

DIPLOMARBEIT

Master Thesis

Bewertung des Verhaltens von Gründerzeithäusern bei Erdbeben

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades
eines Diplom-Ingenieurs

unter der Leitung von

Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Andreas Kolbitsch
und

Univ.Ass. Dipl.-Ing. Michael Höflinger

E206-4 Institut für Hochbau und Technologie
Forschungsbereich für Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen von

Hermann Höld BSc BSc

Auhofstraße 101-111/4/3
1130 Wien
0225995

Wien, im Jänner 2014

Kurzfassung

Gründerzeithäuser versagen bei Erdbeben früher als Bauwerke, die nach den aktuell gültigen Normen geplant und ausgeführt wurden. Für in einem Gründerzeithaus lebende Personen besteht somit ein höheres Risiko, bei einem Erdbeben ums Leben zu kommen. Dies hat für den Eigentümer des Gebäudes keine bautechnischen oder rechtlichen Konsequenzen, solange das Tragwerk unverändert bleibt. Bei Änderungen des Tragwerks müssen aber gewisse Anforderungen, die die ÖNORMen EN 1998-3:2013 und B 1998-3:2013 festlegen, eingehalten werden. So muss die Versagenswahrscheinlichkeit des Tragwerks bezüglich Erdbeben unterhalb gewisser Grenzwerte liegen. Nimmt weiters die Anzahl der im Gebäude lebenden Personen durch eine bauliche Änderung wie z.B. einem Dachgeschoßausbau zu, sind zusätzliche Anforderungen einzuhalten, die sich aus Betrachtungen des Personenrisikos vor und nach der baulichen Änderung ergeben. Zur Überprüfung der Anforderungen müssen Beanspruchungsgrößen des Tragwerks wie z.B. Schnittgrößen oder Verschiebungen berechnet werden. Dazu ist eine Abbildung des Gründerzeithauses auf ein Berechnungsmodell, eine Berechnungsmethode und eine mathematische Beschreibung des Erdbebens notwendig.

Einen wesentlichen Teil dieser Diplomarbeit macht die Analyse der derzeit geltenden Regelwerke und Normen betreffend Erdbeben und Gründerzeithäuser aus. Weiters wird eine mögliche Modellbildung von Gründerzeithäusern im Rahmen der Methode der Finiten Elemente diskutiert. Den Abschluss der Diplomarbeit bildet eine Beispielsberechnung.

Abstract

A lot of buildings in Vienna were built in the period between 1850 and 1914. This period is called „Gründerzeit“ and the buildings are called „Gründerzeithäuser“. These types of buildings have low resistance against seismic actions. Therefore the risk to die during an earthquake is higher for the people who are living in Gründerzeithäuser than for people who are living in new buildings. This fact causes no legal or constructional consequences for the owner of the building. But if there are changes in the structure of the building, the structure has to meet the requirements defined in the ÖNORMs EN 1998-3:2013 and B 1998-3:2013. For example it is not allowed that the failure probability of the structure during a seismic action exceeds a limit value. If the number of persons living in the building increases because of structural alternations, the structure has to meet further requirements based on the risks for the persons. To check the compliance with the requirements it is necessary to calculate some effects on the structure due to the seismic action. Therefore a model of the structure, an appropriate mathematical description of the earthquake and a method of analysis must be selected.

Within this thesis the legal and normative documents for assessing the performance of Gründerzeithäuser during earthquakes are analyzed. Furthermore a possible model of Gründerzeithäuser which is usable in the finite element method is discussed. The thesis is completed with an example.

Inhaltsverzeichnis

Kurzfassung	ii
Abstract	ii
Inhaltsverzeichnis	iii
1 Einführung in die Sicherheit und Zuverlässigkeit von Gebäuden	1
1.1 Was versteht man unter Sicherheit?.....	1
1.2 Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen	1
1.3 Das semiprobabilistische Sicherheitskonzept	5
2 Wahrscheinlichkeitstheoretische Grundlagen	7
2.1 Stetige Zufallsvariablen	7
2.1.1 Lage- und Streuungsparameter stetiger Zufallsvariablen	8
2.2 Normalverteilungen	8
3 Erdbeben	10
3.1 Europäische Makroseismische Skala 1998.....	11
3.2 Antwortspektren	13
4 Bestimmungen über die Zuverlässigkeit in den Richtlinien und Normen	15
4.1 Übersicht über die geltenden Gesetze, Richtlinien und Normen	15
4.2 Bestimmungen der OIB-Richtlinie 1	17
4.3 Bestimmungen der ÖNROM EN 1990:2013 und ÖNORM B 1990-1:2013	17
4.3.1 Festlegung der angemessenen Zuverlässigkeit	17
4.3.2 Sicherstellung der erforderlichen Zuverlässigkeit	18
4.3.3 Unterschiedliche Zuverlässigkeitsniveaus	19
4.4 Bestimmungen der ÖNORM EN 1998-1:2013 und ÖNORM B 1998-1:2013	20
4.5 Bestimmungen der ÖNROM EN 1998-3:2013 und ÖNORM B 1998-3:2013	22
4.5.1 Zusammenhang zwischen dem Erdbebenerfüllungsfaktor und der Versagenswahrscheinlichkeit	26
4.6 Bestimmungen der ONR 24009:2013.....	28
5 Baudynamische Grundlagen	29
5.1 Newtonsche Gesetze.....	29
5.2 Freiheitsgrade.....	29
5.3 Der Einmassenschwinger	30

5.3.1	Der Einmassenschwinger mit viskoser Dämpfung	32
5.4	Der Mehrmassenschwinger.....	33
5.5	Modale Analyse	34
5.6	Modales Antwortspektrumverfahren	37
5.6.1	Ersatzkräfte für eine in alle Richtungen wirkende Erdbebeneinwirkung.....	37
5.6.2	Überlagerung der modalen Ergebnisgrößen	38
5.6.3	Ersatzkräfte für eine in x-Richtung wirkende Erdbebeneinwirkung.....	39
6	Baukonstruktionen der Gründerzeit und deren Modelle	41
6.1	Wände	42
6.1.1	Scheibentragwirkung.....	43
6.1.2	Plattentragwirkung.....	47
6.1.3	Verbindung von Mauerwerkswänden.....	48
6.2	Decken.....	49
6.2.1	Plattentragwirkung der Tramdecke.....	51
6.2.2	Scheibentragwirkung der Tramdecke.....	54
6.2.3	Tragwirkung von Dippelbaumdecken.....	57
6.3	Verbindung von Wänden und Decken	57
6.4	Gesamtmodell für Gründerzeithäuser	60
6.5	Zusammenhang zwischen statischen Modellen und dynamischen Modellen.....	61
7	Bewertung des Verhaltens von Gründerzeithäusern bei Erdbeben mit der ÖNORM EN 1998-3:2013	62
7.1	Erdbebeneinwirkung	63
7.2	Modellierung des Gebäudes	63
7.3	Berechnungsmethoden	65
8	Beispielsberechnung	67
8.1	Modelle und Methoden	67
8.2	Materialparameter	69
8.2.1	Materialparameter des Materialmodells für Gründerzeit-Mauerwerk	69
8.2.2	Materialparameter des Materialmodells für Tramdecken.....	71
8.2.3	Materialparameter des Materialmodells für Dippelbaumdecken	72
8.3	Pläne.....	73
8.4	Dreidimensionales Modell	77
8.5	Modale Analyse	78

8.5.1	Vor dem Dachgeschoßausbau	78
8.5.2	Nach dem Dachgeschoßausbau	80
8.6	Schubnachweise	82
8.7	Biegenachweise der Zwischenwand 9.....	84
8.8	Biegenachweise der Wand 18	87
8.9	Anforderung durch Erhöhung der Personenanzahl	91
9	Resümee	93
10	Abbildungsverzeichnis	95
11	Tabellenverzeichnis.....	97
12	Literaturverzeichnis	98

1 Einführung in die Sicherheit und Zuverlässigkeit von Gebäuden

1.1 Was versteht man unter Sicherheit?

Um herauszufinden, was die Gesellschaft unter „Sicherheit“ versteht, hat der Autor einigen Personen folgende Frage gestellt:

„Was verstehst du unter Sicherheit?“

A: „Wenn ich weiß, es geht mir gut, und ich keine Angst im täglichen Leben haben muss.“

B: „Dass ich mich einfach wohlfühle, dass mir nichts passiert.“

C: „Die Sicherheit am Arbeitsplatz. Das man nicht verletzt wird.“

D: „Wenn mich die Polizei beschützt. Wenn ich sicher vor Einbrechern bin in meiner Wohnung.“

Man sieht, die meisten Personen verbinden mit dem Begriff Sicherheit, dass ihrem Körper kein Schaden zugefügt wird und sie keine Angst haben müssen. Es soll keine Gefahr für Leib und Leben vorhanden sein. Daraus folgend kann man Sicherheit als einen Zustand definieren, der frei von Gefahren ist (siehe z.B. [SCHNEIDER96] oder [BAU07]). Man erkennt anhand der Antworten der Personen auch, dass Sicherheit etwas sehr subjektives ist. Jeder Mensch legt für sich selbst fest, was „Sicherheit“ ist, wann er sich sicher fühlt bzw. wie sicher eine Situation oder eine Sache ist. Ein objektives Maß für Sicherheit gibt es somit nicht.

Weiters muss noch gesagt werden, dass es keine absolute Sicherheit gibt. Zum Beispiel kann keine der Anforderungen an Sicherheit der befragten Personen 100-prozentig erfüllt werden. Es gibt eben keine 100-prozentige Sicherheit, dass man sich wohlfühlt oder dass man nicht verletzt wird.

1.2 Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen

Um zu erfahren, was die Gesellschaft unter einem „sicheren Gebäude“ versteht, hat der Autor wieder einigen Personen folgende Frage gestellt:

„Wann ist für dich ein Gebäude sicher?“

A: „Wenn es eine ruhige Gegend ist, es keine Schießereien auf der Straße gibt.“

B: „Für mich ist ein Gebäude sicher, wenn keiner hereinkommt.“

C: „Wenn kein Schild davor steht betreten verboten. Wenn es nicht baufällig wirkt.“

D: „Wenn es nicht zusammenbricht.“

Die Antworten der Personen C und D zielen genau auf die Sicherheit ab, um die es in dieser Diplomarbeit geht. Nämlich die Sicherheit, dass ein Gebäude stehen bleibt.

Schon vor fast 4000 Jahren (18. Jhdt. vor Chr.) galten im Babylonischen Reich Regeln, die den Baumeister bestrafen, falls das errichtete Gebäude einstürzen sollte. Diese Regeln (und andere, nicht das Bauwesen betreffende) sind auf einer Stele (freistehender Pfeiler) in Keilschrift verewigt, dem sogenannten „Codex Hammurabi“.



Abbildung 1: Codex Hammurabi (aus [WIKI1])

Regeln im Codex Hammurabi
(siehe [KOLB07])

Wenn ein Baumeister ein Haus baut für einen Mann und macht seine Konstruktion nicht stark, so dass es einstürzt und verursacht den Tod des Bauherrn: dieser Baumeister soll getötet werden.

Wenn der Einsturz den Tod eines Sohnes des Bauherrn verursacht, so sollen sie einen Sohn des Baumeisters töten.

Wird beim Einsturz Eigentum zerstört, so stelle der Baumeister wieder her, was immer zerstört wurde; weil er das Haus nicht fest genug baute, baue er es auf eigene Kosten wieder auf.

Wenn ein Baumeister ein Haus baut und macht seine Konstruktion nicht stark genug, so dass eine Wand einstürzt, dann soll er sie auf eigene Kosten verstärkt wieder aufbauen.

Wie konnten die damaligen Baumeister sicherstellen, dass ein Gebäude nicht einstürzt? Damals und bis ins 19. und 20. Jahrhundert wurde nach dem „Trial and Error“-Prinzip gebaut. Man probierte einfach etwas aus, und schaute, ob es hält. Gewonnene Erfahrungen und Kenntnisse gab man an die nächste Generation weiter, die auf diesen Kenntnisstand aufbaute und die Konstruktionen verbesserte. Man sagt, dass Gebäude, die nach mündlich überlieferten Regeln, Erfahrungen und Kenntnissen gebaut wurden, nach *tradierten* Regeln gebaut wurden. Auch die Gründerzeithäuser wurden nach tradierten Regeln errichtet (siehe [KOLB89]).

Ab ca. 1850 im Zuge der Industrialisierung begann man ein und dasselbe Produkt in hohen Stückzahlen herzustellen. Besonders im Maschinenbau stellte sich dabei die Frage, wie zuverlässig so ein Massenprodukt sei. Die *Zuverlässigkeit* einer Sache (z.B. Produkt, Tragwerk) wird ganz allgemein definiert als die Fähigkeit der Sache, gewisse Anforderungen unter genau bestimmten Bedingungen während eines festgelegten Zeitraums zu erfüllen. Um diese Frage beantworten zu können, entwickelte man das *deterministische Sicherheitskonzept*. Bei diesem Sicherheitskonzept wurde der Mittelwert der Beanspruchbarkeit eines Bauteils, abgemindert durch einen willkürlich bestimmten Sicherheitsfaktor, mit der aus willkürlich festgelegten Einwirkungen abgeleiteten Beanspruchung verglichen (siehe Abbildung 2). Die Beanspruchbarkeit ergab sich aus den mittels Prüfungen festgestellten Materialkennwerten. Unter „willkürlich“ ist hier nicht zu verstehen, dass man irgendeinen Wert genommen hat.

Die Werte für die Einwirkungen basierten auf Messungen, Beobachtungen und weiters auf Erfahrungswerten. Der Sicherheitsfaktor wurde so gewählt, dass auf der Erfahrung basierend zuverlässige Produkte zu erwarten waren.

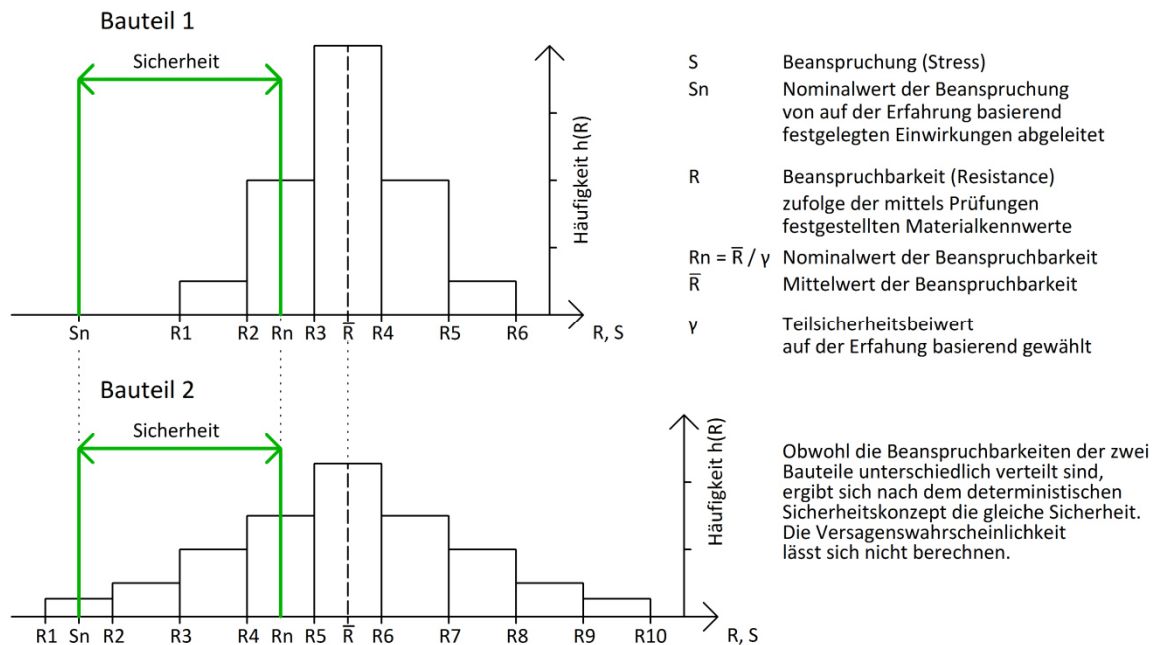


Abbildung 2: Deterministisches Sicherheitskonzept

Unter [KOLB07] wird die Vorgehensweise beim deterministischen Sicherheitskonzept folgendermaßen beschrieben:

- „ – *Statistische Auswertung der in international vereinheitlichten Prüfverfahren ermittelten Materialkennwerte.*
- *Deterministische Festlegung der Einwirkungen (vor allem der Nutzlasten).*
- *Deterministische Festlegung der der Widerstandsseite (=Beanspruchbarkeit der Konstruktionselemente) zugeordneten globalen Sicherheitsbeiwerte, die auf Grund von Erfahrungswerten zur Zuverlässigkeit (in Abhängigkeit von der Streuung der Prüfwerte der Baustoffeigenschaften und dem Grad der nutzungsbedingten Schwächung der Bauteile) festgelegt wurden.“*

Konkret wurde bei der Bemessung nachgewiesen, dass die vorhandenen Spannungen (aufgrund der Einwirkungen) kleiner als die zulässigen Spannungen (basierend auf den Materialkennwerten und dem Sicherheitsfaktor) sind.

$$\sigma_{\text{vorh}} \leq \sigma_{\text{zul}} \quad (1)$$

Man bezeichnet diese Bemessung auch als die „Bemessung nach zulässigen Spannungen“, siehe [KOLB07].

