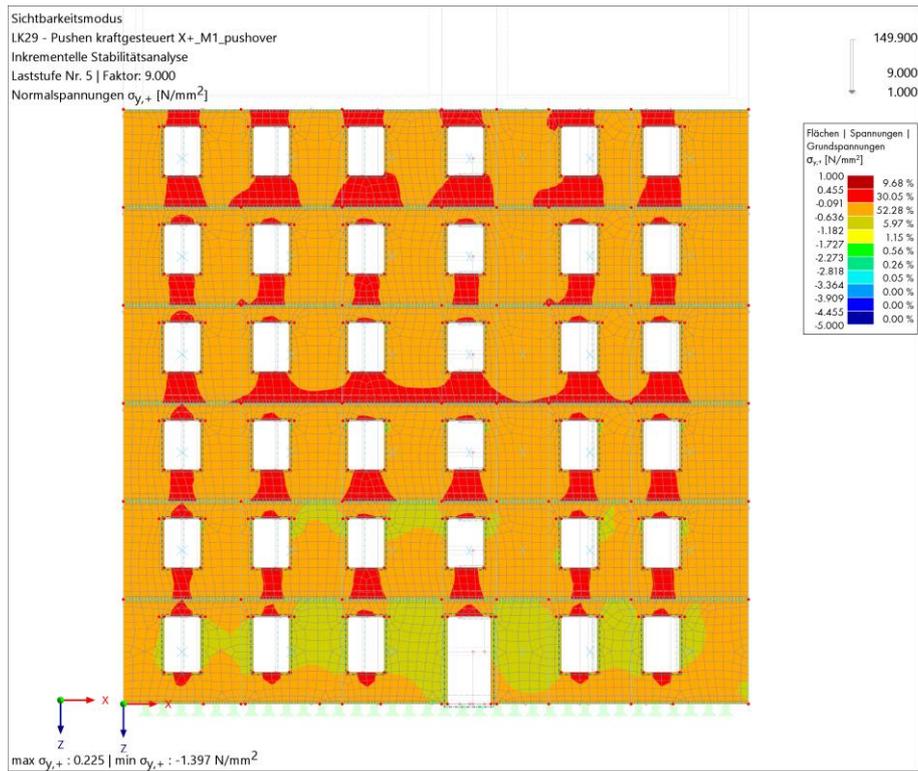


Abb. 8.16: Vergleichswand in Richtung X - Spannungen  $\sigma_y$  mit Laststufe 5

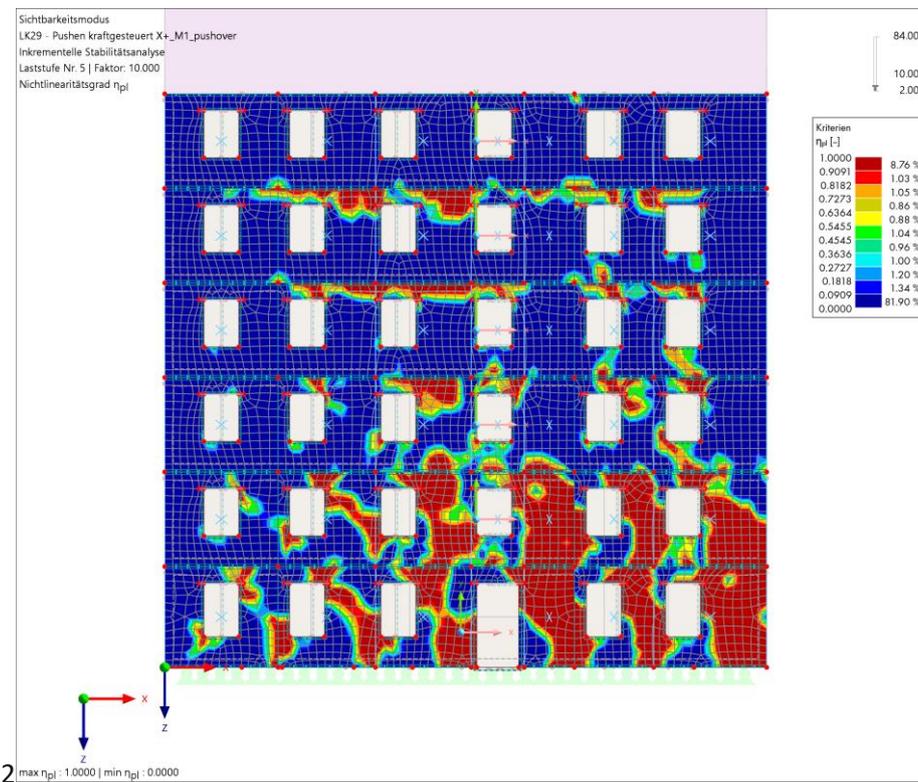


Abb. 8.17: Vergleichswand in Richtung X - Nichtlinearitätsgrad  $\eta_{pj}$  Laststufe 5

In Abb. 8.18 bis Abb. 8.20 sind die Ergebnisse der höchsten Laststufe dargestellt. Vergleicht man diese mit der 5. Laststufe, ist ersichtlich, wo das Mauerwerk bei der seismischen Belastung versagt.

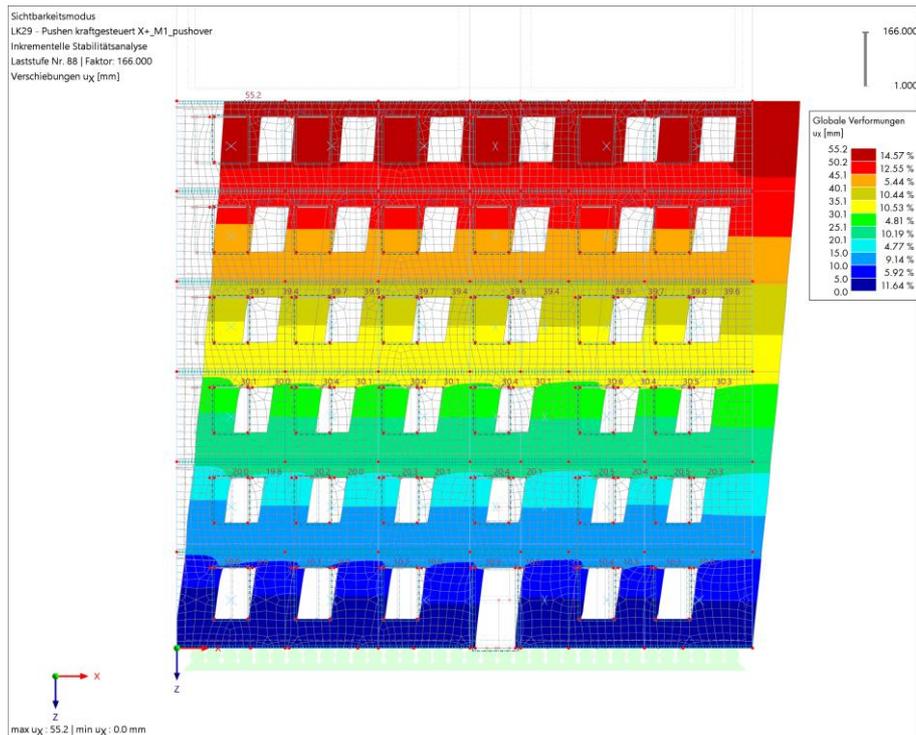


Abb. 8.18: Vergleichswand in Richtung X - horizontale Kopfverschiebung Laststufe 88

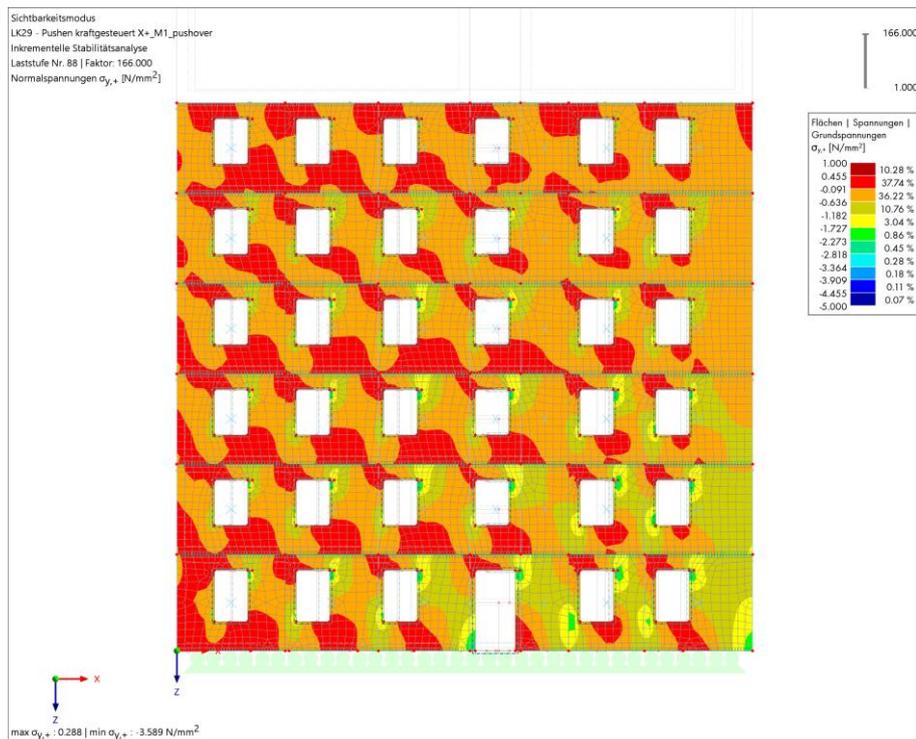


Abb. 8.19: Vergleichswand in Richtung X - Spannungen  $\sigma_y$  mit Laststufe 88

In Abb. 8.20 ist die plastische Ausbildung dargestellt. Diese Abbildung zeigt auf, wo sich die plastischen Reserven ausbilden und wo das Mauerwerk durch die Belastungen versagt. Es tritt eine Kombination aus Schub- und Druckversagen ein. Die rot hinterlegten Flächen spiegeln die Druckdiagonale wider. Durch die regelmäßige Anordnung der Fenster ist es möglich, dass die Kräfte entlang dieser Druckdiagonalen abgeleitet werden. Infolge einer seismischen Beanspruchung entstehen klaffende Mörtelfugen. Visuell spiegeln sich diese mit einer treppenartigen Struktur im Mauerwerk wider.