Das deterministische Sicherheitskonzept hat zwei entscheidende Nachteile. Erstens wird bei den Materialkennwerten der Mittelwert der Bemessung zugrundegelegt. Somit wird die Streuung der Werte nicht berücksichtigt. Materialien bzw. Bauteile, die bei mehreren Versuchen immer fast idente

Ergebnisse liefern, ergeben die gleiche Sicherheit wie Materialien bzw. Bauteile deren Versuchsergebnisse stark voneinander abweichen. Zweitens kann die Versagenswahrscheinlichkeit nicht bestimmt werden. Unter der *Versagenswahrscheinlichkeit* versteht man ganz allgemein die Wahrscheinlichkeit, dass ein System eine vorgegebene Anforderung innerhalb einer definierten Zeitspanne und weiteren definierten Bedingungen nicht erfüllt (Die Versagenswahrscheinlichkeit ist folglich das Pendant zur Zuverlässigkeit). Es kann also z.B. nicht berechnet werden, wie groß die Wahrscheinlichkeit ist, dass ein Gebäude in den nächsten 50 Jahren einstürzt, wenn es als Wohngebäude genutzt wird.

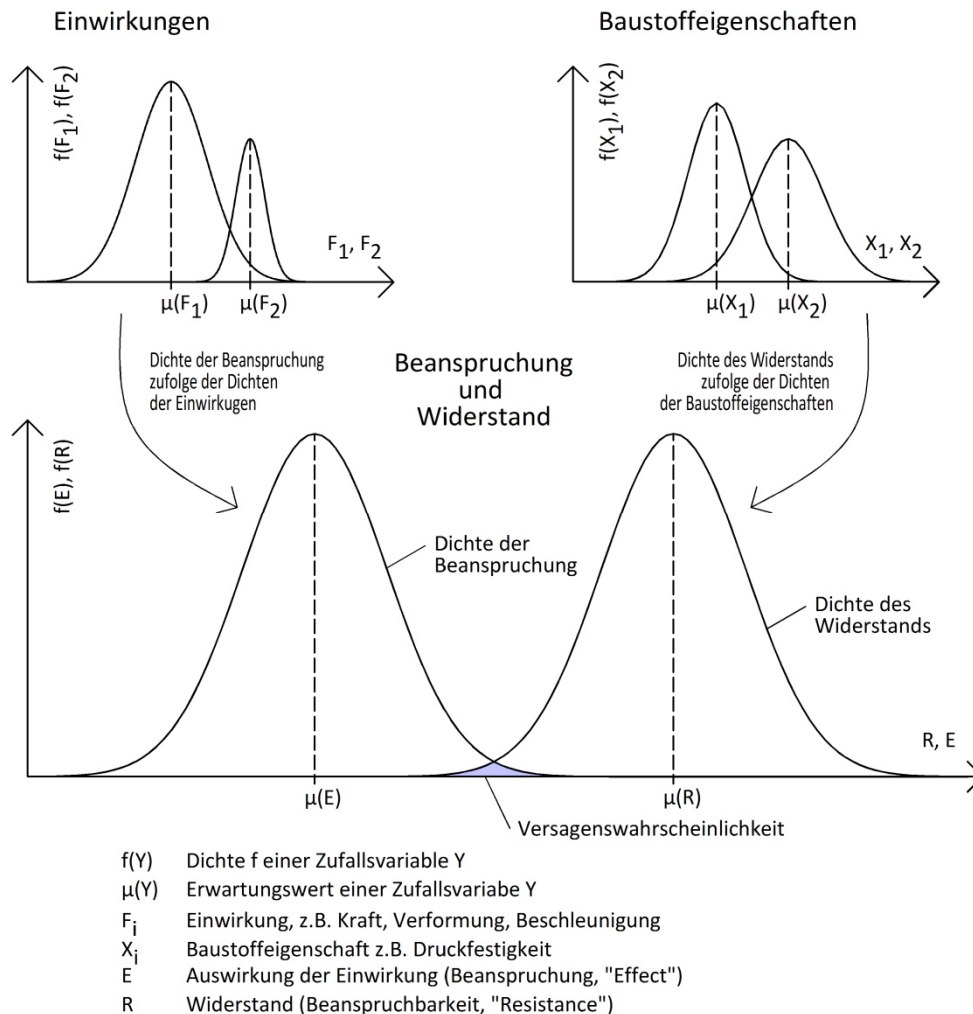


Abbildung 3: Probabilistisches Sicherheitskonzept

Aufgrund der Unzulänglichkeiten des deterministischen Sicherheitskonzepts begann man ab ca. 1950 vor allem wieder im Maschinenbau (siehe [KOLB07]) probabilistische Methoden anzuwenden, um die Zuverlässigkeit von Systemen zu bestimmen. Bei diesem *probabilistischen Sicherheitskonzept* (siehe Abbildung 3) werden die Einwirkungen (z.B. das Gewicht von Personen auf einer Decke, die Bodenbeschleunigung bei einem Erdbeben) und die Widerstandsgrößen (z.B. Baustoffeigenschaften bzw. Materialkennwerte wie die Druckfestigkeit eines Ziegels) mittels Zufallsvariablen (siehe Kapitel 2) beschrieben. Die Versagenswahrscheinlichkeit kann nun mittels probabilistischer Methoden berechnet werden.

1.3 Das semiprobabilistische Sicherheitskonzept

Das probabilistische Sicherheitskonzept ermöglicht es mit wahrscheinlichkeitstheoretischen Methoden sehr gut die Versagenswahrscheinlichkeit von Gebäuden abzuschätzen. Der Aufwand für diese Berechnungen ist aber hoch und weiters sind vertiefende Kenntnisse der Wahrscheinlichkeitsrechnung erforderlich. Der Berechnungsingenieur möchte jedoch rasch zu einem Ergebnis kommen, weshalb das *semiprobabilistische Sicherheitskonzept* (siehe Abbildung 4) entwickelt wurde. Beim semiprobabilistischen Sicherheitskonzept wird nicht mit Zufallsvariablen gerechnet sondern mit Lageparametern (siehe Kapitel 2.1.1) der Zufallsvariablen, den sogenannten charakteristischen Werten, und mit Teilsicherheitsbeiwerten, die ebenfalls von den Zufallsvariablen abgeleitet werden. Da die charakteristischen Werte und die Teilsicherheitsbeiwerte „ganz normale“ mathematische Variablen sind, müssen bei Rechenoperationen keine komplexen Berechnungen für eine gemeinsame Dichte oder einen gemeinsamen Erwartungswert durchgeführt werden, wie dies bei Zufallsvariablen erforderlich ist. Das ist der entscheidende Vorteil des semiprobabilistischen Sicherheitskonzepts gegenüber dem probabilistischen Sicherheitskonzept. Andererseits ermöglicht das probabilistische Sicherheitskonzept näher ans Limit zu gehen und die Bauteile optimal zu dimensionieren. Basierend auf den charakteristischen Werten und den Teilsicherheitsbeiwerten werden zwei Vergleichswerte berechnet, und zwar der Bemessungswert der Auswirkung E_d und der Bemessungswert des Widerstands R_d , mittels derer der Nachweis der Sicherheit nach folgender Gleichung erbracht wird (siehe Abbildung 4):

$$E_d \leq R_d \quad (2)$$

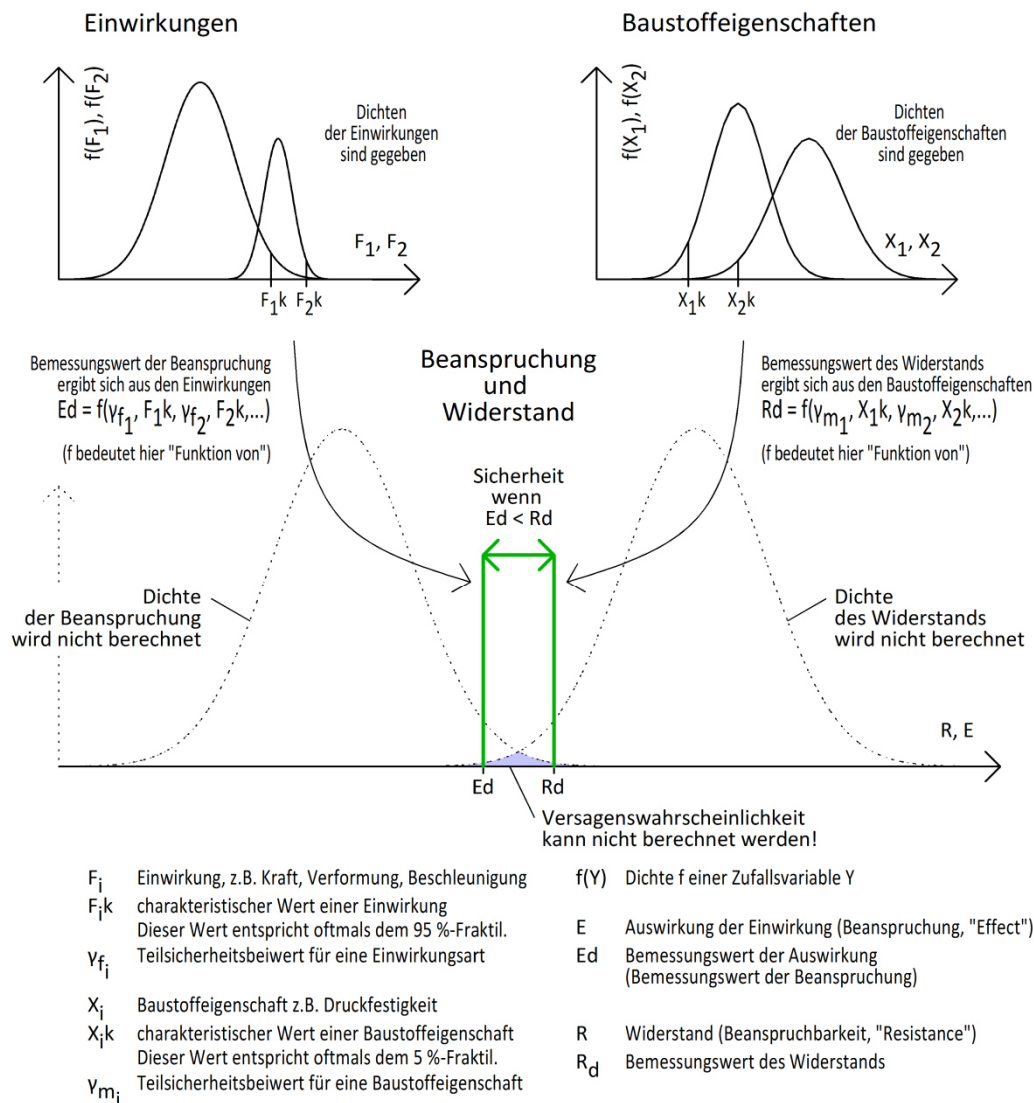
Die charakteristischen Werte und die Teilsicherheitsbeiwerte werden entsprechend den Dichten der Zufallsvariablen so ausgewählt, dass bei einer vollständigen probabilistischen Berechnung eine festgelegte Versagenswahrscheinlichkeit nicht überschritten wird, wenn Sicherheit nach dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept vorhanden ist. **Mit dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept selbst kann aber keine Versagenswahrscheinlichkeit ausgerechnet werden!**

Nun basieren die in Österreich derzeit geltenden Normen für die Tragwerksplanung, die Eurocodes, auf dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept. Und in der ÖNORM EN 1990:2013 wird auch festgelegt, welche Lageparameter von Zufallsvariablen zu verwenden sind und wie die Teilsicherheitsbeiwerte festgelegt werden. So ist als charakteristischer Wert einer ständigen Einwirkung unter anderem das 95%-Fraktil (siehe Kapitel 2.1.1) einer Normalverteilung (siehe Kapitel 2.2) zu nehmen, bei Eigenschaften von Baustoffen unter anderem das 5%-Fraktil. In der Norm werden diese charakteristischen Werte als Basisvariable bezeichnet. Absatz C.3 (2) und (3) von ÖNORM EN 1990:2013 regelt die Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte:

„(2) Prinzipiell können Zahlenwerte für Teilsicherheitsbeiwerte (...) auf folgende Weise bestimmt werden:

- a) durch Kalibration an der bisherigen Erfahrung;
ANMERKUNG: Die meisten Teilsicherheitsbeiwerte (...) sind auf diese Weise entstanden.*
- b) durch statistische Auswertung von Versuchsergebnissen oder Messungen. (Diese sollte mit probabilistischen Vorgehensweisen durchgeführt werden.)*

(3) Wird die Vorgehensweise 2b) (...) angewandt, so sollten die Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Widerstände (...) so ermittelt werden, dass die Zielgröße des Zuverlässigkeitsindex β möglichst gut angenähert wird (...).“



Die charakteristischen Werte ($F_{i,k}$, $X_{i,k}$) und die Teilsicherheitsbeiwerte (γ_{f_i} , γ_{m_i}) werden basieren auf den Dichten so ausgewählt, dass bei einer vollständigen probabilistischen Berechnung eine festgelegte Versagenswahrscheinlichkeit nicht überschritten wird.

Abbildung 4: Semiprobabilistisches Sicherheitskonzept

Der Zuverlässigkeitsindex β steht mit der Versagenswahrscheinlichkeit in einem bijektiven funktionalen Zusammenhang, somit ist eine Anforderung an den Zuverlässigkeitsindex β gleichbedeutend mit einer Anforderung an die Versagenswahrscheinlichkeit, siehe ÖNORM EN 1990:2013, Absatz C.5 (1).

2 Wahrscheinlichkeitstheoretische Grundlagen

Die Ausführungen dieses Kapitels basieren im Wesentlichen auf dem Kapitel IV von [BOSCH98].

2.1 Stetige Zufallsvariablen

Eine (stetige) Zufallsvariable ist ganz salopp gesagt eine Variable, die nicht immer denselben Wert liefert, wenn man sie danach fragt. Im Gegensatz dazu liefert eine „normale“ mathematische Variable immer den gleichen Wert. Der Wert der Zufallsvariable ist eben vom Zufall abhängig. Eine mathematisch und wahrscheinlichkeitstheoretische exakte Definition einer stetigen Zufallsvariable kann z.B. in [BOSCH98] nachgelesen werden.

Da eine Zufallsvariable regelmäßig verschiedene Werte liefert (im Statistik-Jargon: verschiedene Realisierungen annimmt), ist zu ihrer Definition mehr als ein einzelner Zahlenwert notwendig. Der Wertebereich einer Zufallsvariable und die Wahrscheinlichkeit, dass die Zufallsvariable eine bestimmte Realisierung annimmt, werden durch ihre Dichte (oder Dichtefunktion) festgelegt.

Eine über ganz \mathbb{R} integrierbare Funktion muss folgende Bedingungen erfüllen, um als Dichte einer stetigen Zufallsvariable verwendet werden zu können:

$$f(x) \geq 0 \text{ für alle } x \in \mathbb{R} \quad (3)$$

$$\int_{-\infty}^{+\infty} f(x) dx = 1 \quad (4)$$

Die Wahrscheinlichkeit, dass die Realisierung der Zufallsvariable X innerhalb des Intervalls $[a, b]$ liegt, lässt sich mit der Dichte folgendermaßen bestimmen (siehe Abbildung 5):

$$P(a \leq X \leq b) = \int_a^b f(x) dx \quad (5)$$

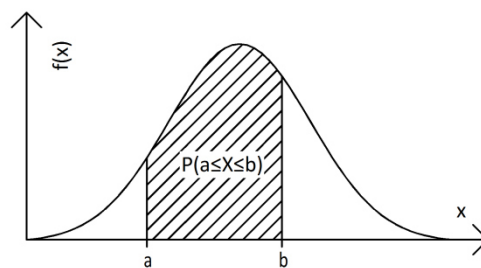


Abbildung 5: Dichte einer stetigen Zufallsvariable

Das Integral entspricht der Fläche, die im Intervall zwischen der Dichte und der x-Achse eingeschlossen wird. Somit folgt auch, dass die Wahrscheinlichkeit, dass die Realisierung der stetigen Zufallsvariable genau einen Wert annimmt, gleich Null ist, siehe Formel (6).

$$P(X = x) = \int_x^x f(u) du = 0 \text{ für jedes } x \in \mathbb{R} \quad (6)$$

Weiters wird basierend auf der Dichte die Verteilungsfunktion einer stetigen Zufallsvariable definiert:

$$F(x) = P(X \leq x) = \int_{-\infty}^x f(u) du \quad (7)$$

Mit Hilfe der Verteilungsfunktion kann man rasch und einfach ausrechnen, mit welcher Wahrscheinlichkeit die Zufallsvariable bestimmte Realisierungen annimmt, siehe Formel (8).

$$P(a \leq X \leq b) = \int_a^b f(x) dx = F(b) - F(a), a \leq b \quad (8)$$

2.1.1 Lage- und Streuungsparameter stetiger Zufallsvariablen

Es folgen verschiedene Lage- und Streuungsparameter, mit denen stetige Zufallsvariablen beschrieben werden können.