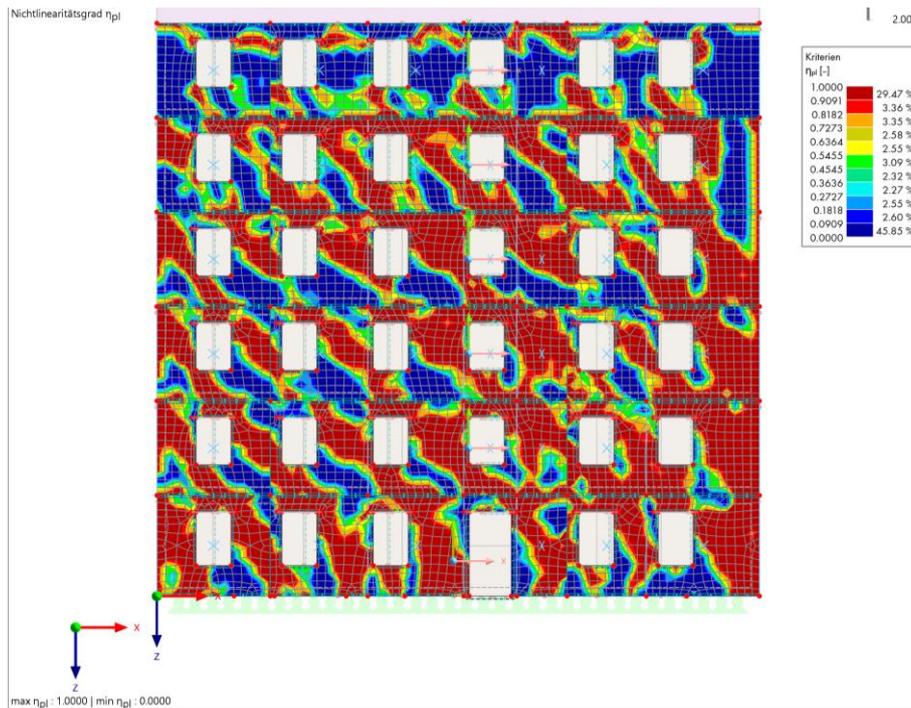


Abb. 8.20: Vergleichswand in Richtung X - Nichtlinearitätsgrad Laststufe 88

### 8.3.3 3D-Modell

Durch die Darstellung der Sub-Modelle wurden die relevanten Ergebnisse bereits gezeigt. Vollständigkeitshalber wird versucht, die Umlagerungen durch die 3D-Modellierungen aufzuzeigen. In Abb. 8.21 und Abb. 8.22 sind die Anfänge der Umlagerungen dargestellt. Wie zu erwarten, beginnen die Nichtlinearitäten am Fußpunkt in der Richtung, in welche die Last wirkt.

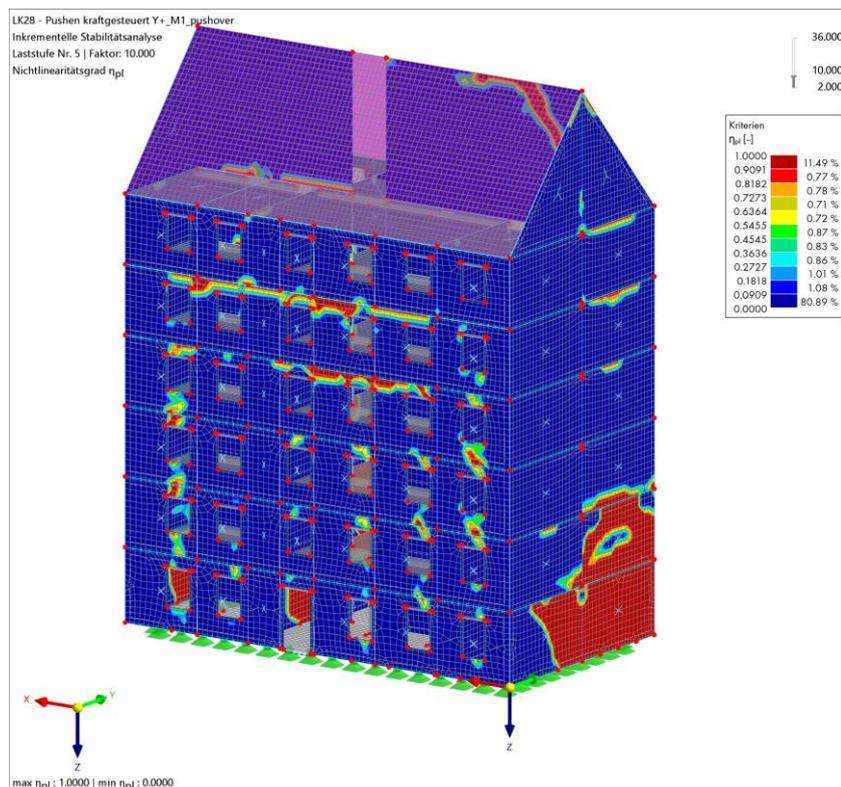


Abb. 8.21: Nichtlinearitätsgrad Laststufe 5 Y+ M1 1. Ansicht

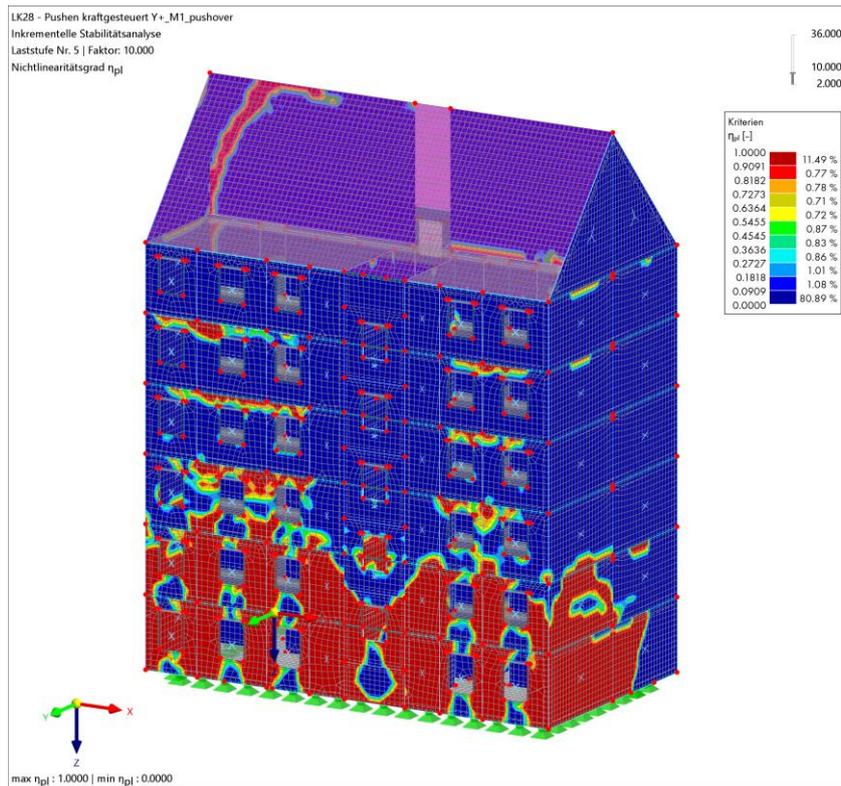


Abb. 8.22: Nichtlinearitätsgrad Laststufe 5 Y+ M1 2. Ansicht

In Abb. 8.23 und Abb. 8.24 ist die Nichtlinearität in der letzten Laststufe dargestellt. In dieser Laststufe ist das Versagen des Bauwerks eingetroffen. Auf der Längsseite des Bauwerks sind die Umlagerungen dargestellt. Hier würden Schubrisse auftreten. In den oberen Geschossen sind auch Anfänge für Schubrisse zu entdecken.