Der Erwartungswert ist ein Lageparameter und gibt an, welche Realisierung die Zufallsvariable im Mittel annimmt. Er ist folgendermaßen definiert:

$$\mu = E(X) = \int_{-\infty}^{+\infty} x f(x) dx \quad (9)$$

Das α -Quantil oder α -Fraktile ist ein Lageparameter und gibt an, wie groß die Wahrscheinlichkeit ist, dass die Zufallsvariable eine Realisierung kleiner gleich dem Zahlenwert ξ_α annimmt.

$$F(\xi_\alpha) = P(X \leq \xi_\alpha) = \alpha \quad (10)$$

Mittels der Standardabweichung σ wird die zu erwartende Abweichung einer Realisierung der Zufallsvariable vom Erwartungswert ausgedrückt. Sie ergibt sich aus der Quadratwurzel der Varianz, die wie die Standardabweichung ein Streuungsparameter ist, siehe Formeln (11) und (12).

$$\text{Var}(X) = \sigma^2 = \int_{-\infty}^{+\infty} (x - \mu)^2 f(x) dx \quad (11)$$

$$\sigma = \sqrt{\text{Var}(X)} = \sqrt{\sigma^2} \quad (12)$$

2.2 Normalverteilungen

Im Allgemeinen ist es so, dass verschiedene Zufallsvariablen nicht komplett verschiedene Dichtefunktionen haben, sondern viele Zufallsvariablen ganz typische Dichtefunktionen bzw. Verteilungsfunktionen aufweisen. Eine dieser typischen Verteilungen ist die *Standard-Normalverteilung*, die folgende Dichte- und Verteilungsfunktion besitzt:

$$\varphi(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{z^2}{2}} \quad (13)$$

$$\Phi(z) = P(Z \leq z) = \int_{-\infty}^z \varphi(u) du = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z e^{-\frac{u^2}{2}} du \quad (14)$$

Die Dichtefunktion der Standard-Normalverteilung wird „Gaußsche Glockenkurve“ genannt. Eine analytische Lösung des in der Verteilungsfunktion auftretenden Integrals ist nicht möglich, weshalb viele einzelne Werte der Verteilungsfunktion numerisch berechnet und die Ergebnisse übersichtlich in einer Tabelle dargestellt werden. Und in der Tat findet sich am Ende jedes Statistik-Fachbuchs eine tabellarische Darstellung der Verteilungsfunktion der Standard-Normalverteilung.

Zur Anwendung kommt die Standard-Normalverteilung z.B. bei der Berechnung der Zuverlässigkeit von Bauwerken basierend auf der ÖNORM EN 1990:2013. Dort (siehe ÖNORM EN 1990:2013 Absatz C.5 (1)) verknüpft sie den Zuverlässigkeitsindex β mit der Versagenswahrscheinlichkeit P_f folgendermaßen:

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (15)$$

Eine weitere wichtige Verteilung ist die (*allgemeine*) Normalverteilung. Das Besondere der Normalverteilung ist, dass sich eine normalverteilte Zufallsvariable X mittels einer Transformation (siehe Formel (16)) immer auf eine standard-normalverteilte Zufallsvariable Z zurückführen lässt, wobei in Formel (16) μ der Erwartungswert und σ die Standardabweichung von X sind.

$$Z = \frac{X - \mu}{\sigma} \quad (16)$$

Die Verteilungsfunktion einer Normalverteilung lässt sich mittels der Verteilungsfunktion der Standard-Normalverteilung berechnen, siehe Formel (17).

$$F(x) = P(X \leq x) = \Phi\left(\frac{x - \mu}{\sigma}\right) \quad (17)$$

Zur Anwendung kommt die Normalverteilung ebenfalls wie die Standard-Normalverteilung bei der Berechnung der Zuverlässigkeit von Bauwerken basierend auf der ÖNORM EN 1990:2013. In ÖNORM EN 1990:2013, Absatz C.6 (1) wird die Normalverteilung für Eigengewicht und veränderliche Einwirkungen für Zuverlässigkeitsberechnungen festgelegt.

3 Erdbeben

Unsere Erde besteht aus dem festen Erdkern, dem flüssigen Erdmantel und der festen Erdkruste, siehe Abbildung 6 und [ZAMG14].

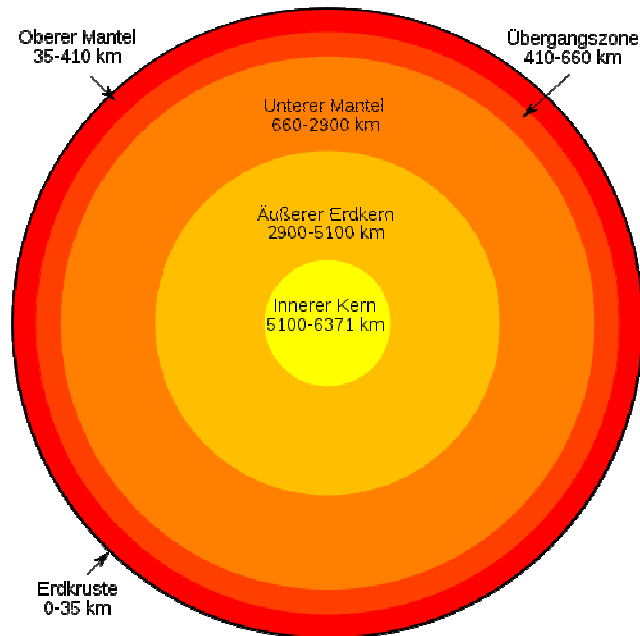


Abbildung 6: Schalenbau der Erde (aus [WIKI2])

Die Erdkruste setzt sich aus mehreren ozeanischen und kontinentalen Platten zusammen, die auf dem Erdmantel „schwimmen“. Aufgrund von Temperaturunterschieden im Erdmantel entstehen in ihm mächtige Konvektionsströme, durch die die Platten der Erdkruste mehrere Zentimeter im Jahr verschoben werden. In der Regel verschieben sich die einzelnen Platten mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten und in unterschiedliche Richtungen. Bewegen sich z.B. zwei Platten aufeinander zu, taucht die schwerere ozeanische Platte unter die leichtere kontinentale Platte ab. Solche Bereiche der Erde nennt man Subduktionszonen. Es kann aber auch sein, dass sich zwei Platten entlang des gemeinsamen Randes gegenseitig verschieben (Scherzone). Durch die Rauigkeit der Platten verhaken sich die Platten ineinander, die gegenseitige Verschiebung wird behindert und es entstehen Spannungen in der Erdkruste. Und diese vorhandenen Spannungen sind nichts anderes als gespeicherte Energie. Irgendwann werden die Spannungen so groß, dass der Reibungswiderstand überwunden werden kann und die Verschiebung ruckartig stattfindet. Dabei wird die gespeicherte Energie in Wärme und seismische Wellen umgewandelt. Sobald diese Wellen mit einer gewissen Stärke besiedelte Teile der Erdoberfläche erreichen, beginnen sich die Gebäude zu bewegen und Menschen nehmen das Erdbeben wahr.

3.1 Europäische Makroseismische Skala 1998

Die Europäische Makroseismische Skala [EMS98], kurz EMS-98, dient zur Bestimmung der Stärke von Erdbeben. Je nach Stärke wird einem Erdbeben eine Intensität von römisch Eins bis römisch Zwölf zugewiesen (I, II, ..., XII). Das Wesentliche der EMS-98 und aller makroseismischen Skalen ist, dass die Stärke des Erdbebens nicht durch Messgeräte bestimmt wird, sondern durch Beobachtung der Auswirkungen des Erdbebens auf Menschen, Objekte des täglichen Lebens und Gebäude.

Menschen reagieren je nach Stärke des Erdbebens unterschiedlich. Bei einem leichten Zittern des Bodens heben sie nur kurz den Kopf und fragen sich, was das war. Bei einem starken Erdbeben können sie ihr Gleichgewicht verlieren. Bezüglich des Verhaltens von Menschen legt die EMS-98 z.B. fest, dass es sich um ein Erdbeben der Intensität VI handelt, wenn einige Menschen ihr Gleichgewicht verlieren.

Objekte des täglichen Lebens sind z.B. Gläser und Geschirr. Wenn Gläser bei einem Erdbeben klirren, dann wird diesem Erdbeben nach der EMS-98 die Intensität IV zugeordnet.

Der Schaden, den Gebäude durch ein Erdbeben erfahren, ist ebenfalls ein sehr gutes Maß für die Stärke eines Erdbebens. Und die EMS-98 verwendet dieses Maß auch. Bei Gebäuden kommt es jedoch sehr auf die Bauart an, ob und in welchem Ausmaß sich ein Schaden einstellt. Deshalb muss nach der EMS-98 jedem Gebäude eine der Verletzbarkeitsklasse A bis F zugeordnet werden. Ein Gebäude der Verletzbarkeitsklasse A wird bereits bei schwachen Erdbeben beschädigt, hingegen können Gebäude der Verletzbarkeitsklasse F stärkeren Erdbeben mit geringem Schaden widerstehen. Gründerzeithäuser entsprechen dem Typ „unreinforced, with manufactured stone units masonry“ (siehe Abbildung 7) und sind folgedessen im Allgemeinen der Verletzbarkeitsklasse B zuzuordnen.

	Type of Structure	Vulnerability Class					
		A	B	C	D	E	F
MASONRY	rubble stone, fieldstone	○					
	adobe (earth brick)	○	—				
	simple stone	—	○				
	massive stone		—	○	—		
	unreinforced, with manufactured stone units	—	○	—			
	unreinforced, with RC floors		—	○	—		
	reinforced or confined			—	○	—	

Abbildung 7: Verletzbarkeitsklassen von Mauerwerksgebäuden (aus [EMS98])

Auch das Schadensausmaß wird in Klassen unterteilt. Die Klassen bzw. Schadensgrade werden durch kurze Texte und beispielhafte Abbildungen jeweils für unterschiedliche Bauarten beschrieben, siehe Abbildung 8.

Wenn z.B. bei einem Erdbeben ungefähr zehn Prozent der Gebäude der Verletzbarkeitsklasse B einen Schaden vom Grad 2 aufweisen, wird diesem Erdbeben die Intensität VII zugeordnet.

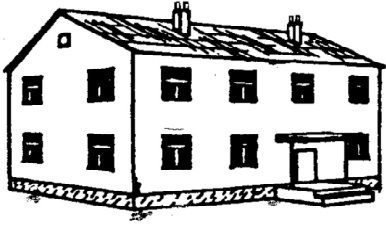
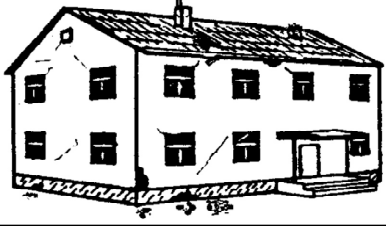
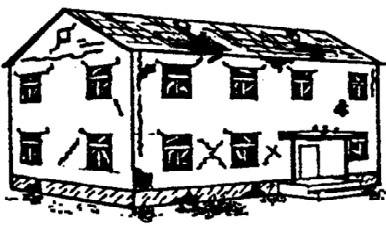


Classification of damage to masonry buildings	
	<p>Grade 1: Negligible to slight damage (no structural damage, slight non-structural damage) Hair-line cracks in very few walls. Fall of small pieces of plaster only. Fall of loose stones from upper parts of buildings in very few cases.</p>
	<p>Grade 2: Moderate damage (slight structural damage, moderate non-structural damage) Cracks in many walls. Fall of fairly large pieces of plaster. Partial collapse of chimneys.</p>
	<p>Grade 3: Substantial to heavy damage (moderate structural damage, heavy non-structural damage) Large and extensive cracks in most walls. Roof tiles detach. Chimneys fracture at the roof line; failure of individual non-structural elements (partitions, gable walls).</p>
	<p>Grade 4: Very heavy damage (heavy structural damage, very heavy non-structural damage) Serious failure of walls; partial structural failure of roofs and floors.</p>
	<p>Grade 5: Destruction (very heavy structural damage) Total or near total collapse.</p>

Abbildung 8: Schadensklassen für Mauerwerksgebäude (aus [EMS98])

3.2 Antwortspektren

Für konkrete bautechnische Berechnungen werden die Verschiebungen, Geschwindigkeiten und Beschleunigungen des Bodens (jeweils abhängig von der Zeit) benötigt, die bei einem Erdbeben auftreten. Die Intensität nach der EMS-98 ist dagegen nicht als Basis einer Berechnung geeignet, da sie keine physikalische Größe ist. Die Verschiebungen, Geschwindigkeiten und Beschleunigungen des Bodens erfassen Messgeräte während der Erdbeben und stellen sie in Seismogrammen dar. Beispielsweise wird in Abbildung 9 ein Seismogramm dargestellt, das den Geschwindigkeitszeitverlauf eines Erdbebens zeigt.

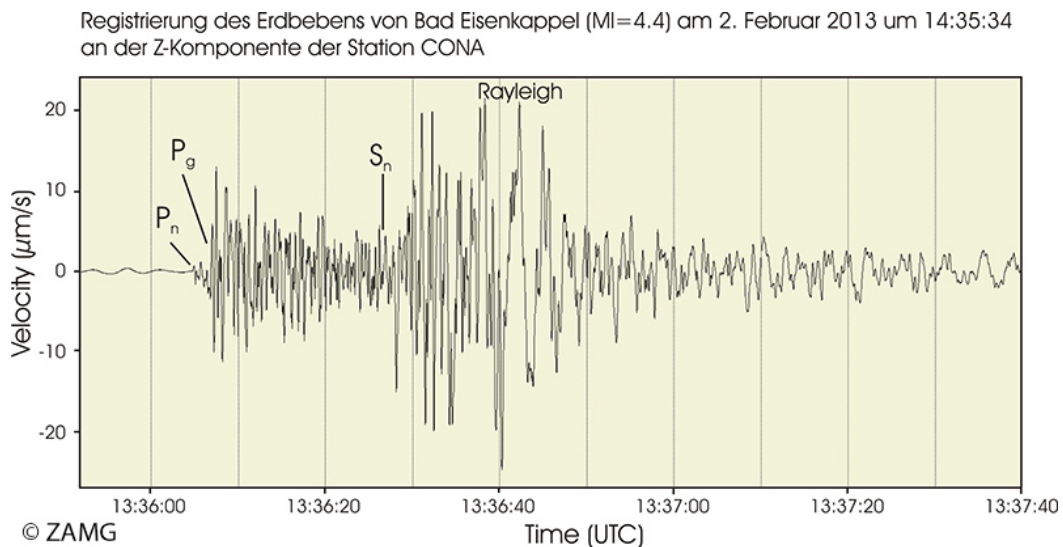


Abbildung 9: Seismogramm (c) Conrad Observatorium, ZAMG

Somit stehen z.B. Beschleunigungszeitverläufe von verschiedenen Erdbeben für die Berechnung zur Verfügung. Man bezeichnet Berechnungen basierend auf Beschleunigungszeitverläufen als Zeitverlaufsverfahren. Meistens werden aber der Einfachheit halber Antwortspektren der Berechnung zugrunde gelegt. Weiters könnten auch für gewisse Gebiete gar keine aussagekräftigen Beschleunigungszeitverläufe vorhanden sein. Antwortspektren liefern für einen Einmassenschwinger (siehe Kapitel 5.3) mit bestimmter Periode (Schwingungsdauer) und Dämpfung seine maximale Verschiebung, Geschwindigkeit oder Beschleunigung zufolge eines Erdbebens mit bestimmter Bodenbeschleunigung.

Ausgangspunkt bei der Ermittlung von Antwortspektren ist die Bewegungsgleichung des viskos gedämpften Einmassenschwingers bei Erdbebeneinwirkung (siehe Kapitel 5.3.1):

$$\ddot{x}_m(t) + 2\zeta\omega\dot{x}_m(t) + \omega^2x_m(t) = -\ddot{x}_{b,a}(t) \quad (35)$$

Aus der Kreisfrequenz ω ergibt sich die Periode $T = \frac{1}{\omega}$ des Einmassenschwingers.

Für beliebige Beschleunigungszeitverläufe $\ddot{x}_{b,a}(t)$ des Bodens kann Gleichung (35) mit dem Duhamel-Integral (siehe z.B. [BUCHER13] oder [CHOPRA95]) gelöst werden, wobei man das Minus vor $\ddot{x}_{b,a}(t)$ weglässt. Man erhält als Ergebnis den Verschiebungszeitverlauf des Einmassenschwingers. Aus diesem Verschiebungszeitverlauf sucht man sich den Maximalwert x_{\max} heraus, der gemeinsam mit der Periode einen Punkt des Verschiebungsantwortspektrums darstellen. Diesen Vorgang wiederholt man mit mehreren Einmassenschwingern mit unterschiedlicher Periode und gleichem Dämpfungs-

maß und erhält so das Verschiebungsantwortspektrum $S_{d,\text{Erdbeben1}}(\omega)$ für ein bestimmtes Erdbeben, also für einen bestimmten Beschleunigungszeitverlauf $\ddot{x}_{b,a}(t)$. Als nächstes ermittelt man die Verschiebungsantwortspektren für verschiedene Erdbeben, mittelt danach alle Spektren, glättet die Ergebniskurve und erhält so das Verschiebungsantwortspektrum $S_d(\omega)$ eines Einmassenschwingers mit bestimmtem Dämpfungsmaß für beliebige Erdbeben.

Nachdem das Verschiebungsantwortspektrum $S_d(\omega)$ festgelegt ist, können das Pseudo-Geschwindigkeitsantwortspektrum $S_v(\omega)$ und das Pseudo-Beschleunigungsantwortspektrum $S_a(\omega)$ nach folgenden Formeln berechnet werden:

$$S_v(\omega) = \omega * S_d(\omega) \quad (18)$$

$$S_a(\omega) = \omega * S_v(\omega) = \omega^2 * S_d(\omega) \quad (19)$$

Anmerkung: d steht für displacement, v für velocity und a für acceleration.

Der Präfix „Pseudo“ beim Pseudo-Geschwindigkeitsspektrum und Pseudo-Beschleunigungsspektrum weisen darauf hin, dass es sich dabei nicht um die echten Geschwindigkeiten und Beschleunigungen handelt, da sie ja nur vereinfachend mit den Gleichungen (18) und (19) berechnet wurden.