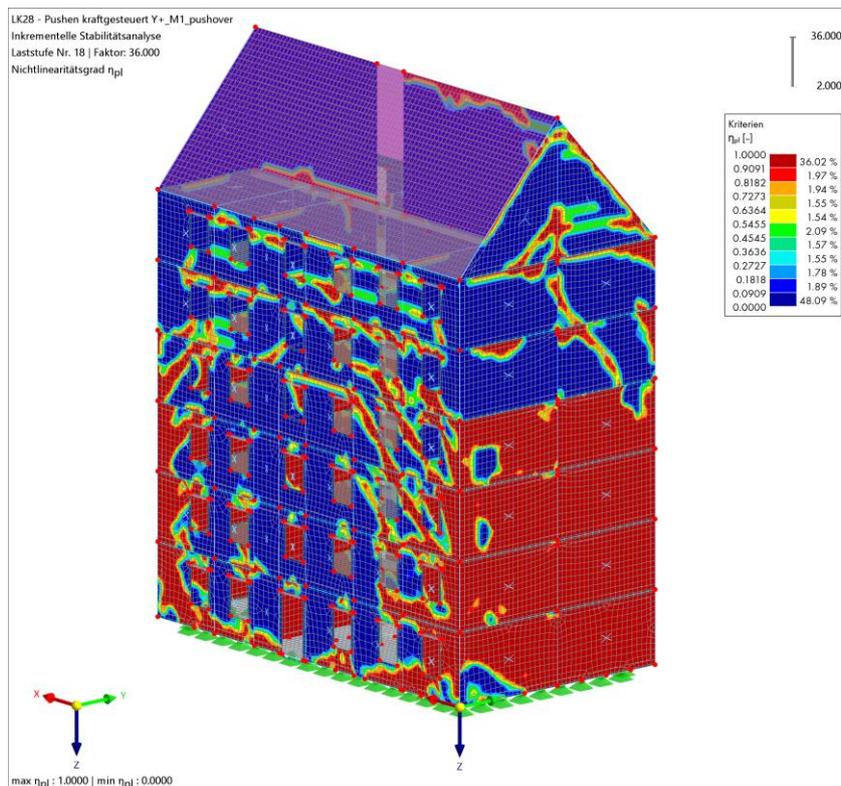


Abb. 8.23: Nichtlinearitätsgrad Laststufe 18 Y+ M1 1. Ansicht

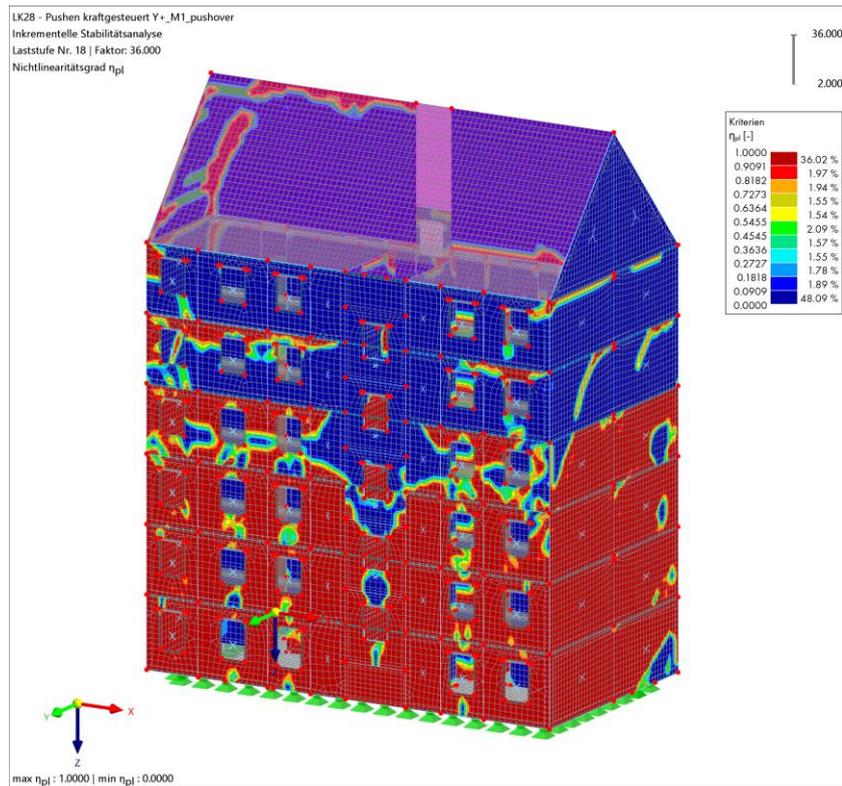


Abb. 8.24: Nichtlinearitätsgrad Laststufe 18 Y+ M1 2. Ansicht

In Abb. 8.25 treten die ersten Nichtlinearitäten auf. An den roten Stellen würden die ersten Risse entstehen. Da die Last in die positive X-Richtung wirkt, entsteht eine Lastkonzentration am Fußpunkt der gegenüberliegenden Seite. Die ersten Schubrisse entstehen entlang der Längsseite.

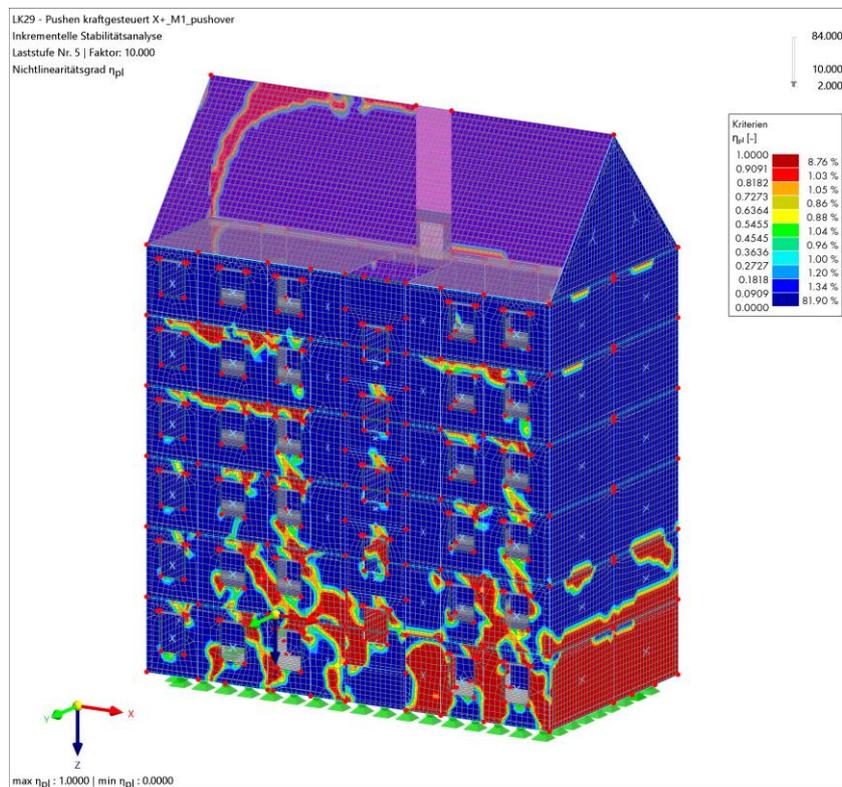


Abb. 8.25: Nichtlinearitätsgrad Laststufe 5 X+ M1

In Abb. 8.26 ist die Nichtlinearität des Mauerwerks bei Einsturz dargestellt. Es ist klar zu erkennen, dass fast das ganze Gebäude bereits im nichtlinearen Bereich ist. Die Öffnungen schwächen die gesamte Wand, dadurch ist die Lastabtragung nur an den durchgehenden schrägen Stellen möglich. Diese Schwächungen sind durch die nicht belasteten Stellen in der Nähe der Öffnungen erkennbar.

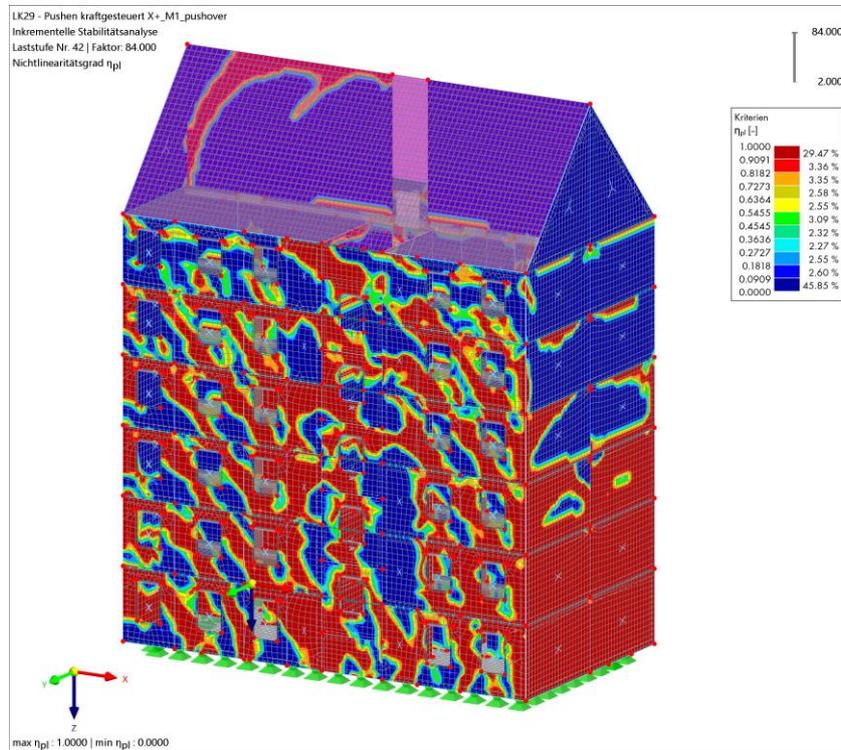


Abb. 8.26: Nichtlinearitätsgrad Laststufe 42 X+ M1

Das Ergebnis der Pushover-Berechnung ist ein Bemessungsdiagramm. Hier können verschiedene Zusammenhänge eingestellt werden, die je nach Anwendungsfall variieren. Bei der Pushover-Berechnung wird ein Kraft-Verformungsdiagramm benötigt. Das Diagramm des 3D-Modells in Richtung X+ und Y+ für den 1. Mode sind in Abb. 8.27 und Abb. 8.28 abgebildet. Als Kontrollpunkt wird der Schwerpunkt des Gebäudes in die oberste Deckenebene projiziert und für die Kapazitätskurven als Referenzpunkt ausgewählt. Dies ermöglicht einen guten Vergleich der einzelnen Kapazitätskurven untereinander.