Ganz wichtig ist, dass aus den Antwortspektren nicht herausgelesen werden kann, wann der entsprechende Wert auftritt. Dessen muss sich jeder Berechnungsingenieur bewusst sein, besonders dann, wenn er Berechnungen mit dem modalen Antwortspektrumverfahren durchführt. Dazu später mehr.

Auch die ÖNORM EN 1998-1:2013 verwendet standardmäßig Antwortspektren zur Beschreibung von Erdbeben. In Abbildung 10 ist das elastische Antwortspektrum aus der ÖNORM EN 1998-1:2013 dargestellt. Verschiedene Antwortspektren sehen natürlich unterschiedlich aus, aber qualitativ sind sie alle ident mit dem in Abbildung 10.

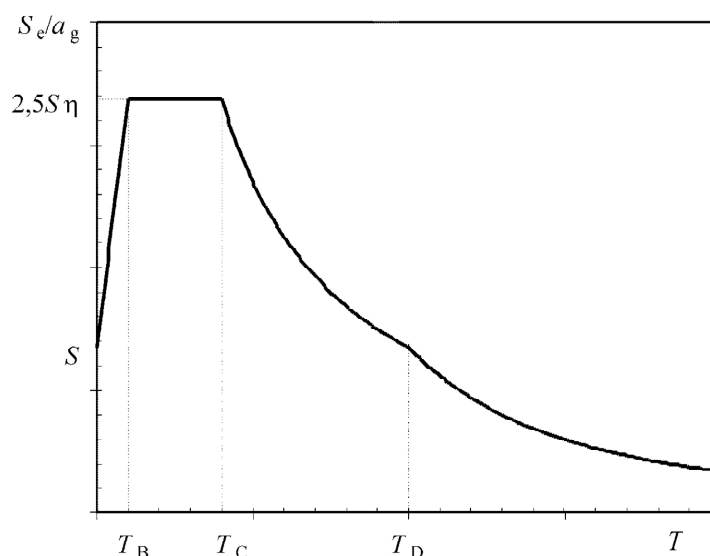


Abbildung 10: Elastisches Antwortspektrum (aus ÖNORM EN 1998-1:2013)

Auf der Abszisse wird die Schwingungsdauer T aufgetragen, wobei gewisse Werte ausgezeichnet sind (T_B , T_C , T_D). Den Bereich zwischen T_B und T_C bezeichnet man als Plateau des Spektrums. Die Ordinate multipliziert mit der Bodenbeschleunigung eines bestimmten Erdbebens ergibt die maximale Beschleunigung des Einmassenschwingers.

4 Bestimmungen über die Zuverlässigkeit in den Richtlinien und Normen

4.1 Übersicht über die geltenden Gesetze, Richtlinien und Normen

Bevor auf einzelne wichtige Richtlinien und Normen, die die Zuverlässigkeit von Tragwerken regeln, näher eingegangen wird, soll dieses Kapitel einen kurzen hierarchischen Überblick über die Gesetze, Richtlinien und Normen geben, die Allgemein bei der Planung von Bauwerken anzuwenden sind.

Oberster Rechtsakt ist die EU-Bauproduktenverordnung (Verordnung (EU) Nr. 305/2011), siehe [EURLEX]. Die Bauproduktenverordnung definiert folgende Grundanforderungen an Bauwerke:

- „ 1. *Mechanische Festigkeit und Standsicherheit*
2. *Brandschutz*
3. *Hygiene, Gesundheit und Umweltschutz*
4. *Sicherheit und Barrierefreiheit bei der Nutzung*
5. *Schallschutz*
6. *Energieeinsparung und Wärmeschutz*
7. *Nachhaltige Nutzung der natürlichen Ressourcen*“

Darunter folgt die Bauordnung für Wien [BO]. Die Bauordnung für Wien ist ein Gesetz, und zwar ein Landesgesetz. Sie übernimmt die Grundanforderungen der Bauproduktenverordnung und fügt weitere zielorientierte bautechnische Anforderungen hinzu. Die „Übernahme“ der Grundanforderungen regelt Paragraph 88:

„§ 88. (1) *Bauwerke und alle ihre Teile müssen so geplant und ausgeführt sein, dass sie (...) die in Abs. 2 angeführten bautechnischen Anforderungen erfüllen. Diese Anforderungen müssen entsprechend dem Stand der Technik (...) erfüllt werden. (...)*

(2) *Bautechnische Anforderungen an Bauwerke sind:*

1. *Mechanische Festigkeit und Standsicherheit,*
2. *Brandschutz,*
3. *Hygiene, Gesundheit und Umweltschutz,*
4. *Nutzungssicherheit und Barrierefreiheit,*
5. *Schallschutz,*
6. *Energieeinsparung und Wärmeschutz.*“

Weitere zielorientierte bautechnische Anforderungen gibt z.B. Paragraph 89 Absatz 2 an:

„§ 89. (2) *Insbesondere sind folgende Ereignisse zu vermeiden:*

1. *Einsturz des gesamten Bauwerkes oder eines Teiles,*
2. *Verformungen, durch die die Gebrauchstauglichkeit oder sonst die Erfüllung der bautechnischen Anforderungen gemäß § 88 beeinträchtigt werden,*
3. *Beschädigungen von Bauteilen, Einrichtungen oder Ausstattungen infolge zu großer Verformungen der tragenden Baukonstruktion oder*
4. *Beschädigungen, die in Beziehung zu dem verursachenden Ereignis unverhältnismäßig groß sind.*“

Jetzt stellt sich natürlich die Frage, wie man diese bautechnischen Anforderungen erfüllen kann. Dazu steht in Paragraph 122:

„§ 122. Unter welchen Voraussetzungen die (...) bautechnischen Vorschriften als eingehalten gelten, wird durch Verordnung der Landesregierung bestimmt.“

Die Verordnung, von der im Paragraph 122 die Rede ist, ist die Wiener Bautechnikverordnung [WBTV]. Und in der Bautechnikverordnung steht, dass die OIB-Richtlinien [OIB] eingehalten werden müssen:

„§1. Den (...) festgelegten bautechnischen Vorschriften wird entsprochen, wenn die in den Anlagen enthaltenen Richtlinien des Österreichischen Instituts für Bautechnik, soweit in ihnen bautechnische Anforderungen geregelt werden, eingehalten werden.“

Es gibt sechs OIB-Richtlinien und ihre Bezeichnungen sind (fast) ident mit den Grundanforderungen der EU-Bauproduktenverordnung und somit auch mit den bautechnischen Anforderungen der Bauordnung für Wien. Die für die Tragwerksplanung relevante OIB-Richtlinie 1 „Mechanische Festigkeit und Standsicherheit“ fordert die Einhaltung des Stands der Technik. Im Kapitel 2.1 steht:

„2.1.1 Tragwerke sind so zu planen und herzustellen, dass sie eine ausreichende Tragfähigkeit (...) aufweisen, um die Einwirkungen (...) in den Boden abzutragen.

2.1.2 (...) dies ist jedenfalls erfüllt, wenn der Stand der Technik eingehalten wird.“

Laut Austrian Standards Institute dokumentieren Normen den jeweils aktuellen Stand der Technik und Wissenschaft (siehe [ASI14]). Normen sind aber keine Gesetze und sind nicht automatisch gültig. Soll eine Planungs- oder Ausführungsleistung auf bestimmten Normen basieren, muss dies im jeweiligen Vertrag festgelegt werden.

Abbildung 11 stellt die Zusammenhänge der Gesetze, Richtlinien und Normen graphisch dar, siehe auch [MA37].

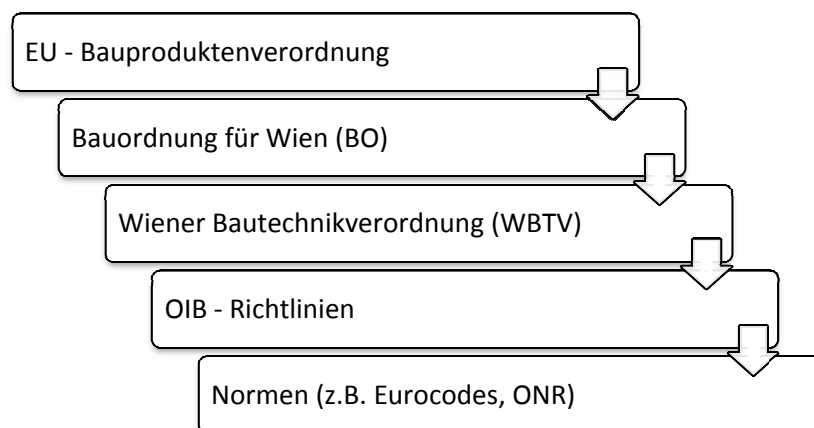


Abbildung 11: Gesetze, Richtlinien und Normen (siehe [MA37])

Im Folgenden wird auf einzelne wichtige Richtlinien und Normen, die die Zuverlässigkeit von Tragwerken regeln, detaillierter eingegangen.

4.2 Bestimmungen der OIB-Richtlinie 1

Bezüglich neuen Tragwerken legt die OIB-Richtlinie 1 in Absatz 2.1.2 fest:

„Die Zuverlässigkeit der Tragwerke hat den Anforderungen gemäß ÖNORM EN 1990 zu genügen.“

Besonders wichtig für Gründerzeithäuser ist Absatz 2.1.3:

„Bei Änderungen an bestehenden Bauwerken mit Auswirkungen auf bestehende Tragwerke sind für die bestehenden Tragwerksteile Abweichungen vom aktuellen Stand der Technik zulässig, sofern das erforderliche Sicherheitsniveau des rechtmäßigen Bestandes nicht verschlechtert wird.“

Gründerzeithäuser haben ganz Allgemein nicht das Sicherheitsniveau, das Neubauten aufweisen. Besonders bei Erdbeben ist die Wahrscheinlichkeit eines Einsturzes viel höher als bei Neubauten. Hauptsächlich liegt das daran, dass Erdbeben früher gar nicht als mögliche Einwirkung auf ein Gebäude berücksichtigt wurden. Im Unterschied dazu basiert die Planung der Neubauten auf den Eurocodes, von denen sich ein Teil, nämlich der Eurocode 8, nur mit Erdbeben beschäftigt.

Bei baulichen Änderungen bei Gründerzeithäusern erlaubt die OIB-Richtlinie durch Absatz 2.1.3 eine geringere Zuverlässigkeit des Tragwerks als bei Neubauten. Basierend auf dieser Bestimmung wird in der ÖNORM B 1998-3:2013 (siehe Kapitel 4.5) detaillierter geregelt, wann und in welchem Maß die Zuverlässigkeit von Bestandsgebäuden von der von Neubauten abweichen darf.

4.3 Bestimmungen der ÖNORM EN 1990:2013 und ÖNORM B 1990-1:2013

Die absolute Grundanforderung die die ÖNORM EN 1990 an ein Tragwerk stellt ist, dass das Tragwerk den Einwirkungen mit einer angemessenen Zuverlässigkeit standhalten muss. Wenn aber die Norm eine *angemessene* Zuverlässigkeit von einem Tragwerk verlangt, muss sie auch festlegen, was sie unter „angemessen“ versteht und wie eine angemessene Zuverlässigkeit überhaupt erreicht wird.

4.3.1 Festlegung der angemessenen Zuverlässigkeit

Wenn man sich jetzt kurz selbst überlegt, welche Zuverlässigkeit und somit Versagenswahrscheinlichkeit man sich von Gebäuden erwartet, wird man schnell zum Entschluss kommen, dass für unterschiedliche Gebäude die Zuverlässigkeit unterschiedlich sein sollte. Bei einem Schupfen, in dem landwirtschaftliche Geräte untergebracht sind, ist es eher zu tolerieren, dass er bei einem Erdbeben einstürzt, als bei einem Krankenhaus. Auch die ÖNORM EN 1990 ermöglicht es, für unterschiedliche Gebäude eine unterschiedliche Zuverlässigkeit bzw. ein unterschiedliches Niveau der Zuverlässigkeit zu verlangen. Die Norm verwendet in diesem Kontext oft den Terminus „Zuverlässigkeitsniveau“ („level of reliability“). Welche Zuverlässigkeit nun für welches Gebäude bzw. Tragwerk angemessen ist, sollte nach den Kriterien im Absatz 2.2(3) entschieden werden. Nach diesem Absatz können unterschiedliche Zuverlässigkeitsniveaus für Tragwerke z.B. aufgrund der zu erwartenden Todesfälle bei Versagen oder nach der öffentlichen Einstellung zu deren Versagen (Schupfen vs. Krankenhaus) verlangt werden.

Konkreter wird Anhang B der ÖNORM B 1990-1. Dort legt die Norm basierend auf Schadensfolge- und Zuverlässigkeitsklassen, in die Gebäude eingeteilt werden, eine angemessene Zuverlässigkeit in Form einer maximalen Versagenswahrscheinlichkeit fest. Die Unterscheidungskriterien der drei Schadensfolgeklassen CC1, CC2 und CC3 (CC = Consequence Class) sind:

- Wie viele Menschen müssen bei einem Versagen des Tragwerks sterben?
- Wie hoch sind die wirtschaftlichen Folgen bei einem Versagen des Tragwerks?
- Beeinträchtigt ein Versagen des Tragwerks die Umwelt?

Die Zuverlässigkeitsklassen RC1, RC2 und RC3 (RC = Reliability Class) entsprechen den Schadensfolgeklassen CC1, CC2 und CC3. In Tabelle B.4 der ÖNORM B 1990-1 werden für die einzelnen Zuverlässigkeitsklassen die Mindestwerte des Zuverlässigkeitsindex festgelegt – und folgedessen auch die maximale Versagenswahrscheinlichkeit (siehe ÖNORM EN 1990 Absatz C.5 (1)). Z.B. legt die Norm für ein Gebäude der Schadensfolgeklasse CC2 eine angemessene Zuverlässigkeit für einen Zeitraum von einem Jahr mit „ $1 - 1 \cdot 10^{-6}$ “ fest, d.h. die theoretische Wahrscheinlichkeit, dass dieses Gebäude innerhalb eines Jahres einstürzt, ist eins zu einer Million ($1 \cdot 10^{-6}$). Zum Vergleich, und auch um ein Gefühl für diese Zahlenwerte zu bekommen, beträgt die Wahrscheinlichkeit im Lotto zu gewinnen eins zu acht Millionen ($0,125 \cdot 10^{-6}$).

4.3.2 Sicherstellung der erforderlichen Zuverlässigkeit

Die angemessene und somit erforderliche Zuverlässigkeit für ein Gebäude ist somit festgelegt. Jetzt muss die Norm beschreiben, wie sichergestellt wird, dass die erforderliche Zuverlässigkeit auch erreicht wird. In Absatz 2.2(1)P verlangt sie:

„Für (...) Tragwerke ist die erforderliche Zuverlässigkeit dadurch sicherzustellen, dass

- a) der Entwurf und die Bemessung nach EN 1990 bis EN 1999 erfolgen und*
- b) geeignete*
 - Ausführungs- und*
 - Qualitätsmanagementmaßnahmen*

angewendet werden.“

Es muss also die Planung passen (Punkt a), es muss die Ausführung passen (Punkt b) und beides muss anständig kontrolliert werden (Punkt b). Punkt a schließt die Erfüllung aller Annahmen ein, auf denen die Norm basiert. Diese sind (siehe ÖNORM EN 1990 Absatz 1.3(2)) unter anderen:

- „*
- Die Wahl des Tragsystems und die Tragwerksplanung werden von dafür entsprechend qualifizierten und erfahrenen Personen durchgeführt.*
(Erneut: Die Planung muss passen.)
 - Die Bauausführung erfolgt durch geschultes und erfahrenes Personal.*
(Erneut: Die Ausführung muss passen.)
 - Sachgerechte Aufsicht und Güteüberwachung werden während der Bauausführung sichergestellt, z.B. bei der Tragwerksplanung, der Fertigung und auf der Baustelle.*
(Erneut: Kontrolle)“

4.3.3 Unterschiedliche Zuverlässigkeitsniveaus

Wie ermöglicht es aber die Norm, dass für verschiedene Gebäude unterschiedliche Zuverlässigkeitsniveaus erreicht werden? Abhängig von der Schadensfolgeklasse darf ein Gebäude ja maximal eine Versagenswahrscheinlichkeit innerhalb eines Jahres von $1 \cdot 10^{-5}$, $1 \cdot 10^{-6}$ bzw. $1 \cdot 10^{-7}$ aufweisen. Dazu steht im Absatz 2.2(5) der ÖNORM EN 1990:

„Das geforderte Zuverlässigkeitsniveau (...) darf durch folgende Maßnahmen erreicht werden:

(...)

b) Geeignete Maßnahmen bei der Berechnung:

- Zahlenwerte für repräsentative Werte der Einwirkungen,*
- Wahl der Teilsicherheitsbeiwerte bei der Bemessung;*

c) Vorkehrungen für das Qualitätsmanagement;

d) Maßnahmen zur Fehlerreduzierung beim Entwurf, der Berechnung und der Ausführung von Tragwerken sowie zur Verhütung grober Fehler;

(...)“

Zu Punkt b ist Folgendes anzumerken: Die Teilsicherheitsbeiwerte und andere Zuverlässigkeitsparameter der Norm sind so eingestellt, dass eine Berechnung für ein Gebäude der Schadensfolgeklasse CC2 eine maximale Versagenswahrscheinlichkeit innerhalb eines Jahres von $1 \cdot 10^{-6}$ ergibt. Das ist quasi der „Standardfall“.

Anhang B der ÖNORM B 1990-1 pickt von den möglichen Maßnahmen einige heraus und beschreibt sie detailliert. Im Zusammenhang mit Punkt b (des Absatzes 2.2(5) der ÖNORM EN 1990) erlaubt der Anhang B der ÖNORM B 1990-1 im Kapitel B.3.4 die Anpassung der Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungen bei ständigen Bemessungssituationen (Grundkombinationen) abhängig von der Zuverlässigkeitsklasse. Auch die ÖNORM EN 1998-1:2013 macht von Punkt b des Absatzes 2.2(5) der ÖNORM EN 1990 gebrauch und variiert die Einwirkungen. In beiden Fällen können somit rechnerisch verschiedene Zuverlässigkeitsniveaus für die verschiedenen Zuverlässigkeitsklassen berücksichtigt werden.

Sehr wichtig ist auch eine anständige Kontrolle der Planung und der Ausführung des Gebäudes. Schäden an Gebäuden gibt es nämlich meistens deshalb, weil Menschen Fehler machen oder weil irgendwo Geld eingespart werden soll. Und diese individuellen Fehler oder bewusst in Kauf genommene Risiken senken die Zuverlässigkeit des Tragwerks massiv. Ein in der Planungsphase auftretender Fehler wäre z.B., dass ein neuer Zeichner anstatt „20 alle 10“ nur Bewehrungsstäbe mit Durchmesser 10 mm alle 20 cm im Plan einzeichnet, da ihm der Fachjargon noch nicht ganz geläufig ist und der Statiker in der Eile den Fehler während der Plankontrolle übersieht. Ein während der Ausführungsphase bewusst in Kauf genommenes Risiko wäre z.B. wenn das Bauunternehmen bewusst nur „10 alle 20“ anstatt „20 alle 10“ verlegt um Geld zu sparen. Damit solche Fehler nicht auftreten, legt der Anhang B der ÖNORM B 1990-1 in den Kapiteln B.4 und B.5 basierend auf den Punkten c und d des Absatzes 2.2(5) der ÖNORM EN 1990 unterschiedliche Anforderungen an die Kontrolle bzw. die Überwachungsmaßnahmen je nach gewünschten Zuverlässigkeitsniveau (Zuverlässigkeitsklasse) für die Planung und Ausführung fest. Für die Zuverlässigkeitsklasse RC3 muss die Prüfung und Überwachung in der Planung und der Ausführung eine unabhängige Drittstelle durchführen.

4.4 Bestimmungen der ÖNORM EN 1998-1:2013 und ÖNORM B 1998-1:2013

Die Grundanforderung der ÖNORM EN 1998-1 an Tragwerke ist, dass Tragwerke einem Erdbeben bestimmter Stärke mit ausreichender Zuverlässigkeit widerstehen, siehe Absatz 2.1(1)P:

„Tragwerke (...) müssen (...) die folgenden Anforderungen mit (...) ausreichender Zuverlässigkeit erfüllen:

- Anforderungen an die Standsicherheit:
Das Tragwerk muss so bemessen und ausgebildet sein, dass es (...) dem Bemessungserdbeben (...) widersteht (...).“*

Wenn die Norm eine *ausreichende* Zuverlässigkeit verlangt, muss sie auch definieren, was sie unter „ausreichend“ versteht. Die Norm definiert aber nicht selbst, was ausreichend ist, sondern überlässt es den nationalen Behörden, eine angestrebte (ausreichende) Zuverlässigkeit festzulegen. Die Festlegung der Behörden darf jedoch nicht willkürlich passieren, sondern muss auf den möglichen Schadensfolgen basieren, siehe Absatz 2.1(2)P:

„Die angestrebte Zuverlässigkeit (...) wird von den (...) nationalen Behörden für die unterschiedlichen Arten von Hochbauten (...) auf Basis der möglichen Schadensfolgen festgelegt.“

Wie ermöglicht es die ÖNORM EN 1998-1 die unterschiedlichen Zuverlässigkeitsstufen bei der Berechnung zu berücksichtigen? (Anmerkung: Die ÖNORM EN 1998-1 führt den Terminus „Zuverlässigkeitsstufe“ ein, der die gleiche Bedeutung wie der Begriff „Zuverlässigkeitsniveau“ der ÖNORM EN 1990:2013 hat.) Sie bedient sich einer Möglichkeit, die die ÖNORM EN 1990:2013 in Absatz 2.2(5) eröffnet:

*„Das geforderte Zuverlässigkeitsniveau (...) darf durch folgende Maßnahmen erreicht werden:
(...)*

- b) Geeignete Maßnahmen bei der Berechnung*
 - Zahlenwerte für repräsentative Werte der Einwirkungen*

(...).“

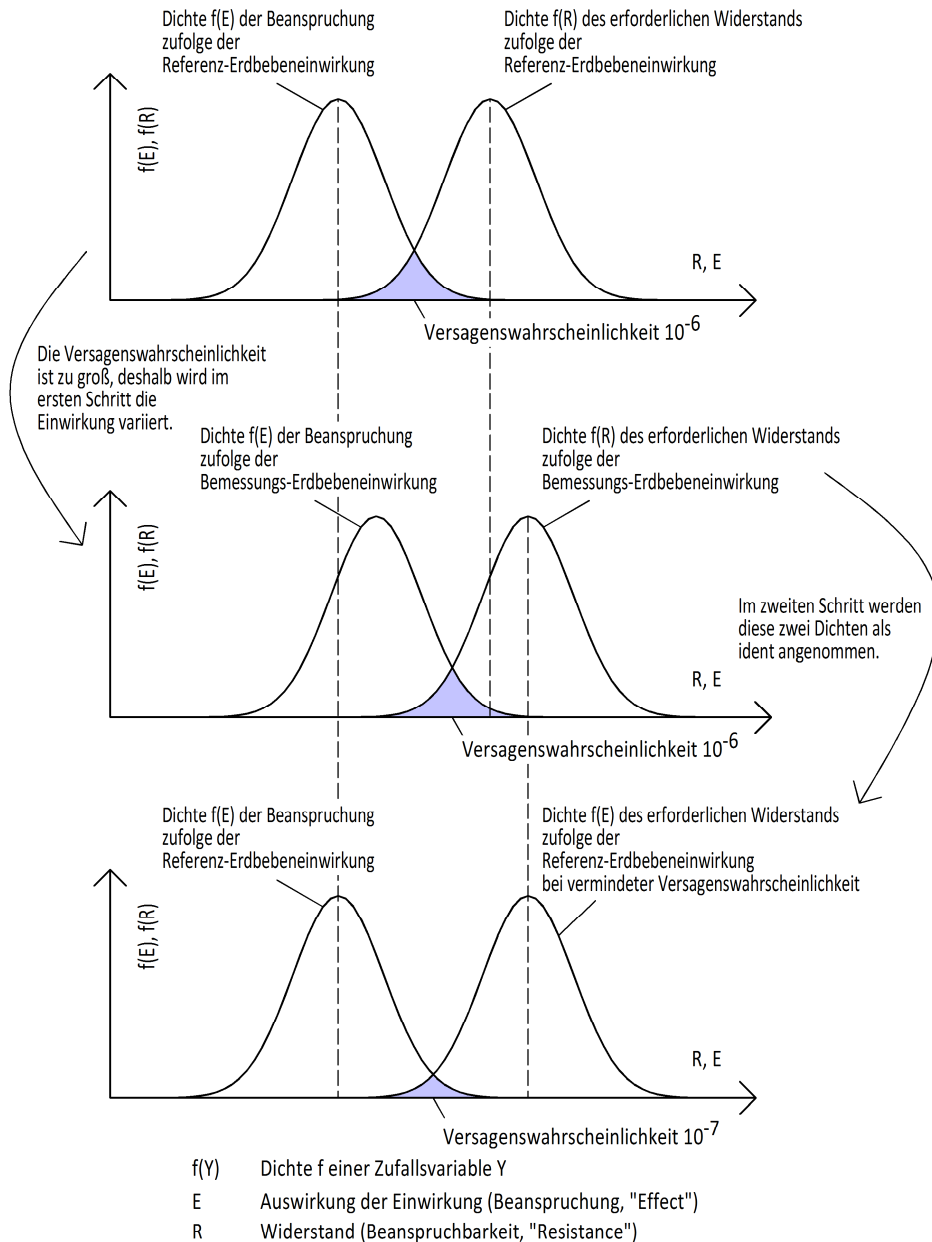
D.h. die ÖNORM EN 1998-1 variiert die Einwirkung, also die Erdbebeneinwirkung, um verschiedene Zuverlässigkeitsniveaus zu erreichen. Die genaue Vorgehensweise beschreibt sie in den Absätzen 2.1(3)P und 2.1(4):

„(3)P Eine Differenzierung der Zuverlässigkeit wird durch die Einteilung der Bauwerke in unterschiedliche Bedeutungskategorien erreicht. Jeder Bedeutungskategorie ist ein Bedeutungsbeiwert γ_I zugeordnet. (...)

(4) Die unterschiedlich hohen Zuverlässigkeitsstufen erhält man durch Multiplikation der Referenz-Erdbebeneinwirkung (...) mit diesem Bedeutungsbeiwert.“

Was bei dieser Vorgehensweise im Hintergrund passiert, also bei einer fiktiven probabilistischen Berechnung, versucht Abbildung 12 darzustellen.

4 Bestimmungen über die Zuverlässigkeit in den Richtlinien und Normen



Durch Variation der Referenz-Erdbebeneinwirkung können unterschiedliche Zuverlässigkeitsniveaus (Versagenswahrscheinlichkeiten) bezüglich der Referenz-Erdbebeneinwirkung berücksichtigt werden. Die Variation einer Referenz-Erdbebeneinwirkung erfolgt mittels des Bedeutungsbeiwerts γ_1 und ist die Bemessungs-Erdbebeneinwirkung. Bemessungs-Erdbebeneinwirkung = Referenz-Erdbebeneinwirkung * Bedeutungsbeiwert γ_1

Abbildung 12: Zuverlässigkeit ÖNORM EN 1998-1

Nach welchen Kriterien die Bauwerke in die unterschiedlichen Bedeutungskategorien eingeteilt werden, regelt Absatz 4.2.5(1)P:

„Hochbauten werden 4 Bedeutungskategorien zugeordnet, in Abhängigkeit von den Folgen eines Einsturzes für menschliches Leben, von ihrer Bedeutung für die öffentliche Sicherheit und den Schutz der Bevölkerung unmittelbar nach einem Erdbeben sowie von den sozialen und wirtschaftlichen Folgen eines Einsturzes.“

Bereits die ÖNORM EN 1990:2013 hat die Bauwerke nach fast identen Kriterien in Schadensfolgeklassen eingeteilt. Und tatsächlich gibt es in der ÖNORM B 1990-1:2013 eine Zuordnung zwischen den Bedeutungskategorien und den Schadensfolgeklassen, siehe Tabelle 1.

Tabelle 1: Festlegung der Bedeutungskategorien und Versagensfolgeklassen auf Basis der Schadensfolgeklassen (siehe ÖNORM B 1990-1:2013 Tabelle B.3)

Schadensfolgeklasse ÖNORM B 1990-1	Bedeutungskategorie ÖNORM EN 1998-1	Versagensfolgeklasse ÖNORM EN 1991-1-7
CC 1	I	1
CC 2	II, IV ^a	2a, 2b
CC 3	III, IV ^a	3

^a Die Anwendung der Bedeutungskategorie IV ist der ÖNORM EN 1998-1:2011, Tabelle 4.3 zu entnehmen, wobei die Einordnung dieser Gebäude in die Schadensfolgeklasse CC2 oder CC3 entsprechend ihrer Bedeutung vorzunehmen ist.

Bezüglich der Stärke des Erdbebens steht in Absatz 2.1(1)P:

„Die Bemessungs-Erdbebeneinwirkung wird definiert mit Hilfe von (...) der Referenz-Erdbebeneinwirkung mit einer Referenz-Überschreitungswahrscheinlichkeit, P_{NCR} , in 50 Jahren oder einer Referenz-Wiederkehrperiode, T_{NCR} (...).

(...)

Die empfohlenen Werte sind $P_{NCR}=10\%$ und $T_{NCR}= 475$ Jahre.“

Die Referenz-Überschreitungswahrscheinlichkeit P_{NCR} in 50 Jahren und die Referenz-Wiederkehrperiode T_{NCR} besitzen folgenden funktionalen Zusammenhang (siehe ÖNORM EN 1998-1 Absatz 2.2(1)P Anmerkung 2):

$$T_{NCR} = - \frac{50}{\ln(1 - P_{NCR})} \quad (20)$$

Für die empfohlene Referenz-Überschreitungswahrscheinlichkeit $P_{NCR}=10\%$ in 50 Jahren ergibt sich eine Referenz-Wiederkehrperiode von 475 Jahren, siehe Formel (21).

$$T_{NCR} = 475 = - \frac{50}{\ln(1 - 0,1)} \quad (21)$$

4.5 Bestimmungen der ÖNORM EN 1998-3:2013 und ÖNORM B 1998-3:2013

Die ÖNORM EN 1998-3 fordert von bestehenden Bauwerken, dass für eine gewisse seismische Einwirkung (Erdbebeneinwirkung) ein gewisser Schadenszustand im Bauwerk nicht erreicht wird. Sie beschreibt drei ausgewählte Schadenszustände, in denen sich ein Bauwerk nach einem Erdbeben befinden kann, genauer. Diese drei Schadenszustände sind der Grenzzustand des Quasiversagens, der Grenzzustand der wesentlichen Schädigung und der Grenzzustand der Schadensbegrenzung, siehe Absatz 2.1(1)P. Welchen dieser Grenzzustände ein Bauwerk bei einer Erdbebeneinwirkung nicht überschreiten darf, müssen die nationalen Behörden festlegen (Absatz 2.1.(2)P). In Österreich ist nur der Grenzzustand der wesentlichen Schädigung nachzuweisen, siehe ÖNORM B 1998-3

Absatz 6.1.1. Dieser Grenzzustand entspricht in etwa dem Grenzzustand der Tragfähigkeit nach ÖNORM EN 1998-1:2013. Ebenfalls müssen die nationalen Behörden die Erdbebeneinwirkung festlegen. Konkret muss die Wiederkehrperiode der Erdbebeneinwirkung bestimmt werden. Die Norm schlägt für den Grenzzustand der wesentlichen Schädigung eine Wiederkehrperiode von 475 Jahren vor. Somit ist die vorgeschlagene Erdbebeneinwirkung für den Grenzzustand der wesentlichen Schädigung nach ÖNORM EN 1998-3 ident mit der vorgeschlagenen Erdbebeneinwirkung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit nach ÖNORM EN 1998-1:2013.

Die ÖNORM EN 1998-3 hat keine zusätzlichen Bestimmungen bezüglich der Zuverlässigkeit. Bedeutungskategorien und Bedeutungsbeiwerte sind entsprechend ÖNORM EN 1998-1:2013 anzuwenden (siehe Absatz 4.4.10(1)).

Als kurzes Resümee ist festzuhalten, dass die ÖNORM EN 1998-3 den nationalen Behörden erlaubt die Erdbebeneinwirkung zu vermindern, wenn sie das Sicherheitsniveau, das sich aus der verminderten Erdbebeneinwirkung ergibt, als ausreichend erachten. Unter Sicherheitsniveau ist in diesem Zusammenhang die Sicherheit zu verstehen, mit der die Gesellschaft erwartet, dass ein Gründerzeithaus bzw. ein bestehendes Bauwerk bei einem Erdbeben nicht einstürzt.

Die ÖNORM B 1998-3 regelt in Anhang B die Wiederkehrperiode für die Erdbebeneinwirkung. Man erwartet sich jetzt, dass ein konkreter Zahlenwert für die Wiederkehrperiode definiert wird, wie z.B. 475 Jahre und wie es auch in der zurückgezogenen ÖNORM B 1998-3:2009 gemacht wird. Dem ist aber nicht so, es wird eine andere Vorgehensweise bestimmt.

Zu Beginn dieser Vorgehensweise wird die gleiche Wiederkehrperiode angenommen, wie die ÖNORMEN EN 1998-1:2013 und B 1998-1:2013 für den Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit festlegen, nämlich – wie nicht anders zu erwarten – 475 Jahre.

Basierend auf der durch die Wiederkehrperiode von 475 Jahren bestimmten Erdbebeneinwirkung wird der Erdbebenerfüllungsfaktor α berechnet, der folgendermaßen definiert ist (siehe ÖNORM B 1998-3 Absatz A.2):

$$\alpha = \frac{R_d}{E_d} \quad (22)$$

„ R_d Bemessungswiderstand (...) des zu beurteilenden Gebäudes gegen Erdbeben (...)

E_d Bemessungs-Erdbebeneinwirkung (...) gemäß ÖNORM EN 1998-1“

Die in der Definition von E_d vorkommende Aussage „gemäß ÖNORM EN 1998-1“ legt die Wiederkehrperiode wie bereits erwähnt mit 475 Jahren fest und ruft in Erinnerung, dass auch die Bedeutungsbeiwerte zu verwenden sind. Bezüglich Bedeutungsbeiwerte und ÖNORM EN 1998-3 siehe ÖNORM EN 1998-3 Absatz 4.4.10(1).

Mit dem errechneten Erdbebenerfüllungsfaktor wird anschließend mittels einer in der Norm definierten Funktion die vorhandene Versagenswahrscheinlichkeit und somit das vorhandene Zuverlässigkeitsniveau bezüglich der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung des Tragwerks berechnet, siehe Tabelle 2 und Abbildung 13.