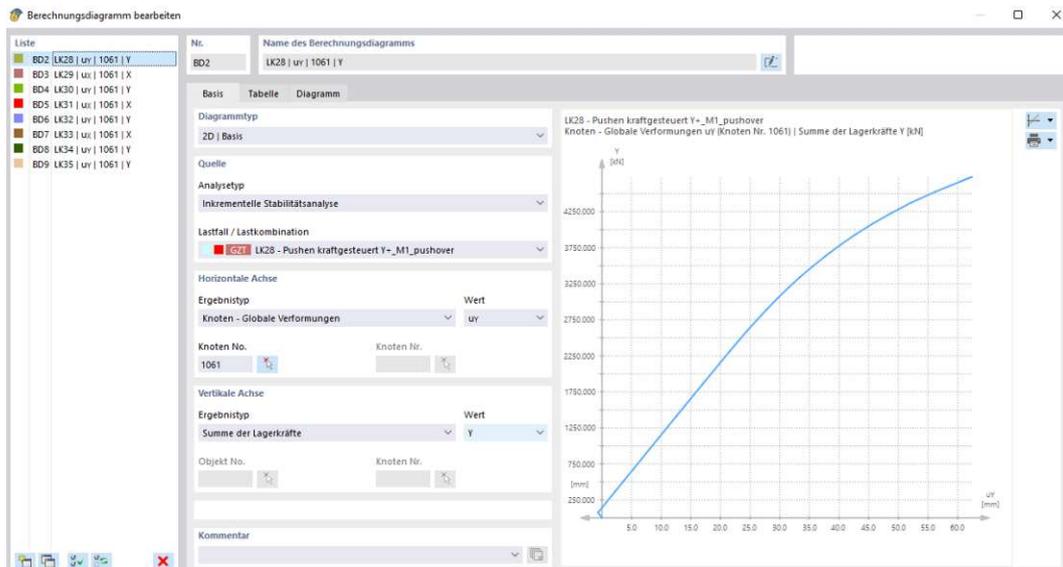


Abb. 8.27: Berechnungsdiagramm für 3D-Modell in Richtung Y+ M1

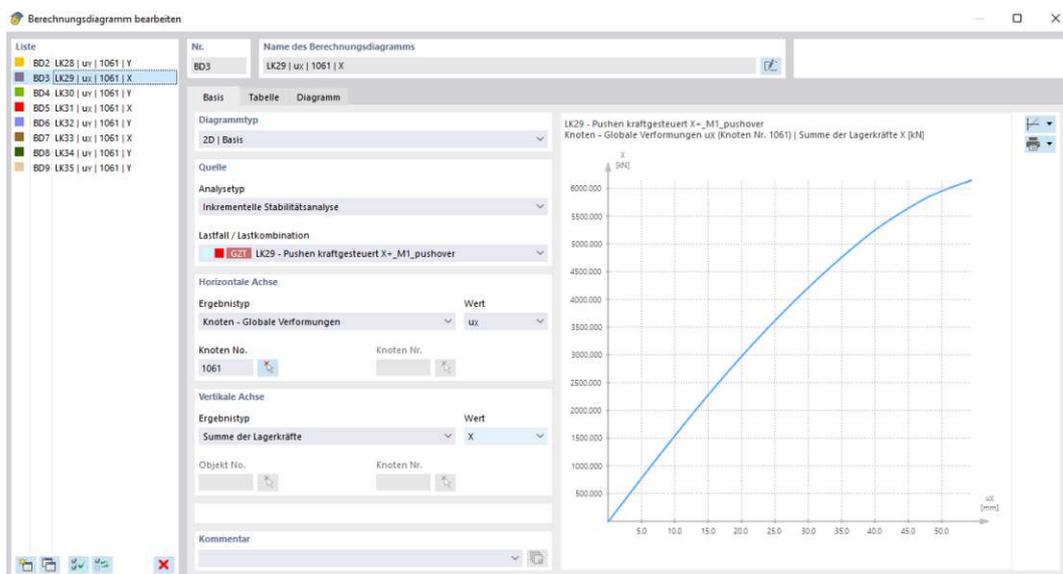


Abb. 8.28: Berechnungsdiagramm für 3D-Modell in Richtung X+ M1

Das Ergebnis des Berechnungsdiagrammes liefert die Daten für einen MMS. Diese Daten muss man mit dem zuvor ermittelten Umrechnungsfaktor  $\Gamma$  zu einem EMS umrechnen und die vorgestellten Berechnungsschritte anwenden, um den Erdbebenerfüllungsfaktor zu erhalten. Der Vorgang für die Ermittlung des Umrechnungsfaktors ist für die numerische und die analytische Methode der Gleiche. Es wird wie bereits bei den oben durchgeführten Berechnungen angenommen, dass das Gebäude noch so viele Reserven hat, sodass eine Verlängerung der Kapazitätskurve auf 80% der maximalen Last möglich ist. Dies ermöglicht einen Vergleich mit der in der Norm beschriebenen N2-Methode. In dieser Abschlussarbeit wird der getroffene Ansatz aus Gründen der Anschaulichkeit und Gegenüberstellung als zweckdienlich angesehen.

In den nachfolgenden Abbildungen sind die acht Ergebnisse in einem Kapazitätskurvendiagramm und in einer Ergebnisliste zusammengefasst.

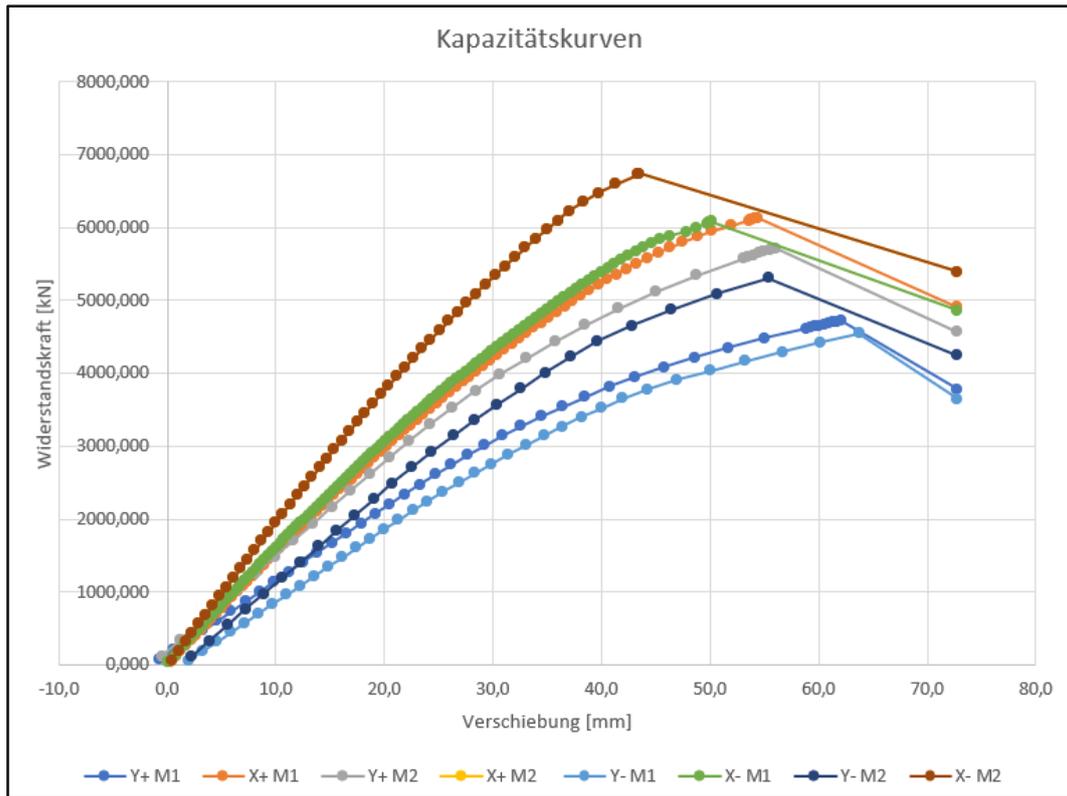


Abb. 8.29: Kapazitätskurven 3D-RFEM-Berechnung

In Abb. 8.30 sind die Ergebnisse abgebildet.

MODE	$d_y$ [mm]	$F_y$ [kN]	$k_{eff}$ [kN/mm]	$m^*$ [kN]	$\omega$ [rad/sec]	$f$ [Hz]	$T$ [s]	$a_g$ [m/s <sup>2</sup> ]	$S_e(T)^*$ [m/s <sup>2</sup> ]	$d_t^*$ [mm]	$dt$ [mm]	$du_{ist}$ [mm]	$du_{soll}$ [mm]	$\alpha$ [-]
Y+ M1	18,08	3170,23	175317	8379,00	4,57	0,73	1,37	0,80	0,87	41,75	62,21	93,32	72,80	0,78
X+ M1	16,19	4118,02	254387	8379,00	5,51	0,88	1,14	0,80	1,05	34,66	51,65	77,47	72,80	0,94
Y+ M2	23,91	5713,76	238995	8379,00	5,34	0,85	1,18	0,80	1,02	35,76	35,76	53,64	72,80	1,36
X+ M2	17,75	6740,74	379841	8379,00	6,73	1,07	0,93	0,80	1,29	28,37	28,37	42,55	72,80	1,71
Y- M1	21,58	3055,74	141577	8379,00	4,11	0,65	1,53	0,80	0,79	46,46	69,23	103,84	72,80	0,70
X- M1	14,97	3840,10	256587	8379,00	5,53	0,88	1,14	0,80	1,06	34,51	51,42	77,14	72,80	0,94
Y- M2	27,12	5307,68	195711	8379,00	4,83	0,77	1,30	0,80	0,92	39,52	39,52	59,28	72,80	1,23
Y- M2	17,75	6740,74	379841	8379,00	6,73	1,07	0,93	0,80	1,29	28,37	28,37	42,55	72,80	1,71

Abb. 8.30: Erdbebenerfüllungsfaktoren für acht Berechnungen des 3D-Systems

Der maßgebende Erdbebenerfüllungsfaktor beträgt 0,70.

## 9 Vergleich der Ergebnisse

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der analytischen und der numerischen Methoden dargestellt. Zuerst werden die Ergebnisse des Sub-Modells verglichen und etwaige Abweichungen begründet. Anschließend werden die RFEM-Berechnungen verglichen und überprüft, ob die am Anfang aufgestellte Hypothese, dass man die Ergebnisse der 2D Berechnungen auf die 3D Berechnungen überführen kann, stimmt. Hierbei wird angenommen, dass man durch etwaige 3D-Effekte einen deutlich höheren Widerstand und dadurch einen größeren Erdbebenerfüllungsfaktor als bei der 2D-Berechnung erhält.

Ein sehr wichtiges Detail bei der Berechnung ist, dass die bilineare Last-Verformungskurve, auch Kapazitätskurve der N2-Methode genannt, nur bis zu 80% der maximal aufnehmbaren Last linear ansteigt, wobei die Kapazitätskurve aus RFEM bis zum Erreichen des Peaks errechnet wird. Die Berechnungsdiagramme zeigen die Kapazitätskurve nur bis zum Erreichen des maximalen Widerstands (als  $F_{100\%}$  in Abbildung 9.1). Dies ist der kraftgesteuerten Push-Methode geschuldet. Mit Erreichen von  $F_{100\%}$  (oder  $F_{max}$ ) ist die Berechnung beendet. Es könnte der Fall sein, dass dadurch die lt. Norm angenommen Verformungsgrenzen nicht erreicht werden. Um trotzdem einen Vergleich zu der Norm zu schaffen, wird die Kapazitätskurve auf die Grenzverformung mit abgeschwächter Kraft weitergeführt. Auch bei der 3D-Berechnung wird dies angewendet, um die Grenzverformung einzuhalten und somit den Schlussteil der analytischen Berechnung anwenden zu können und einen Vergleich mit der N2-Methode durchführen zu können. Diese Annahme ist jedoch nur möglich, da sich die zwei Kapazitätskurven sehr ähneln. Würde dies nicht der Fall sein, darf diese Annahme auf keinen Fall getroffen werden, da sonst schlichtweg falsche Ergebnisse zustande kommen. In Abb. 9.1 ist dieser Sachverhalt dargestellt.

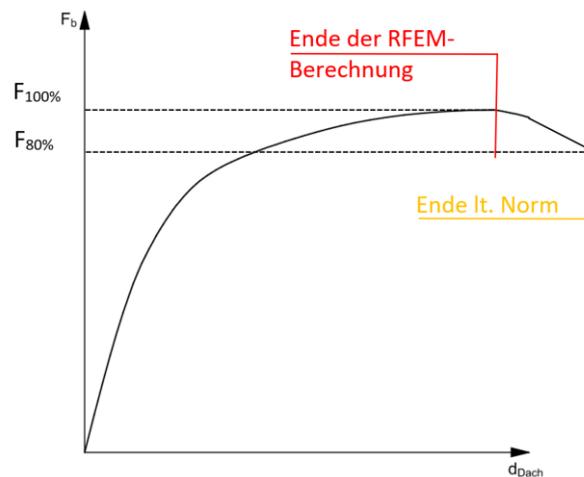


Abb. 9.1: Vergleich analytische und numerische Kapazitätskurvenberechnung

### 9.1 Vergleich Giebelwand 2D analytisch vs. numerisch

Die Ergebnisse der zuvor unterschiedlich berechnete Giebelwand wird nachfolgend mit den wichtigsten Werten verglichen. In Abb. 9.2 und Abb. 9.3 ist der Vergleich der 6-geschoßigen Giebelwand dargestellt. Die Kapazitätskurven stimmen überein. Das berechnete Gebäude in RFEM ist nicht so steif wie die Normberechnung. Jedoch erreicht man mit RFEM eine höhere Widerstandskraft. Mit der RFEM-Berechnung erhält man einen minimal besseren Erdbebenerfüllungsfaktor als mit der N2-Methode.