Tabelle 2: Zusammenhang zwischen dem Erdbebenerfüllungsfaktor und der Versagenswahrscheinlichkeit (siehe ÖNORM B 1998-3 Tabelle A.2)

α	0,04	0,07	0,12	0,19	0,25	0,31	0,38	0,44	0,50	0,57	0,63	0,70	0,76	0,82	0,89	0,95	1,00	1,01	1,08	1,14
$P_f \times 10^5$	60,00	14,71	3,44	1,56	1,00	0,72	0,53	0,41	0,32	0,26	0,21	0,17	0,13	0,11	0,09	0,07	0,057	0,05	0,04	0,02

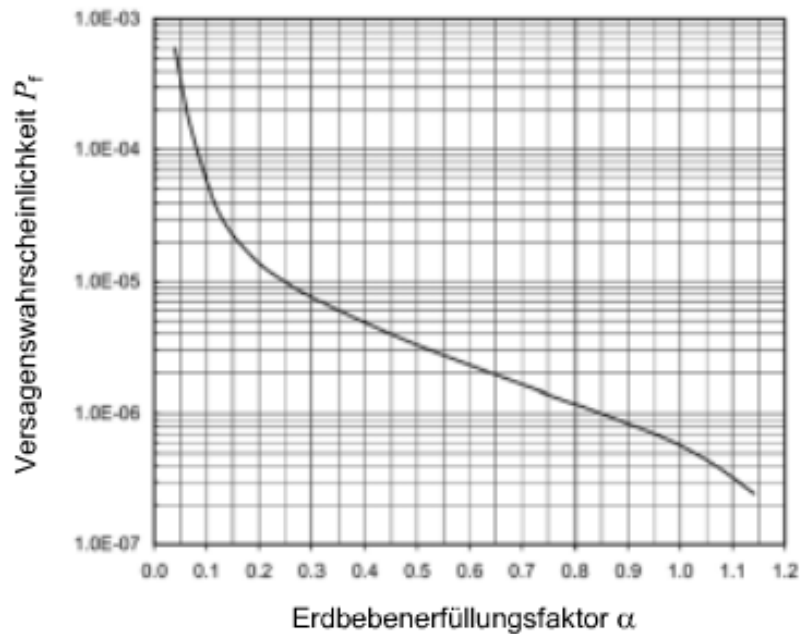


Abbildung 13: Zusammenhang zwischen dem Erdbebenerfüllungsfaktor und der Versagenswahrscheinlichkeit (aus ÖNORM B 1998-3)

Bitte denken Sie jetzt an folgende Aussage, die in Kapitel 1.3 gemacht wurde: „Mit dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept selbst kann aber keine Versagenswahrscheinlichkeit ausgerechnet werden!“ Diese Funktion ist auch nicht Teil des semiprobabilistischen Sicherheitskonzepts, sondern man muss sie sich als eine „Schummel-“ oder Hilfsfunktion außerhalb des semiprobabilistischen Sicherheitskonzepts vorstellen, mit der das Manko des semiprobabilistischen Sicherheitskonzepts, dass keine Versagenswahrscheinlichkeiten berechnet werden können, umgangen wird. Diese Funktion ist sehr wichtig und wird später (Kapitel 4.5.1) noch genauer diskutiert.

Das so ermittelte vorhandene Zuverlässigkeitsniveau muss bestimmte Bedingungen erfüllen. Ganz Allgemein gilt (siehe Absatz A.1 der ÖNORM B 1998-3):

„Das erforderliche Zuverlässigkeitsniveau des rechtmäßigen Bestandes, d.h. jenes Zuverlässigkeitsniveau, das zum Zeitpunkt der Baubewilligung unter Berücksichtigung des damaligen Standes der Technik maßgebend war, bzw. sich aus der Anwendung der damaligen Normen und Vorschriften ergeben hat, darf nicht unterschritten werden. Bestehende Bauwerke, die ein höheres Zuverlässigkeitsniveau aufweisen, als es zum Zeitpunkt der Baubewilligung vorgeschrieben war, dürfen nicht verschlechtert werden. Davon ausgenommen sind Bauwerke deren Zuverlässigkeitsniveau bereits höher ist, als es dem aktuellen Stand der Technik entspricht.“

In Tabelle A.1 der ÖNORM B 1998-3 sind minimale akzeptable Zuverlässigkeitsniveaus festgelegt, die nicht unterschritten werden dürfen (siehe Tabelle 3).

Tabelle 3: Akzeptable Zuverlässigkeiten für Bestandsbauten bei Erdbeben
(siehe ÖNORM B 1998-3 Tabelle A.1)

Schadensfolgeklasse bzw. Versagensfolgeklasse	Akzeptables, reduziertes Zuverlässigkeitsniveau Z_{red}	Versagenswahrscheinlichkeit $P_{f,ist,max}/\text{Gebäude(teil)}$ und Jahr
RC1 - CC1	$1 - 1 \times 10^{-4}$	1×10^{-4}
RC2 - CC2	$1 - 1 \times 10^{-5}$	1×10^{-5}
RC3 - CC3	$1 - 1 \times 10^{-6}$	1×10^{-6}

Die Schadensfolgeklasse eines Gebäudes beeinflusst folgedessen an zwei Stellen das Zuverlässigkeitsniveau: Erstens wird abhängig von der Schadensfolgeklasse bzw. Bedeutungskategorie die Referenz-Erdbebeneinwirkung mit dem Bedeutungsbeiwert multipliziert, um verschiedene Zuverlässigkeitsniveaus zu erreichen. Zweitens sind abhängig von der Schadensfolgeklasse verschiedene minimale akzeptable Zuverlässigkeitsniveaus erforderlich.

Ändert sich durch bauliche Maßnahmen oder Nutzungsänderung die Anzahl der Personen, die sich regelmäßig im Gebäude aufhalten, muss das vorhandene Zuverlässigkeitsniveau einer zusätzlichen Bedingung genügen. Diese Bedingung leitet sich aus der Forderung ab, dass das gesamte Personenrisiko für die Gesellschaft, das sich aus den existenten Gebäuden ableitet, nicht verschlechtert werden darf. Unter Personenrisiko wird das Risiko verstanden sich zu verletzen oder zu sterben, während man sich in einem Gebäude aufhält. Diesbezüglich steht in der Norm:

„Bei Erhöhung der Personenanzahl darf die Bilanz des Personenrisikos unter Zugrundelegung des vorhandenen Bestandgebäudes und der baulichen Maßnahme nicht verschlechtert werden. Dieser Grundsatz gewährleistet ein gleichbleibendes Gesamtrisiko des ausgebauten Gebäudes verglichen mit den Risiken des bestehenden Gebäudes und einem für den Personenzuwachs gedachten Neubaus (ohne Reduktion des Zuverlässigkeitsniveaus).“

Das ermittelte vorhandene Zuverlässigkeitsniveau nach der Änderung der Personenanzahl darf daher das sich aus folgender Gleichung (Gleichung (A.2) der ÖNORM B 1998-3) ergebende Zuverlässigkeitsniveau nicht unterschreiten:

$$P_{f,soll} = \frac{PZ_{ist} * P_{f,ist} + \Delta PZ * P_{f,neu}}{PZ_{ist} + \Delta PZ} \quad (23)$$

$P_{f,neu}$ zulässige Versagenswahrscheinlichkeit für Neubauten gemäß ÖNORM EN 1990 (...)

$P_{f,ist}$ vorhanden Versagenswahrscheinlichkeit des Bestandgebäudes

$P_{f,soll}$ erforderliche Versagenswahrscheinlichkeit (...) nach der Bauwerksänderung (...)

PZ_{ist} Personenanzahl im bestehenden Bauwerk (...)

ΔPZ Personenzunahme im veränderten Bauwerk (...)

Durch das minimale akzeptable Zuverlässigkeitsniveau (ÖNORM B 1998-3 Tabelle A.1) und das minimale Zuverlässigkeitsniveau zufolge der Erhöhung der Personenzahl (ÖNORM B 1998-3 Gleichung A.2) werden aber auch implizit Wiederkehrperioden festgelegt. Und somit ist der Kreis geschlossen.

4.5.1 Zusammenhang zwischen dem Erdbebenerfüllungsfaktor und der Versagenswahrscheinlichkeit

Mit dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept kann die Versagenswahrscheinlichkeit nicht berechnet werden. In ÖNORM B 1998-3 wird eine Funktion eingeführt, die abhängig vom Erdbebenerfüllungsfaktors, also einer Ergebnisgröße des semiprobabilistischen Sicherheitskonzept, auf die Versagenswahrscheinlichkeit schließen lässt. Sie wurde vom SIA Merkblatt 2018 (siehe [SIA_2018]) übernommen, allerdings wurde die Bedeutung der Bildmenge verändert. In der ÖNORM B 1998-3 ordnet die Funktion den Erfüllungsfaktoren Versagenswahrscheinlichkeiten zu, in der originalen Version ordnet sie den Erfüllungsfaktoren Risikofaktoren zu. Die originale Funktion aus dem SIA Merkblatt 2018 wird in Abbildung 14 dargestellt.

Was ist jetzt der Unterschied zwischen der Versagenswahrscheinlichkeit und dem Risikofaktor? Die Versagenswahrscheinlichkeit ist die Wahrscheinlichkeit, mit der das Tragwerk bei einem Erdbeben bestimmter Stärke innerhalb eines Jahres versagt. Der Risikofaktor entspricht der Wahrscheinlichkeit, dass eine Person aufgrund eines Erdbebens bestimmter Stärke innerhalb eines Jahres stirbt, wenn sie sich permanent in einem bestimmten Gebäude aufhält. Versagenswahrscheinlichkeit und Risikofaktor sind sehr ähnlich, aber nicht ident. Die Versagenswahrscheinlichkeit ist immer größer als der Risikofaktor, denn man muss nicht unbedingt sterben, wenn das Gebäude einstürzt. Die konkreten Zahlenwerte können sich um Faktoren von 0,01 bis 0,6 unterscheiden, siehe [SIA_D0211]. Aus diesem Grund ist nach Tabelle A.2 der ÖNORM B 1998-3 (siehe Tabelle 2) auch die Versagenswahrscheinlichkeit $0,57 \cdot 10^{-6}$ und nicht $1 \cdot 10^{-6}$ bei einem Erfüllungsfaktor von 1. Welche Auswirkung hat dieser Unterschied auf die Berechnung? In beiden Ländern wird der minimale Erfüllungsfaktor mit 0,25 festgelegt. Dadurch ergibt sich in Österreich ein geringfügig höheres Sicherheitsniveau als in der Schweiz.

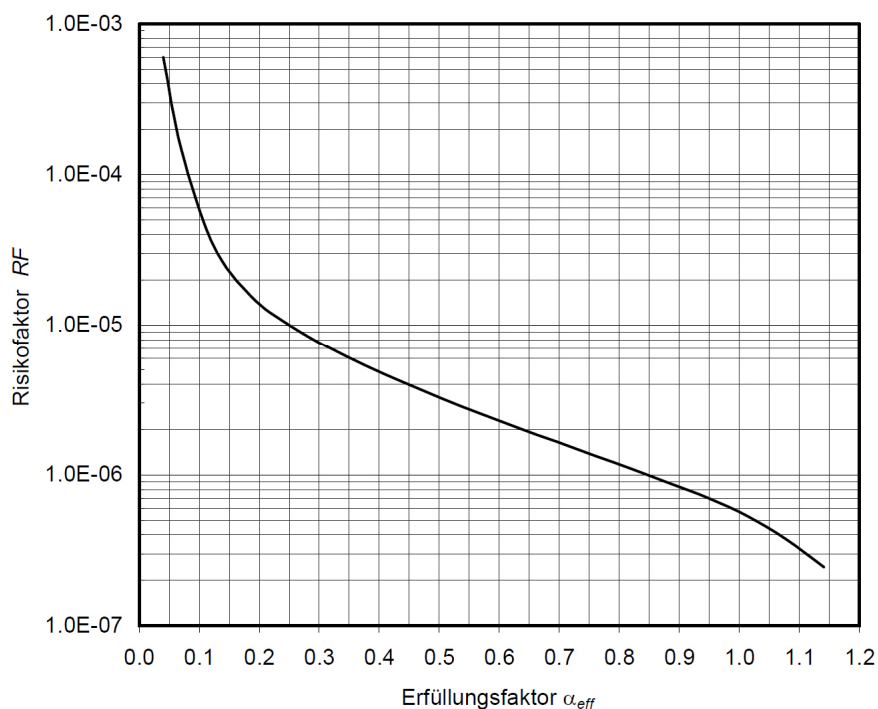


Abbildung 14: Zusammenhang Erfüllungsfaktor und Risikofaktor (aus [SIA_2018])

Diese Funktion ist eine empirische Funktion. In [SIA_D0211] wird beschrieben, wie sie ermittelt wird. Im ersten Schritt werden für Gebäude die Risikofaktoren auf Basis der EMS-98 (siehe Kapitel 3.1) ermittelt, im zweiten Schritt werden für diese Gebäude die Erfüllungsfaktoren berechnet. Im Folgenden wird die grobe Vorgehensweise beschrieben.

Man startet im ersten Schritt damit, ein Gebäude mit einer bestimmten Verletzlichkeitsklasse (EMS-98) auszuwählen. Dann ermittelt man sich die Wahrscheinlichkeit P_I , dass ein Erdbeben mit einer Intensität I (EMS-98) innerhalb eines Jahres auftritt. Diese Wahrscheinlichkeit lässt sich aus dem Kehrwert der Wiederkehrperiode berechnen, z.B. ergibt eine Wiederkehrperiode von 475 Jahren eine Wahrscheinlichkeit von $2,1 \cdot 10^{-3}$. Mit der Verletzlichkeitsklasse des Gebäudes und der Intensität I des Erdbebens liefert die EMS-98 die Wahrscheinlichkeit P_{SG} , dass dieses Gebäude einen Schadensgrad SG bei dem Erdbeben erfährt. Jetzt muss noch die Wahrscheinlichkeit P^* festgelegt werden. Diese Wahrscheinlichkeit gibt an, wie wahrscheinlich es ist in diesem Gebäude bei einem Erdbeben mit der Intensität I zu sterben, wenn es nach dem Erdbeben den Schadensgrad SG aufweist. Der Risikofaktor ergibt sich somit zu:

$$RF = P_I * P_{SG} * P^* \quad (24)$$

Im zweiten Schritt wird für dieses Gebäude der Erfüllungsfaktor α mit einem bestimmten Berechnungsmodell und einem bestimmten Berechnungsverfahren berechnet. D.h. in Österreich würde man sich für dieses Gebäude den Erdbebenerfüllungsfaktor nach ÖNORM B 1998-3 ausrechnen. Somit hat man ein Risikofaktor-Erfüllungsfaktor-Paar ermittelt. Diese Vorgehensweise wiederholt man für viele verschiedene Verletzbarkeitsklassen, Intensitäten, Schadensgrade, Berechnungsmodelle und Berechnungsverfahren und erhält so letztendlich den funktionalen Zusammenhang zwischen Risikofaktor und Erfüllungsfaktor.

Um diese Funktion aussagekräftiger zu machen, könnte man verschiedene Funktionen abhängig von Berechnungsmodell und Berechnungsverfahren erstellen. Denn ein mit einem Ersatzstab-Modell und dem Ersatzkraftverfahren berechneter Erfüllungsfaktor kann stark von einem mit einem komplexen dreidimensionalen Modell, das alle nur erdenklichen Nichtlinearitäten berücksichtigt, und einer Zeitverlaufsberechnung ermittelten abweichen. Es folgt: **Ein Erfüllungsfaktor ohne Angabe des Berechnungsmodells und des Berechnungsverfahrens ist nicht aussagekräftig.**

Anhand eines sehr einfachen Beispiels soll gezeigt werden, wie diese Funktion bestimmt werden kann. Zwei Erfüllungsfaktor-Risikofaktor-Paare sind evident. Bei einem Erfüllungsfaktor von 0 ist der Risikofaktor 1 (Stützstelle 2). Und bei einem Erfüllungsfaktor 1 ist der Risikofaktor 10^{-6} (Stützstelle 1), wenn der Unterschied zwischen Risikofaktor und Versagenswahrscheinlichkeit hier für dieses Beispiel vernachlässigt wird und für die Versagenswahrscheinlichkeit der Wert von der ÖNORM EN 1990:2013 für ein Gebäude der Schadensfolgeklasse CC2 verwendet wird. Zur Berechnung der dritten Stützstelle wird ein Gebäude der Verletzbarkeitsklasse A angenommen. Als Intensität des Erdbebens wird VII gewählt und entspricht der nach ÖNORM B 1998-1:2013 anzusetzenden Referenz-Erdbebeneinwirkung mit einer Wiederkehrperiode von 475 Jahren, siehe ÖNORM B 1998-1:2013 Anhang C. Somit beträgt die Wahrscheinlichkeit $P_I = 2,1 \cdot 10^{-3}$. Auf Basis der EMS-98 ergibt sich die Wahrscheinlichkeit $P_{SG=4} = 0,05$. Die Wahrscheinlichkeit P^* wird mit 0,1 angenommen. Somit ergibt sich ein Risikofaktor von $RF = 1 \cdot 10^{-5}$. Der Erfüllungsfaktor wird nach ÖNORM B 1998-3 berechnet und ergibt 0,25. Die sich aus den drei Stützstellen ergebende Funktion ist in Abbildung 15 dargestellt.

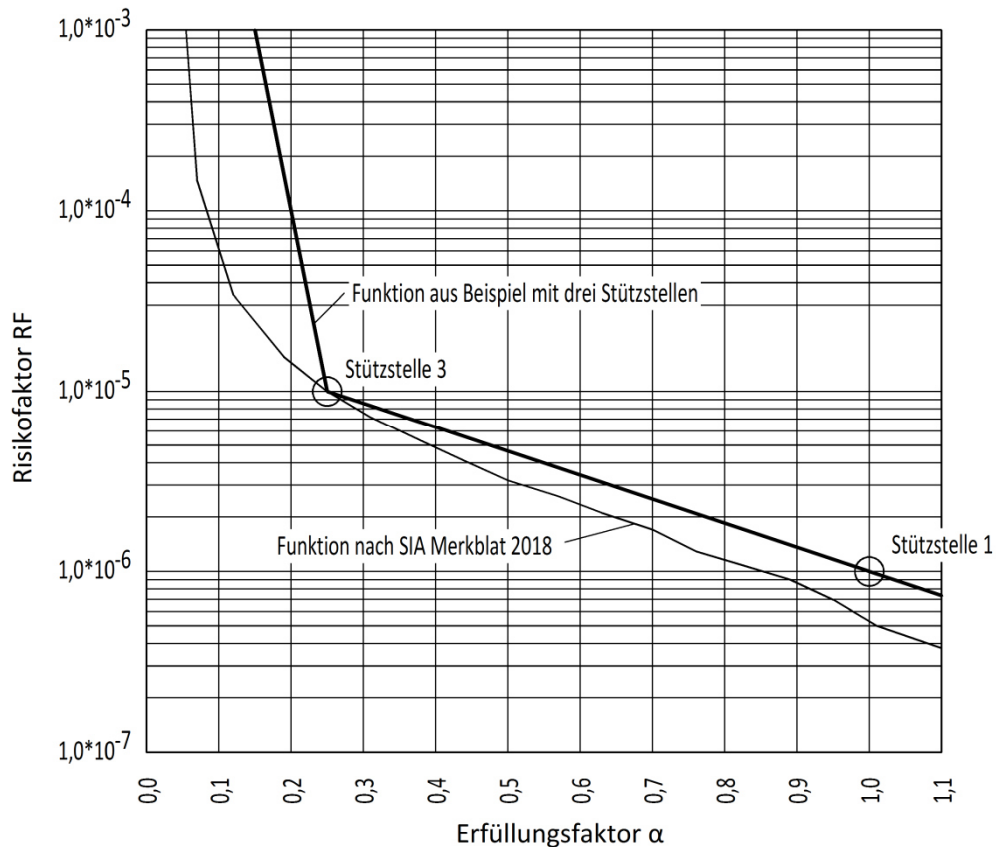


Abbildung 15: Beispiel Zusammenhang Erfüllungsfaktor und Risikofaktor

4.6 Bestimmungen der ONR 24009:2013

Die ONR 24009 ist im Vergleich zu den ÖNORMen EN 1998-3:2013 und B 1998-3:2013 das allgemeinere Dokument. Sie regelt die Bewertung des Verhaltens von bestehenden Gebäuden unter *beliebigen Einwirkungen* und ergänzt die ÖNORM EN 1990:2013 in dieser Hinsicht (siehe ÖNORM EN 1990:2013 Absatz 1.1(4)). Die ÖNORMen EN 1998-3:2013 und B 1998-3:2013 regeln dagegen die Bewertung des Verhaltens von bestehenden Gebäuden bei *Erdbeben*. Aus diesem Grund muss die ÖNORM B 1998-3:2013 Anforderungen und Vorgehensweisen, die in ONR 24009 festgelegt werden, erfüllen bzw. ermöglichen. Z.B. erlaubt die ONR 24009 Gebäuden einem Erdbeben mit verminderter Zuverlässigkeit zu widerstehen, als die ÖNORMen EN 1998-1:2013 und B 1998-1:2013 fordern und legt in Tabelle 2 minimale akzeptable Zuverlässigkeitsniveaus für die Schadensfolgeklassen fest. Die ÖNORM B 1998-3:2013 greift diese Vorgehensweise auf, wie bereits in Kapitel 4.5 besprochen wurde.

5 Baudynamische Grundlagen

Die Ausführungen dieses Kapitels basieren auf [BATHE06], [BUCHER13], [CHOPRA95], [MESKOURIS11] und [WILSON00].

5.1 Newtonsche Gesetze

Die absolute Basis für alle hier durchgeführten Berechnungen sind die Newtonschen Gesetze (siehe [NEWTON1687]). Das bekannteste (zweite Newtonsche Gesetz) lautet in vereinfachter Form „Kraft ist Masse mal Beschleunigung“:

$$F = ma \quad (25)$$

In (25) ist F eine Kraft in Newton (N), m eine Masse in Kilogramm (kg) und a eine Beschleunigung in Meter pro Sekunde zum Quadrat (m/s^2).

„Kraft ist Masse mal Beschleunigung“ gilt (im Bauwesen) immer, zu jedem Zeitpunkt, bei jedem Verschiebungszustand, bei jeder Belastung, bei jedem Zerstörungsgrad des Gebäudes, während jeder Bewegung, in jedem Moment eines Erdbebens,...

Auch von fundamentaler Bedeutung für die Analyse des dynamischen Verhaltens von Bauwerken ist das erste Newtonsche Gesetz, das Trägheitsgesetz oder Intertialgesetz genannt wird (siehe [JAROS90]):

„Ein Körper, auf den keine Kraft wirkt, verharrt im Zustand der Ruhe oder der gleichförmigen Bewegung.“

5.2 Freiheitsgrade

Freiheitsgrade werden unterteilt in Verschiebungs- und Rotationsfreiheitsgrade. Ein Verschiebungsfreiheitsgrad ist eine festgelegte Richtung, in die sich ein Körper verschieben kann, wobei die Richtung durch einen Vektor definiert wird. In der Ebene kann ein Körper maximal zwei Verschiebungsfreiheitsgrade haben. Die zwei Verschiebungsfreiheitsgrade werden durch zwei beliebige linear unabhängige Vektoren, die in der Ebene liegen müssen, definiert. Im Raum kann ein Körper maximal drei Verschiebungsfreiheitsgrade haben, die durch drei beliebige linear unabhängige Vektoren definiert werden. Meisten – aber nicht immer – werden die Richtungen der Verschiebungsfreiheitsgrade parallel zu den Achsen eines für die Problembeschreibung wichtigen Koordinatensystems festgelegt. Ein Rotationsfreiheitsgrad ist eine festgelegte Achse, um die sich ein Körper drehen kann, wobei die Achse durch einen Vektor definiert wird. In der Ebene gibt es maximal einen Rotationsfreiheitsgrad, der mittels eines Normalvektors auf die Ebene definiert wird. Im Raum kann ein Körper maximal drei Rotationsfreiheitsgrade haben, die durch drei beliebige linear unabhängige Vektoren definiert werden. Meistens – aber nicht notwendigerweise – werden die Verschiebungsfreiheitsgrade und die Rotationsfreiheitsgrade für einen Körper durch die gleichen Vektoren definiert. Sehr häufig wird zur Festlegung der sechs Freiheitsgrade eines Körpers im Raum, die sich aus Addition der drei Verschiebungs- und der drei Rotationsfreiheitsgrade ergeben, ein kartesisches Koordinatensystem verwendet.

5.3 Der Einmassenschwinger

Der Einmassenschwinger ist das einfachste dynamische Modell, auf das ein Gebäude abgebildet werden kann, siehe Abbildung 16.

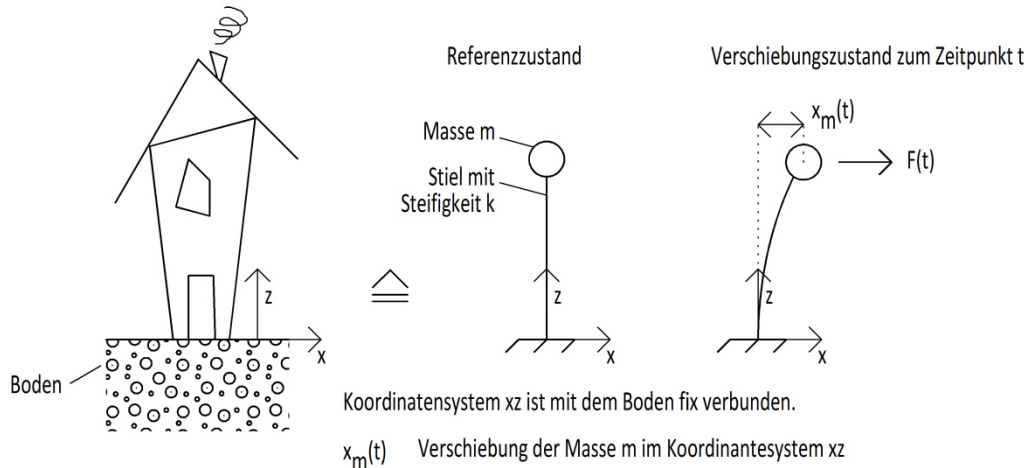


Abbildung 16: Einmassenschwinger

Im Folgenden wird die Bewegungsgleichung des Einmassenschwingers hergeleitet. Durch Anwendung der Gleichung (25) auf den Einmassenschwinger im Verschiebungszustand zum Zeitpunkt t folgt:

$$m\ddot{x}_m(t) + kx_m(t) = F(t) \quad (26)$$

Die erhaltene Bewegungsgleichung ist eine gewöhnliche Differentialgleichung zweiter Ordnung mit konstanten Koeffizienten. Die Masse m und die Steifigkeit k werden also als konstant angenommen. Daraus folgt, dass man die Lösung der Bewegungsgleichung, die Funktion $x_m(t)$, nur zur Analyse des Gebäudes heranziehen darf, wenn sich Masse und Steifigkeit nicht ändern. Als „Gedankenankegung“ sei an dieser Stelle angemerkt, dass sich bei Gründerzeithäusern die Steifigkeit bei einem Erdbeben (ab einer gewissen Stärke) in jedem Augenblick ändert.

Bei Erdbeben ist aber keine äußere Kraft $F(t)$ vorhanden, wodurch die Bewegungsgleichung folgende Form annimmt:

$$m\ddot{x}_m(t) + kx_m(t) = 0 \quad (27)$$

In welchem Term bzw. in welcher Variable „steckt“ jetzt das Erdbeben in dieser Gleichung? Wo und wie fließt die Erdbebeneinwirkung in diese Gleichung ein? Um die Erdbebeneinwirkung in diese Gleichung einzubauen, muss das Modell erweitert werden, siehe Abbildung 17.

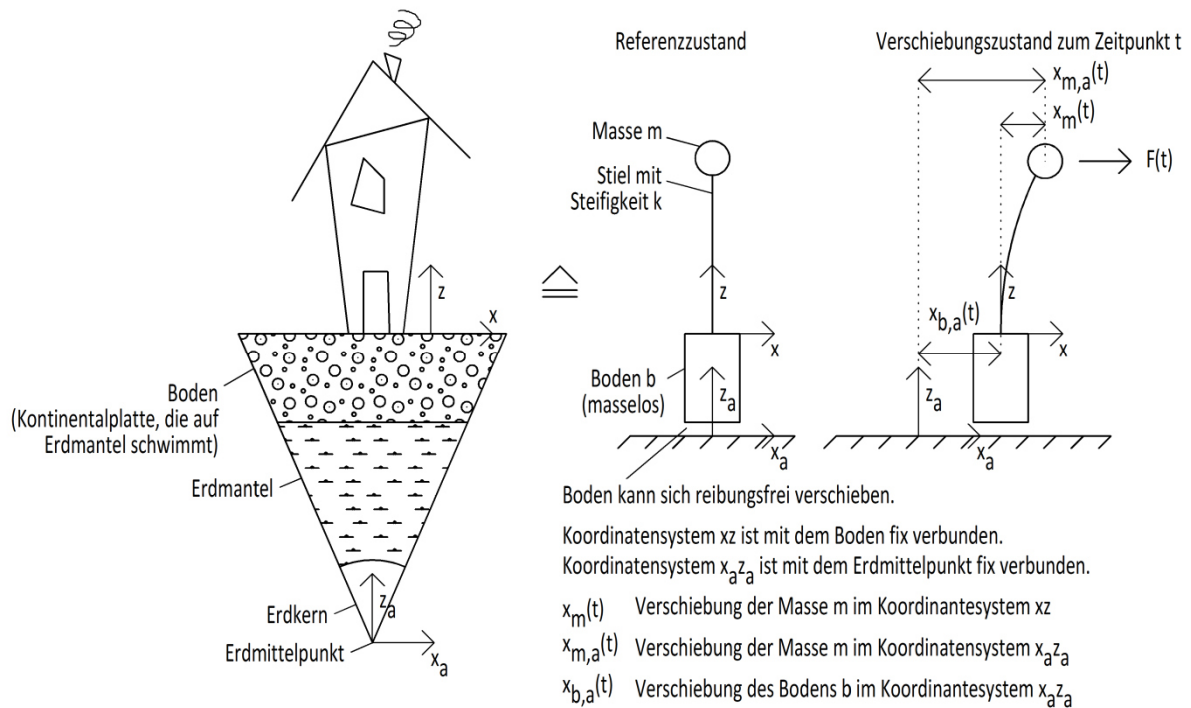


Abbildung 17: Einmassenschwinger bei Erdbebeneinwirkung

Das erweiterte Modell berücksichtigt die Kontinentalplatte auf der sich das Gebäude befindet. Die Kontinentalplatte schwimmt auf dem flüssigen Erdmantel und verschiebt sich bei einem Erdbeben. Eine Verschiebung geht natürlich immer mit einer gewissen Geschwindigkeit und Beschleunigung einher. Das im erweiterten Modell eingeführte Koordinatensystem $x_a z_a$ befindet sich genau im Erdmittelpunkt und ermöglicht die Angabe von absoluten Verschiebungen, Geschwindigkeiten und Beschleunigungen auf der Erde. Durch Anwendung von Gleichung (25) auf das erweiterte Modell im Verschiebungszustand zum Zeitpunkt t bezogen auf das Koordinatensystem $x_a z_a$ ergibt sich:

$$m\ddot{x}_{m,a}(t) + k(x_{m,a}(t) - x_{b,a}(t)) = 0 \quad (28)$$

Wobei die äußere Kraft $F(t)$ wieder auf null gesetzt wird.

Aus Gleichung (28) folgt, dass sich die Belastung im Stiel des Einmassenschwingers (und somit im Tragwerk des Gebäudes) zufolge der Relativverschiebung des Bodens und der Masse ergibt. Und die Relativverschiebung passiert aufgrund der Trägheit (zweites Newtonsche Gesetz) der Masse.

Die absolute Verschiebung und Beschleunigung der Masse lässt sich jeweils folgendermaßen ausdrücken:

$$x_{m,a}(t) = x_{b,a}(t) + x_m(t) \quad (29)$$

$$\ddot{x}_{m,a}(t) = \ddot{x}_{b,a}(t) + \ddot{x}_m(t) \quad (30)$$

Einsetzen von (29) und (30) in Gleichung (28) ergibt:

$$m\ddot{x}_m(t) + kx_m(t) = -m\ddot{x}_{b,a}(t) \quad (31)$$

In dieser Gleichung wird ein Erdbeben durch den Term „ $-m\ddot{x}_{b,a}(t)$ “ repräsentiert. Der Zeitverlauf der Beschleunigung des Bodens ist demnach die Basis für die dynamische Analyse eines Bauwerks bei einem Erdbeben.

5.3.1 Der Einmassenschwinger mit viskoser Dämpfung

Ohne Dämpfung bewegt sich ein einmal angeregter Einmassenschwinger für immer und ewig. So verhält sich natürlich keine reale Struktur, kein reales Gebäude. Deshalb sollte die Dämpfung auch ins Modell eingebaut werden, siehe Abbildung 18.

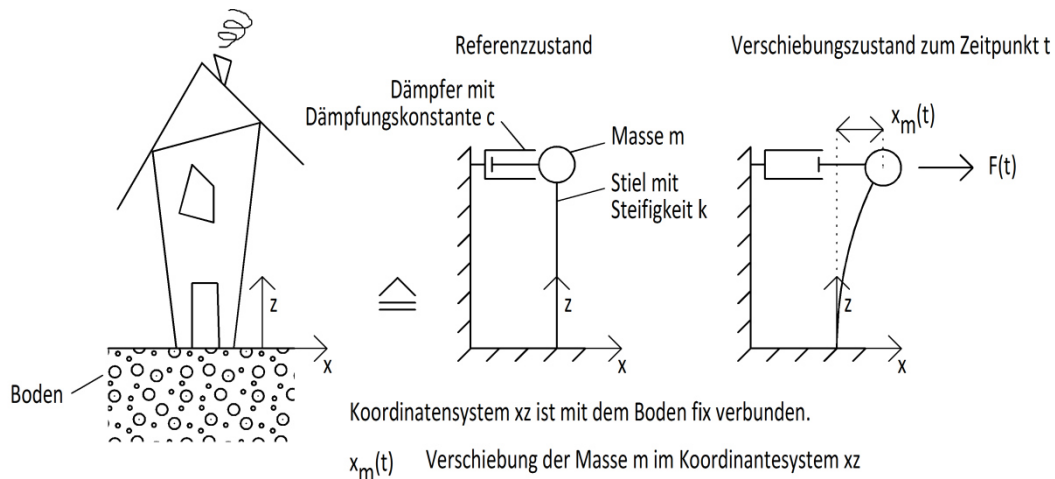


Abbildung 18: Einmassenschwinger mit viskoser Dämpfung

Beim Dämpfer wird in der Regel angenommen, dass eine zur Geschwindigkeit proportionale Dämpfungskraft entsteht, die entgegen der Bewegungsrichtung wirkt. Die Proportionalitätskonstante ist die Dämpfungskonstante c in [Kraft/Länge], siehe Gleichung (32) und [MESKOURIS11].

$$F_D(t) = c\dot{x}_m(t) \quad (32)$$

Durch Anwendung der Gleichung (25) auf den Einmassenschwinger im Verschiebungszustand zum Zeitpunkt t folgt die Bewegungsgleichung des viskos gedämpften Einmassenschwingers:

$$m\ddot{x}_m(t) + c\dot{x}_m(t) + kx_m(t) = F(t) \quad (33)$$

Die Bewegungsgleichung bei einer Erdbebeneinwirkung lautet analog zu Gleichung (31):

$$m\ddot{x}_m(t) + c\dot{x}_m(t) + kx_m(t) = -m\ddot{x}_{b,a}(t) \quad (34)$$

Mit der (Eigen-)Kreisfrequenz $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$ und dem Lehr'schen Dämpfungsmaß $\zeta = \frac{c}{2\sqrt{mk}}$ lässt sich Gleichung (34) folgendermaßen darstellen:

$$\ddot{x}_m(t) + 2\zeta\omega\dot{x}_m(t) + \omega^2x_m(t) = -\ddot{x}_{b,a}(t) \quad (35)$$

Aus der Kreisfrequenz ergibt sich weiters die Periode $T = \frac{1}{\omega}$ des Einmassenschwingers.