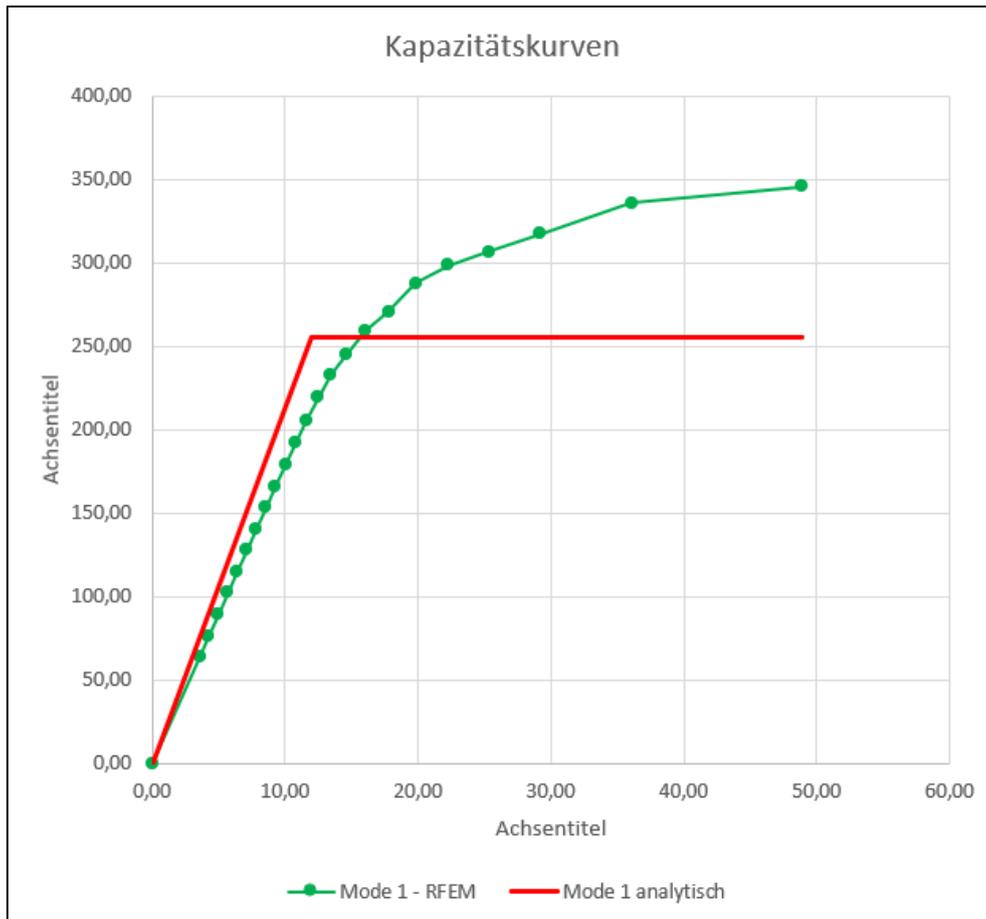


Abb. 9.2: Vergleich analytische und numerische Kapazitätskurve

Ergebnisse	$d_v^*$ [mm]	$F_v^*$ [kN]	$k_{eff}$ [kN/mm]	$m^*$ [kN]	$\omega$ [rad/sec]	$f$ [Hz]	$T$ [s]	$Se(T)^*$ [m/s <sup>2</sup> ]	$d_t^*$ [mm]	$d_t$ [mm]	$d_{u,ist}$ [mm]	$d_{u,soll}$ [mm]	$\alpha$ [-]
RFEM	23,42	345,74	14760,461	2793,00	2,299	0,37	2,733	0,32	60,79	90,58	135,87	72,80	0,54
analytisch	17,87	255,60	21739,300	2793,00	2,513	0,40	2,276	0,47	61,67	91,89	137,84	72,80	0,53

Abb. 9.3: Vergleich analytische und numerische Giebelwandberechnung

Die Abweichungen der Ergebnisse sind schwindend gering. Der wichtigste Unterschied ist, dass die Wand in RFEM eine höhere Widerstandskraft hat, jedoch ist die Anfangstangente flacher als jene der analytischen Berechnung. Trotz der Unterschiede korreliert der Schlussteil im gewählten Fallbeispiel stark miteinander.

## 9.2 Vergleich 3D-Modell vs. Sub-Modelle

Die Ergebnisse zwischen dem 6-stöckigem Sub-Modell und dem 3D-Modell werden nachfolgend aufgelistet. Zur Berechnung wurden dieselben Materialkennwerte herangezogen.

Durch die 3D-Modellierung findet eine gute Umlagerung der auftretenden Lasten statt. Anstatt nur die Giebelwand zu belasten, werden die umliegenden Flansche mitaktiviert und tragen zur Lastabtragung bei. In Abb. 9.4 sind die Verschiebungen abgebildet. Die 3D-Berechnung weist eine geringere Verschiebung auf als die 2D-Berechnung. Da die Kräfte bei der 3D-Berechnung auf die umliegenden Wände umgeleitet werden, versagen diese vorzeitig. Dadurch kann das ganze System als steifer angesehen werden und hat somit einen größeren Widerstand gegen horizontale Kräfte.

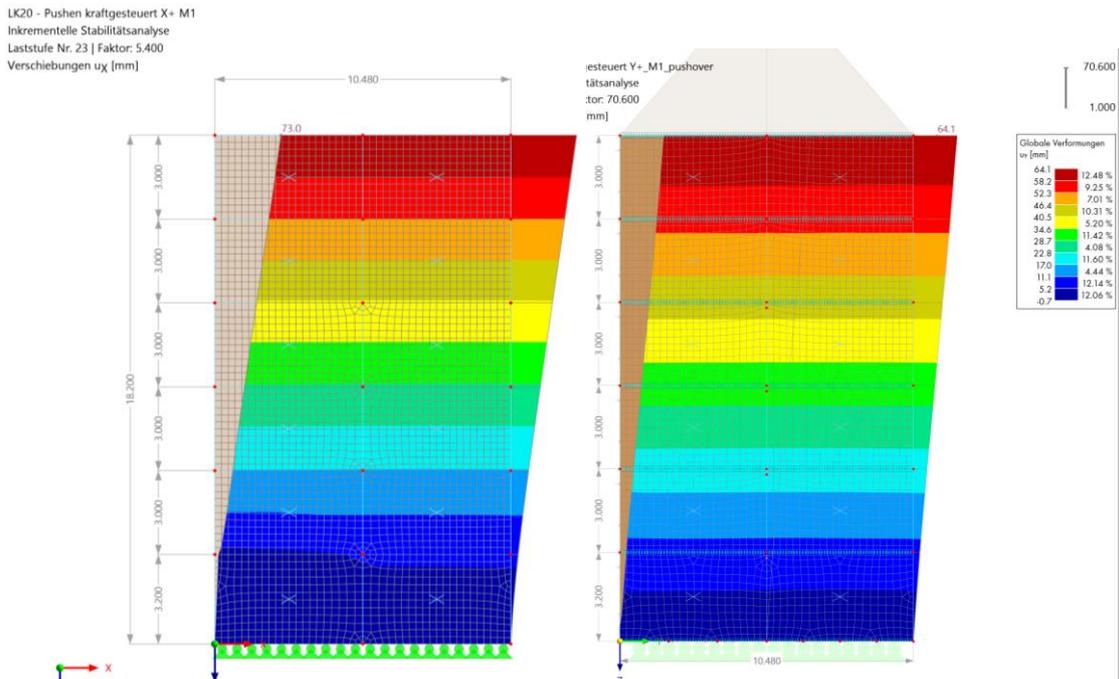


Abb. 9.4: Vergleich Verschiebung 2D vs. 3D

In Abb. 9.5 sind die Spannungen dargestellt. Hierbei ist zu erkennen, dass die Spannungskonzentration am Fußpunkt bei der 3D-Berechnung geringer ist. Gründe dafür sind der anschließend modellierte Flansch sowie die aktivierten Lastumlagerungen. Hier können sich die Lasten verteilen und somit treten geringere Spannungskonzentrationen auf.

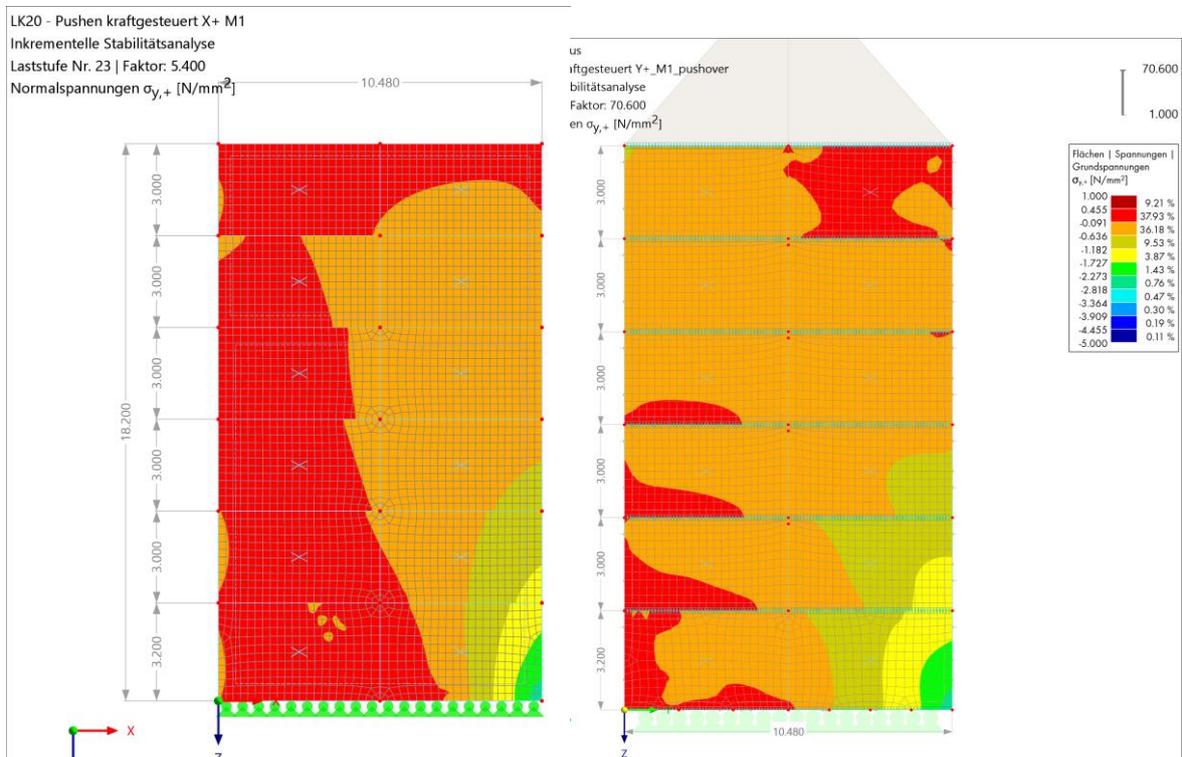


Abb. 9.5: Vergleich der Spannungen 2D vs. 3D

In den Abb. 9.6 und Abb. 9.7 sind die Nichtlinearitäten dargestellt. Bei der 2D-Berechnung treten weniger nichtlineare Flächen auf als bei der 3D-Berechnung. Hier tritt der 3D-Effekt ein. Diese Umlagerungen sind in den 3D-Ansichten sehr gut dargestellt. In Abb. 9.7 ist das Gebäude von allen Seiten dargestellt. Das rechte Bild ist um 180° gedreht.

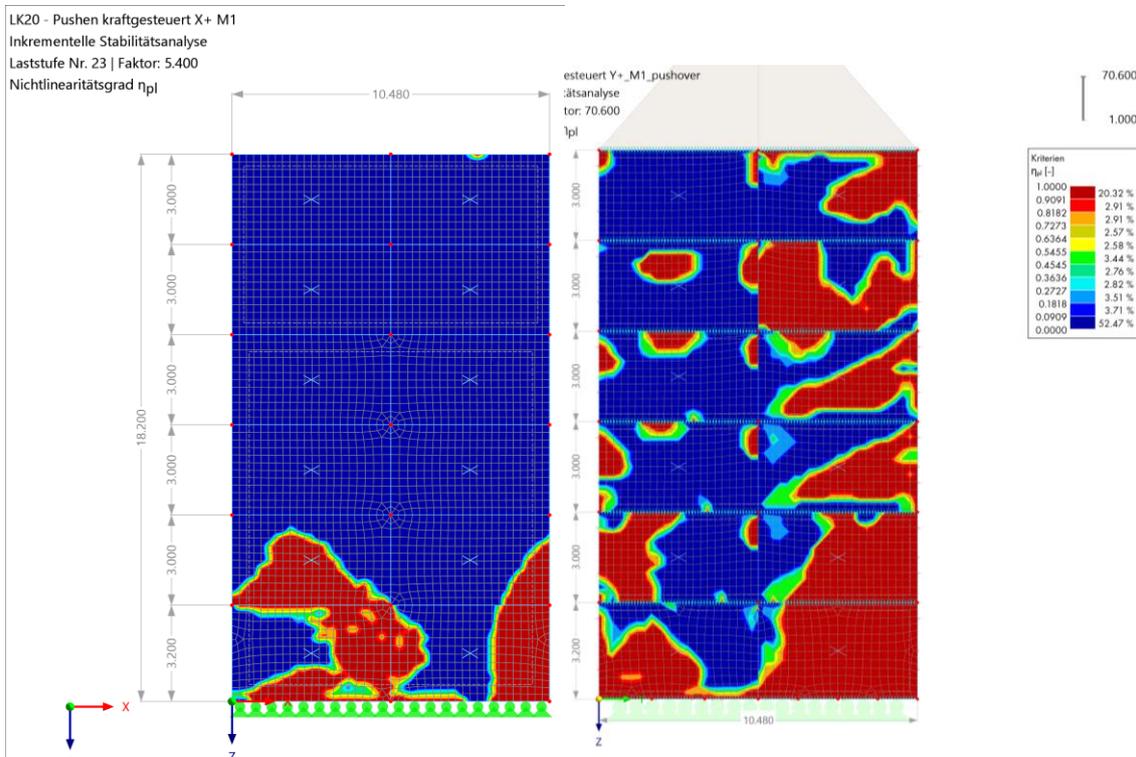


Abb. 9.6: Vergleich der Nichtlinearität 2D vs. 3D

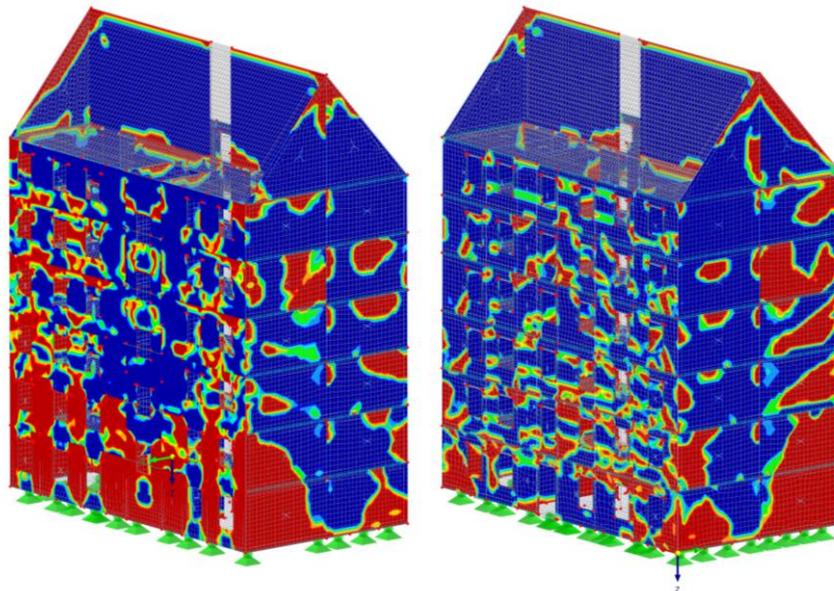


Abb. 9.7: Nichtlinearitätsgrad Laststufe 18 Y+ M1

Der Erdbebenerefüllungsfaktor der 2D-Modellierung beträgt 0,54 und jener der 3D-Modellierung 0,70. Vergleicht man den Erdbebenerefüllungsfaktor der 2D-Modellierung mit der 3D-Modellierung des gesamten Gebäudes, erhält man einen Faktor von 30%. Der Umlagerungseffekt durch die 3D-Modellierung ist somit durchaus vorhanden.

## 10 Schlussfolgerung und Ausblick

Das Ziel dieser Arbeit war es einerseits, potenzielle Unterschiede, Vorteile und Nachteile von analytischen Berechnungen zu den immer häufiger auftretenden numerischen Berechnungsmethoden zu ermitteln und darzustellen. Darüber hinaus sollte untersucht werden, ob der Gesamtwiderstand eines Gebäudes abgeschätzt werden kann, indem eine repräsentative Wand ausgewählt und mit einer repräsentativen modalen Masse berechnet wird. Es wurde angenommen, dass jede dieser repräsentativen Wände denselben Widerstand aufweist und genau mit dem gleichen Teil der modalen Masse belastet wird. Es müsste noch der Widerstand für die Wände des Treppenhauses und die Mittelwand nachgewiesen werden. Der Ablauf der N2-Methode sowie wichtige Schritte für die Modellierung der 3D-Berechnung wurden erläutert und mit Beispielen untermauert. Ein großer Vorteil der numerischen Ergebnisse ist die Vielzahl an Darstellungsmöglichkeiten. Je mehr Fakten über den Verlauf der Spannungen zur Verfügung stehen, desto gezielter und effektiver können etwaige Verstärkungsmaßnahmen oder Umbaumaßnahmen getroffen werden. Ein weiterer Pluspunkt der numerischen Methoden sind zumeist realitätsnähere Ergebnisse, vor allem, wenn die 3D-Umlagerungseffekte miteinbezogen werden. Die Kombination dieser Vorteile kann zu einer ressourcenschonenden Ertüchtigung vor allem von Bestandsbauten führen.

Für die Erfüllung der ersten Fragestellung wurde die Giebelwand des herangezogenen Gebäudes mit der N2-Methode und mit einem Sub-Modell in RFEM 6 berechnet. Dabei wurden dieselben Materialparameter verwendet und für die Berechnung herangezogen. Die Kapazitätskurve der RFEM-Berechnung wurde anschließend in den Schlussteil der numerischen Berechnung integriert. Prinzipiell stimmen die Ergebnisse sehr gut überein und es konnten keine signifikanten Unterschiede erkannt werden. Der bedeutendste Unterschied bei den zwei Berechnungsverfahren ist, dass die bilineare Kapazitätskurve der N2-Methode nur bis zu 80% der maximal aufnehmbaren Last linear ansteigt und danach horizontal bis zur Grenzverformung verläuft, wobei die Kapazitätskurve aus RFEM bis zum Erreichen der maximal aufnehmbaren Horizontalkraft berechnet wird. Es kann vorkommen, dass die in der N2-Methode angenommene Grenzverformung in der RFEM-Berechnung nicht erreicht wird. Da sich die zwei Kapazitätskurven sehr ähnelten, wurde in dieser Arbeit die Verformung manuell auf die maximale Grenzverformung gemäß EC 8 erweitert, um einen Vergleich zu ermöglichen. Diese Vorgangsweise ist in der Praxis jedoch nicht zu empfehlen.

Um die zweite Fragestellung zu beantworten, ob ein Widerstand nur mit der Berechnung einer einzigen repräsentativen Wand abgeschätzt werden kann, wurden Submodelle eines Gebäudes erstellt. Die verwendeten Außenwände sind 90 Grad versetzt und können somit alle auftretenden horizontale Lasten aufnehmen. Die Ergebnisse wurden schrittweise dargestellt und anschließend mit der 3D-Berechnung des Gebäudes verglichen. Der Vorteil einer 3D-Berechnung ist der Umlagerungseffekt. Dies bedeutet, wenn sich ein Element zu stark verschiebt oder versagen würde, wird stattdessen das benachbarte Element belastet. Dieser Effekt funktioniert bei der 2D-Berechnung nur begrenzt, da nur eine ebene Fläche zur Verfügung steht. Der Faktor dieser Umlagerung beträgt in dieser Arbeit ungefähr 30%. Das bedeutet, dass der Erdbebenerfüllungsfaktor bei der 3D-Berechnung im Schnitt um 30% höher ist, wodurch ein rechnerisch höherer Widerstand gegen Erdbeben erzielt werden kann. In Abhängigkeit von der Geometrie und Regelmäßigkeit des Gebäudes kann dieser Faktor stark variieren.

Weitere Studien zur Erdbebenkapazität von Nachkriegsbauten sowie der Anwendung von RFEM 6 wären empfehlenswert.

Der EC 8 ist momentan in Überarbeitung und wird in absehbarer Zeit veröffentlicht. Infolgedessen wird sich voraussichtlich die Berechnung des Erdbebenerfüllungsfaktors geringfügig ändern. Die größten Änderungen werden den Schlussteil und vor allem die Bilinearisierung der Kapazitätskurve betreffen.

## 11 Literatur

- [1] „Gebäudebestand - STATISTIK AUSTRIA - Die Informationsmanager“. Zugegriffen: 27. März 2023. [Online]. Verfügbar unter: <https://www.statistik.at/statistiken/bevoelkerung-und-soziales/wohnen/gebaeudebestand>
- [2] „ANNO, Allgemeine Bauzeitung: Fachblatt für die gesamte Bauwirtschaft, 1950-09-06, Seite 6“. Zugegriffen: 29. März 2023. [Online]. Verfügbar unter: <https://anno.onb.ac.at/cgi-content/anno?aid=alg&datum=19500906&seite=6&zoom=14>
- [3] „ANNO, Allgemeine Bauzeitung: Fachblatt für die gesamte Bauwirtschaft, 1948-03-24, Seite 2“. Zugegriffen: 27. März 2023. [Online]. Verfügbar unter: <https://anno.onb.ac.at/cgi-content/anno?aid=alg&datum=19480324&seite=2&zoom=19>
- [4] „ANNO, Allgemeine Bauzeitung: Fachblatt für die gesamte Bauwirtschaft, 1950-07-26, Seite 3“. Zugegriffen: 27. März 2023. [Online]. Verfügbar unter: <https://anno.onb.ac.at/cgi-content/anno?aid=alg&datum=19500726&seite=3&zoom=19>
- [5] „ANNO, Allgemeine Bauzeitung: Fachblatt für die gesamte Bauwirtschaft, 1950-09-06, Seite 6“. Zugegriffen: 27. März 2023. [Online]. Verfügbar unter: <https://anno.onb.ac.at/cgi-content/anno?aid=alg&datum=19500906&seite=6&zoom=19>
- [6] „ANNO, Allgemeine Bauzeitung: Fachblatt für die gesamte Bauwirtschaft, 1946-08-21, Seite 12“. Zugegriffen: 29. März 2023. [Online]. Verfügbar unter: <https://anno.onb.ac.at/cgi-content/anno?aid=alg&datum=19460821&seite=12&zoom=23>
- [7] „ANNO, Allgemeine Bauzeitung: Fachblatt für die gesamte Bauwirtschaft, 1949-03-30, Seite 5“. Zugegriffen: 29. März 2023. [Online]. Verfügbar unter: <https://anno.onb.ac.at/cgi-content/anno?aid=alg&datum=19490330&seite=5&zoom=33>
- [8] „ANNO, Allgemeine Bauzeitung: Fachblatt für die gesamte Bauwirtschaft, 1950-10-11, Seite 3“. Zugegriffen: 29. März 2023. [Online]. Verfügbar unter: <https://anno.onb.ac.at/cgi-content/anno?aid=alg&datum=19501011&seite=3&zoom=33>
- [9] „ÖNB-ANNO - Der Aufbau“. Zugegriffen: 29. März 2023. [Online]. Verfügbar unter: <https://anno.onb.ac.at/cgi-content/anno-plus?aid=auf&datum=1951&page=527&qid=TRCAS7L9C1P1MRFALHR4JP0I3X0LPT&size=45>
- [10] A. Kolbitsch, *Erhaltung und Erneuerung von Hochbauten*. Vienna: TU Wien, 2019.
- [11] „ÖNB-ANNO - Der Aufbau“. Zugegriffen: 29. März 2023. [Online]. Verfügbar unter: <https://anno.onb.ac.at/cgi-content/anno-plus?aid=auf&datum=1946&page=106&qid=BCZ48ZA7UTSUQ3JJ7Z5AQDF0W1ZNO0&size=45>
- [12] G. Pirhofer, *Pläne für Wien. Theorie und Praxis der Wiener Stadtplanung von 1945 bis 2005*. Vienna, 2007.
- [13] J. Kritsch, „Neue Baumaterialien.“, *Amtsblatt der Stadt Wien*. Vienna, Mai 1945.
- [14] „ÖNB-ANNO - Der Aufbau“. Zugegriffen: 13. Juni 2023. [Online]. Verfügbar unter: <https://anno.onb.ac.at/cgi-content/anno-plus?aid=auf&datum=19470059&page=379&size=45>
- [15] L. Neumann, *Das Wohnungswesen in Österreich*. Wien: im Auftrag der Stadt Wien von der „Gewista“ Gemeinde Wien, 1929.

- [16] K. Meskouris, K.-G. Hinzen, C. Butenweg, und M. Mistler, *Bauwerke und Erdbeben Grundlagen - Anwendung - Beispiele*, 3. Auflage. Vienna: Springer, 2011.
- [17] „Erdbeben — ZAMG“. Zugegriffen: 24. Mai 2023. [Online]. Verfügbar unter: <https://www.zamg.ac.at/cms/de/geophysik/lexikon/erdbeben>
- [18] R. Heuer, „Erdbeben Teil 1 - Grundlagen des EC - Teil 1“, Vienna, 2023.
- [19] H. Bachmann, *Erdbebensicherung von Bauwerken*, 2. Auflage. Vienna: Springer, 2002.
- [20] „Eigenform | Dlubal Software“. Zugegriffen: 24. Mai 2023. [Online]. Verfügbar unter: <https://www.dlubal.com/de/loesungen/online-dienste/glossar/000069>
- [21] ÖNORM EN 1998-1, „Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben“, Juni 2013.
- [22] ÖNORM EN 1998-3, „Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben“, Feb. 2013.
- [23] ÖNORM B 1998-1, „Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben“, Juli 2017.
- [24] ÖNORM B 1998-3, „Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben“, Okt. 2018.
- [25] „9\_nur\_wien\_kl\_neu.png (PNG-Grafik, 1024 × 721 Pixel)“. Zugegriffen: 24. Mai 2023. [Online]. Verfügbar unter: <https://www.zamg.ac.at/cms/de/images/geophysik/erdbeben/erdbebengefaehrdung-zonen-wien>
- [26] „3Muri-Erdbebensoftware für Mauerwerksbauten“. Zugegriffen: 2. August 2023. [Online]. Verfügbar unter: <https://www.technosoft.de/rechensoftware/produkte/3muri>
- [27] „Cubus AG · MURUS · MURUS-P(ushover)“. Zugegriffen: 2. August 2023. [Online]. Verfügbar unter: [https://www.cubus-software.com/Guests/Produkte/Murus/Pushover/d\\_main.html](https://www.cubus-software.com/Guests/Produkte/Murus/Pushover/d_main.html)
- [28] R. Schlegel, „Numerische Berechnung von Mauerwerkstrukturen in homogenen und diskreten Modellierungsstrategien“, Weimar, 2004.
- [29] W. Jäger, T. Vassilev, und T. Pflücke, „Ein neues Materialgesetz zur wirklichkeitsnahen Beschreibung des Baustoffverhaltens von Mauerwerk“, *Mauerwerk*, Bd. 8, Nr. 4, S. 159–165, Aug. 2004, doi: 10.1002/DAMA.200490058.
- [30] „Bemessung von Mauerwerk mittels Finite-Elemente-Methode in RFEM 6 | März 2022 - YouTube“. Zugegriffen: 22. Mai 2023. [Online]. Verfügbar unter: <https://www.youtube.com/watch?v=RGfW38maNzY&t=7s>
- [31] „Bemessung von Mauerwerk mittels Finite-Elemente-Methode in RFEM 6 - YouTube“. Zugegriffen: 22. Mai 2023. [Online]. Verfügbar unter: <https://www.youtube.com/watch?v=748M9wArjQo>
- [32] „KB 001793 | Modalanalyse in RFEM 6 am Praxisbeispiel - YouTube“. Zugegriffen: 22. Mai 2023. [Online]. Verfügbar unter: <https://www.youtube.com/watch?v=J0bzirhhdHM>
- [33] „Kammer der Architekten und Ingenieurkonsulenten für Wien, Niederösterreich und Burgenland: ÖNORM B 1998-3 / Erläuterungen 2013 und ONR 24009 2014“. Zugegriffen: 4. September 2023. [Online]. Verfügbar unter: [https://wien.arching.at/service/downloadcenter/oenorm\\_b\\_1998\\_3\\_erlaeuterungen\\_2013\\_und\\_onr\\_24009\\_2014.html](https://wien.arching.at/service/downloadcenter/oenorm_b_1998_3_erlaeuterungen_2013_und_onr_24009_2014.html)
- [34] A. Karic, „Gründerzeitliche Mauerwerksbauten unter Erdbeben – Dynamisches Tragverhalten, seismische Vulnerabilität und Bemessungsstrategien“. Jänner 2023.

- [35] V. Hammerschmidt, „Evaluierung der Tragfähigkeit von Mauerwerk aus Ziegelsplittbeton-Hohlblocksteinen der Nachkriegszeit (1945–1965) in Wien“. Vienna, März 2023.
- [36] „Modale Masse | Dlubal Software“. Zugegriffen: 9. Juli 2023. [Online]. Verfügbar unter: <https://www.dlubal.com/de/loesungen/online-dienste/glossar/000188>

## Abbildungsverzeichnis

Abb. 1.1: 1. Obergeschoß des herangezogenen Gebäudes .....	3
Abb. 1.2: 4. Obergeschoß des herangezogenen Gebäudes .....	4
Abb. 1.3: Schnitt des herangezogenen Gebäudes.....	4
Abb. 2.1: Beispiel einer Werbung für Hohlblocksteine im Jahr 1950 [2] .....	5
Abb. 2.2: Beispiel für einen Zusatzstoff, der Beton schneller abbinden lässt [6] .....	6
Abb. 2.3: Erzeugung des Vibrosteines [14].....	9
Abb. 2.4: Mauerwerk im Siedlerverband [9].....	10
Abb. 3.1: Abbildung eines EMS [18] .....	13
Abb. 3.2: Überführung eines MMS in einen EMS [18] .....	14
Abb. 3.3: Zonenkarte für Erdbebeneinwirkung in Wien [25] .....	15
Abb. 3.4: Form des elastischen Antwortspektrums [21].....	18
Abb. 4.1: Last-Verformungskurve [16] .....	21
Abb. 4.2: Kapazitätsspektrum-Methode: Überlagerung von Antwort- und Kapazitätsspektrum [16] .	22
Abb. 4.3: Ableitung der äquivalenten viskosen Dämpfung [16].....	23
Abb. 4.4: Flussdiagramm zur iterativen Bestimmung des Performance Points [16] .....	23
Abb. 4.5: Plastisches Materialverhalten bei FEM von Mauerwerk [29].....	27
Abb. 4.6: Hardening und Softening Effekt bei Mauerwerk [28].....	27
Abb. 4.7: Modellierungsstrategie bei Mauerwerk [28].....	28
Abb. 5.1: Massenverteilung eines Gebäudes für den Mehrmassenschwinger.....	30
Abb. 5.2: wirkliche Verformungsenergie.....	32
Abb. 5.3: Basisangaben konfigurieren.....	35
Abb. 5.4: Materialien definieren .....	35
Abb. 5.5: Dicke definieren .....	36
Abb. 5.6: Geometrie des RFEM-Modells .....	36
Abb. 5.7: unterschiedliche Wand-Decken-Knotenausbildungen .....	37
Abb. 5.8: Modellbildung des Knotens .....	38
Abb. 5.9: Modellbildung des Knotens .....	38
Abb. 5.10: Liniengelenk zwischen Innenwand und Außenwand.....	39
Abb. 5.11: Knoten im Schwerpunkt mit Auflager.....	39
Abb. 5.12: Modalanalyse Basis.....	41
Abb. 5.13: Modalanalyse-Einstellungen Basis.....	41
Abb. 5.14: Modalanalyse-Einstellungen .....	41
Abb. 5.15: Darstellung der 1. Eigenform .....	42
Abb. 5.16: Darstellung der 2. Eigenform .....	42
Abb. 5.17: lineare Verteilung der Laststeigerungslasten in X-Richtung .....	43
Abb. 5.18: lineare Verteilung der Laststeigerungslasten in Y-Richtung .....	43
Abb. 6.1: angewendete Materialparameter .....	48
Abb. 6.2: Ermittlung der Druckkraft $N_d$ .....	49
Abb. 6.3: Ermittlung der Kapazitätskurven .....	49
Abb. 6.4: graphische Darstellung der modalen Massen .....	50
Abb. 6.5: Ergebnisse des Widerstandes gegen Biegung und Längskraft.....	50
Abb. 6.6: Ergebnisse des Widerstandes gegen Schubbeanspruchung.....	50
Abb. 6.7: Transformation des MMS auf EMS.....	50
Abb. 6.8: Ermittlung der Gesamterdbebenkraft $F_b$ .....	51
Abb. 6.9: Bestimmung der Zielverschiebung am EMS .....	51
Abb. 6.10: Nachweis der Zielverschiebung am MMS.....	51
Abb. 7.1: Lasten Eigengewicht am Sub-Modell.....	56
Abb. 7.2: Lasten Aufbaulast am Sub-Modell.....	57
Abb. 7.3: Lasten Nutzlast am Sub-Modell .....	57
Abb. 7.4: Lasten Nutzlast am Sub-Modell .....	58
Abb. 7.5: Horizontalkräfte zum Pushen MODE 1 .....	59

Abb. 7.6: Modalanalyse 1. Eigenform .....	59
Abb. 7.7: Giebelwand ohne Flanschmodellierung; horizontale Kopfverschiebung Laststufe 1 $V_b=95\text{kN}$ .....	60
Abb. 7.8: Giebelwand ohne Flanschmodellierung; horizontale Kopfverschiebung Laststufe 2 $V_b=190\text{kN}$ .....	60
Abb. 7.9: Spannungen $\sigma_y$ mit Laststufe 2 $V_b=190\text{kN}$ .....	61
Abb. 7.10: Plastische Vergleichsdehnungen Laststufe 2 $V_b=190\text{kN}$ .....	61
Abb. 7.11: Nichtlinearitätsgrad Laststufe 2 $V_b=190\text{kN}$ .....	62
Abb. 7.12: Giebelwand ohne Flanschmodellierung; horizontale Kopfverschiebung Laststufe 5,4 $V_b=513\text{kN}$ .....	63
Abb. 7.13: Spannungen $\sigma_y$ mit Laststufe 5,4 $V_b=513\text{kN}$ .....	63
Abb. 7.14: Nichtlinearitätsgrad Laststufe 5,4 $V_b=513\text{kN}$ .....	64
Abb. 7.15: Plastische Vergleichsdehnungen Laststufe 5,4 $V_b=513\text{kN}$ .....	64
Abb. 7.16: Berechnungsdiagramm des 6-stöckigen Sub-Modells.....	65
Abb. 7.17: Vergleich bilinearisierte Kapazitätskurve und Kapazitätskurve auf RFEM .....	65
Abb. 7.18: Erdbebenerfüllungsfaktor des Sub-Modells mittels RFEM.....	66
Abb. 7.19: Horizontalkräfte zum Pushen MODE 1 .....	67
Abb. 7.20: Giebelwand ohne Flanschmodellierung; horizontale Kopfverschiebung Laststufe 1 $V_b=64\text{kN}$ .....	68
Abb. 7.21: Giebelwand ohne Flanschmodellierung; horizontale Kopfverschiebung Laststufe 2 $V_b=128\text{kN}$ .....	68
Abb. 7.22: Spannungen $\sigma_y$ mit Laststufe 2 $V_b=128\text{kN}$ .....	69
Abb. 7.23: Nichtlinearitätsgrad Laststufe 2 $V_b=128\text{kN}$ .....	69
Abb. 7.24: Giebelwand ohne Flanschmodellierung; horizontale Kopfverschiebung Laststufe 10,07 $V_b=645\text{kN}$ .....	70
Abb. 7.25: Spannungen $\sigma_y$ mit Laststufe 10,07 $V_b=645\text{kN}$ .....	70
Abb. 7.26: Nichtlinearitätsgrad Laststufe 10,07 $V_b=645\text{kN}$ .....	71
Abb. 7.27: Plastische Vergleichsdehnungen; Laststufe 10,07 $V_b=645\text{kN}$ .....	71
Abb. 7.28: Berechnungsdiagramm des 4-stöckigen Sub - Modells .....	72
Abb. 7.29: Vergleich bilinearisierte Kapazitätskurve und Kapazitätskurve auf RFEM .....	72
Abb. 7.30: Erdbebenerfüllungsfaktor des Sub-Modells mittels RFEM.....	72
Abb. 8.1: 3D-Modell in RFEM 6 .....	73
Abb. 8.2: Horizontalkräfte zum Pushen MODE 1 .....	76
Abb. 8.3: Horizontalkräfte zum Pushen MODE 2 .....	76
Abb. 8.4: Giebelwand - horizontale Kopfverschiebung Laststufe 1 .....	77
Abb. 8.5: Giebelwand - horizontale Kopfverschiebung Laststufe 9 .....	78
Abb. 8.6: Giebelwand - Spannungen $\sigma_y$ mit Laststufe 9 .....	78
Abb. 8.7: Giebelwand - plastische Dehnungen 9 .....	79
Abb. 8.8: Giebelwand - Nichtlinearitätsgrad $g$ Laststufe 9.....	79
Abb. 8.9: Giebelwand - horizontale Kopfverschiebung Laststufe 70,6 .....	80
Abb. 8.10: Giebelwand - Spannungen $\sigma_y$ mit Laststufe 70,6.....	81
Abb. 8.11: Giebelwand - plastische Dehnungen 70,6 .....	81
Abb. 8.12: Giebelwand - Nichtlinearitätsgrad Laststufe 70,6 .....	82
Abb. 8.13: Vergleichswand in Richtung X.....	83
Abb. 8.14: Vergleichswand in Richtung X - horizontale Kopfverschiebung Laststufe 1.....	84
Abb. 8.15: Vergleichswand in Richtung X - horizontale Kopfverschiebung Laststufe 5.....	84
Abb. 8.16: Vergleichswand in Richtung X - Spannungen $\sigma_y$ mit Laststufe 5.....	85
Abb. 8.17: Vergleichswand in Richtung X - Nichtlinearitätsgrad $g$ Laststufe 5 .....	85
Abb. 8.18: Vergleichswand in Richtung X - horizontale Kopfverschiebung Laststufe 88.....	86
Abb. 8.19: Vergleichswand in Richtung X - Spannungen $\sigma_y$ mit Laststufe 88.....	86
Abb. 8.20: Vergleichswand in Richtung X - Nichtlinearitätsgrad Laststufe 88 .....	87
Abb. 8.21: Nichtlinearitätsgrad Laststufe 5 Y+ M1 1. Ansicht.....	87
Abb. 8.22: Nichtlinearitätsgrad Laststufe 5 Y+ M1 2. Ansicht.....	88

Abb. 8.23: Nichtlinearitätsgrad Laststufe 18 Y+ M1 1. Ansicht.....	88
Abb. 8.24: Nichtlinearitätsgrad Laststufe 18 Y+ M1 2. Ansicht.....	89
Abb. 8.25: Nichtlinearitätsgrad Laststufe 5 X+ M1.....	89
Abb. 8.26: Nichtlinearitätsgrad Laststufe 42 X+ M1.....	90
Abb. 8.27: Berechnungsdiagramm für 3D-Modell in Richtung Y+ M1.....	91
Abb. 8.28: Berechnungsdiagramm für 3D-Modell in Richtung X+ M1.....	91
Abb. 8.29: Kapazitätskurven 3D-RFEM-Berechnung.....	92
Abb. 8.30: Erdbebenerfüllungsfaktoren für acht Berechnungen des 3D-Systems.....	92
Abb. 9.1: Vergleich analytische und numerische Kapazitätskurvenberechnung.....	93
Abb. 9.2: Vergleich analytische und numerische Kapazitätskurve.....	94
Abb. 9.3: Vergleich analytische und numerische Giebelwandberechnung.....	94
Abb. 9.4: Vergleich Verschiebung 2D vs. 3D.....	95
Abb. 9.5: Vergleich der Spannungen 2D vs. 3D.....	95
Abb. 9.6: Vergleich der Nichtlinearität 2D vs. 3D.....	96
Abb. 9.7: Nichtlinearitätsgrad Laststufe 18 Y+ M1.....	96

### Tabellenverzeichnis

Tab. 3.1: Baugrundklassen nach EC8 [21].....	16
Tab. 3.2: Bedeutungskategorien der Bauwerke [21].....	17
Tab. 4.1: Schadensfolgeklassen und der dazugehörige Erdbebenerfüllungsfaktor [22].....	24
Tab. 6.1: Zusammenfassung der vertikalen Lasten.....	47
Tab. 7.1: Materialkennwerte Mauerziegel d=38cm.....	55
Tab. 7.2: Materialkennwerte Vibrostein d=25cm.....	55
Tab. 8.1: Materialkennwerte Mauerziegel d=38cm.....	73
Tab. 8.2: Materialkennwerte Vibrostein d=25cm.....	74
Tab. 8.3: Materialkennwerte Beton B225.....	75