5.4 Der Mehrmassenschwinger

Der Einmassenschwinger ist eine sehr vereinfachte Darstellung der Wirklichkeit. Deshalb werden Gebäude für dynamische Analysen in der Regel auf Mehrmassenschwinger abgebildet, siehe Abbildung 19.

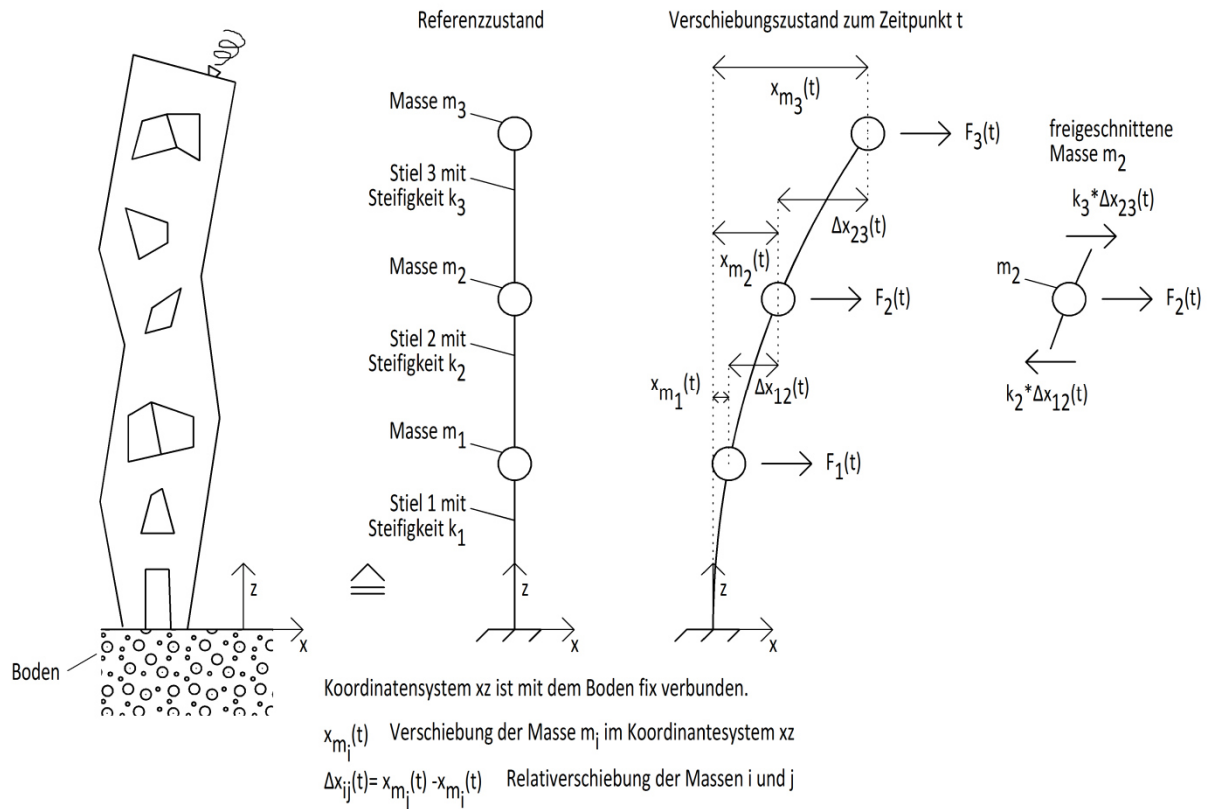


Abbildung 19: Mehrmassenschwinger

Durch Anwendung der Gleichung (25) auf die Massen m_1 , m_2 und m_3 im Verschiebungszustand zum Zeitpunkt t folgt:

$$m_1 \ddot{x}_{m_1}(t) - k_1 x_{m_1}(t) + k_2(x_{m_2}(t) - x_{m_1}(t)) = F_1(t) \tag{36}$$

$$m_2 \ddot{x}_{m_2}(t) - k_2(x_{m_2}(t) - x_{m_1}(t)) + k_3(x_{m_3}(t) - x_{m_2}(t)) = F_2(t) \tag{37}$$

$$m_3 \ddot{x}_{m_3}(t) - k_3(x_{m_3}(t) - x_{m_2}(t)) = F_3(t) \tag{38}$$

Diese drei Gleichungen bilden ein Gleichungssystem, siehe (39).

$$\begin{pmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{pmatrix} * \begin{pmatrix} \ddot{x}_{m_1}(t) \\ \ddot{x}_{m_2}(t) \\ \ddot{x}_{m_3}(t) \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} -k_1 - k_2 & k_2 & 0 \\ k_2 & -k_1 - k_3 & k_3 \\ 0 & k_3 & -k_3 \end{pmatrix} * \begin{pmatrix} x_{m_1}(t) \\ x_{m_2}(t) \\ x_{m_3}(t) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} F_1(t) \\ F_2(t) \\ F_3(t) \end{pmatrix} \tag{39}$$

In Matrixschreibweise lautet Gleichung (39) folgendermaßen, wobei die Bezeichner für Matrizen und Vektoren **fett** geschrieben werden:

$$\mathbf{M}_x \ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}_x \mathbf{x}(t) = \mathbf{F}(t) \tag{40}$$

Die Matrix \mathbf{M}_x bezeichnet man als Massenmatrix und die Matrix \mathbf{K}_x als Steifigkeitsmatrix. Das x in den Bezeichnungen deutet darauf hin, dass es sich dabei um die Matrizen bezüglich der x -Richtung handelt. Die Massenmatrizen für verschiedene Richtungen werden zwar ident sein, die Steifigkeitsmatrizen sind in der Regel aber unterschiedlich je Richtung.

Bei gleicher Vorgehensweise wie beim Einmassenschwinger folgt aus (40) die Bewegungsgleichung für einen Mehrmassenschwinger in der xz -Ebene bei einer Erdbebeneinwirkung in x -Richtung:

$$\mathbf{M}_x \ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}_x \mathbf{x}(t) = -\mathbf{M}_x \mathbf{e} \ddot{x}_{b,a}(t) \quad (41)$$

Dabei ist \mathbf{e} ein Spaltenvektor und besteht aus lauter Einser.

Für einen dreidimensionalen Mehrmassenschwinger bei Erbebeinwirkungen von beliebiger Richtung gilt (siehe [WILSON00]):

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = -\mathbf{M}\mathbf{e}_x \ddot{x}_{b,a}(t) - \mathbf{M}\mathbf{e}_y \ddot{y}_{b,a}(t) - \mathbf{M}\mathbf{e}_z \ddot{z}_{b,a}(t) \quad (42)$$

In (42) werden alle Freiheitsgrade des Systems im Vektor $\mathbf{u}(t)$ zusammengefasst. Beim Vektor \mathbf{e}_x sind alle Elemente Null, ausgenommen die Elemente, die sich auf einen Freiheitsgrad in x -Richtung beziehen. Entsprechendes gilt für die Vektoren \mathbf{e}_y und \mathbf{e}_z . Die Matrix \mathbf{C} ist die Dämpfungsmatrix bei angenommener viskoser Dämpfung.

5.5 Modale Analyse

Die Gleichung (43) (und somit auch (42)) stellt ein lineares Differenzialgleichungssystem zweiter Ordnung dar.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = \mathbf{F}(t) \quad (43)$$

Zur Lösung dieses Differentialgleichungssystem können prinzipiell die verschiedensten mathematischen Methoden verwendet werden. Im Bauwesen wird aber regelmäßig die modale Analyse angewendet.

Der Kern der modalen Analyse ist die Trennung der abhängigen Variablen bzw. hier die Trennung der abhängigen Verschiebungen (Anm.: Die Variablen bzw. Verschiebungen sind Funktionen der Zeit). Warum sind die Verschiebungen in Gleichung (43) abhängig? Weil es in den Matrizen \mathbf{M} , \mathbf{C} und \mathbf{K} Elemente neben der Diagonalen gibt, die ungleich Null sind (siehe z.B. Gleichung (39)). Die Abhängigkeit der Verschiebungen bedeutet, dass durch die Verschiebung einer Masse des Mehrmassenschwingers auch die benachbarten Massen in einer gewissen Art und Weise verschoben werden.

Im ersten Schritt werden neue unabhängige Verschiebungen (Variable) eingeführt, die sogenannten *modalen* Verschiebungen. Im Englischen bezeichnet man die modalen Verschiebungen als „generalized displacements“ oder auch als „modal displacements“. Mit den modalen Verschiebungen \mathbf{y} lassen sich die abhängigen Verschiebungen \mathbf{u} folgendermaßen darstellen:

$$\mathbf{u}(t) = \Phi \mathbf{y}(t) \quad (44)$$

Die Matrix Φ ist erstmals unbekannt und später wird genau darauf eingegangen, wie sie ermittelt wird. Gleichung (44) wird in Gleichung (43) eingesetzt und es folgt:

$$\mathbf{M}\Phi \ddot{\mathbf{y}}(t) + \mathbf{C}\Phi \dot{\mathbf{y}}(t) + \mathbf{K}\Phi \mathbf{y}(t) = \mathbf{F}(t) \quad (45)$$

Multiplikation von Gleichung (45) von links mit Φ^T liefert:

$$\Phi^T \mathbf{M} \Phi \ddot{\mathbf{y}}(t) + \Phi^T \mathbf{C} \Phi \dot{\mathbf{y}}(t) + \Phi^T \mathbf{K} \Phi \mathbf{y}(t) = \Phi^T \mathbf{F}(t) \quad (46)$$

Damit man sich nicht im Kreis bewegt, müssen bei den Matrizen $\Phi^T \mathbf{M} \Phi$, $\Phi^T \mathbf{C} \Phi$ und $\Phi^T \mathbf{K} \Phi$ alle Elemente neben der Diagonale gleich Null sein, siehe Gleichungen (47) bis (49).

$$\Phi^T \mathbf{M} \Phi = \tilde{\mathbf{M}} = \begin{pmatrix} m_1 & & \\ & \ddots & \\ & & m_n \end{pmatrix} \quad (47)$$

$$\Phi^T \mathbf{C} \Phi = \tilde{\mathbf{C}} = \begin{pmatrix} c_1 & & \\ & \ddots & \\ & & c_n \end{pmatrix} \quad (48)$$

$$\Phi^T \mathbf{K} \Phi = \tilde{\mathbf{K}} = \begin{pmatrix} k_1 & & \\ & \ddots & \\ & & k_n \end{pmatrix} \quad (49)$$

Wegen (47) bis (49) entspricht (46) n unabhängigen linearen Differentialgleichungen zweiter Ordnung:

$$\begin{aligned} m_1 \ddot{y}_1(t) + c_1 \dot{y}_1(t) + k_1 y_1(t) &= \Phi_1^T \mathbf{F}(t) \\ &\dots \\ m_n \ddot{y}_n(t) + c_n \dot{y}_n(t) + k_n y_n(t) &= \Phi_n^T \mathbf{F}(t) \end{aligned} \quad (50)$$

Diese Differentialgleichungen sehen genau gleich aus wie die für den Einmassenschwinger, siehe Gleichung (33). Deshalb können sie ganz einfach für beliebige Anregungen mit dem Duhamel-Integral (siehe z.B. [BUCHER13] oder [CHOPRA95]) gelöst werden – und genau deswegen macht man die modale Analyse. Nachdem die einzelnen modalen Verschiebungen $y_1(t), \dots, y_n(t)$ z.B. mit dem Duhamel-Integral ermittelt wurden, ergeben sich die echten Verschiebungen $\mathbf{u}(t)$ näherungsweise aus den modalen Verschiebungen zufolge Gleichung (44). Je mehr modale Verschiebungen berücksichtigt werden, d.h. je größer n ist, desto genauer werden die Verschiebungen $\mathbf{u}(t)$ approximiert.

Jetzt muss noch die Frage geklärt werden, wie man auf die Matrix Φ kommt. Die Anforderung, die an die Matrix Φ gestellt wird, ist ja, dass sie die Matrizen \mathbf{M} und \mathbf{K} diagonalisiert, siehe Gleichungen (51) und (52).

$$\Phi^T \mathbf{K} \Phi = \text{diag}(\omega_i^2) \quad (51)$$

$$\Phi^T \mathbf{M} \Phi = \mathbf{I} \quad (52)$$

Aus Gleichung (52) folgt, dass alle modalen Massen m_1, \dots, m_n gleich Eins sind.

Die Matrix \mathbf{C} wird zunächst nicht beachtet. Prinzipiell kann die Matrix Φ auf beliebige Art und Weise bestimmt werden. In der Regel wird sie aber aus der Lösung des folgenden Eigenwertproblems gewonnen:

$$\mathbf{K} \phi = \lambda \mathbf{M} \phi \quad (53)$$

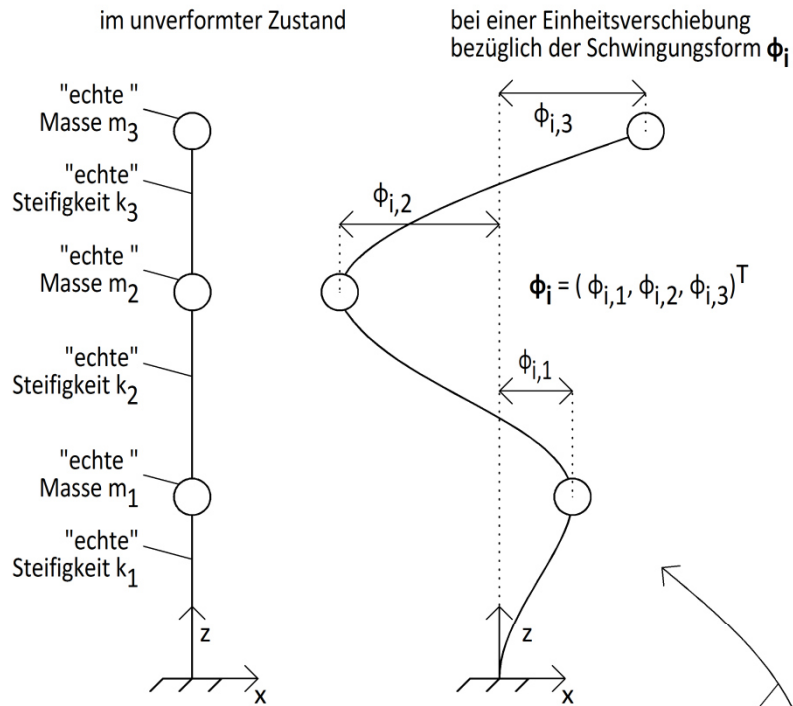
Als Lösung von (53) ergeben sich n-Paare von Eigenwerten und Eigenvektoren $(\lambda_1, \phi_1), \dots, (\lambda_n, \phi_n)$. Die Eigenvektoren ϕ_1, \dots, ϕ_n sind die Schwingungsformen (oder Eigenschwingungsformen) des durch die Matrizen \mathbf{M} und \mathbf{K} definierten Mehrmassenschwingers bei freier Schwingung, die Lambdas $\lambda_1, \dots, \lambda_n$ sind die Quadrate der den Schwingungsformen zugeordneten Kreisfrequenzen (oder Eigenkreisfrequenzen). Mit Eigenvektoren ϕ_1, \dots, ϕ_n wird die Matrix Φ folgendermaßen aufgebaut:

$$\Phi = (\phi_1, \dots, \phi_n) \quad (54)$$

Die Gleichungen in (50) sind wie bereits erwähnt ident mit den Bewegungsgleichungen von Einmassenschwingern. Folgedessen wird jeder Schwingungsform ϕ_1, \dots, ϕ_n ein Einmassenschwinger (eine Gleichung) zugeordnet, mit dem das dynamische Verhalten des Mehrmassenschwingers bezüglich der Schwingungsform beschrieben werden kann. Das Trippel aus Bewegungsgleichung, entsprechendem Einmassenschwinger und der zugeordneten Schwingungsform wird oft als *Mode* bezeichnet. Diese Zusammenhänge werden in Abbildung 20 nochmals versucht zu verdeutlichen.

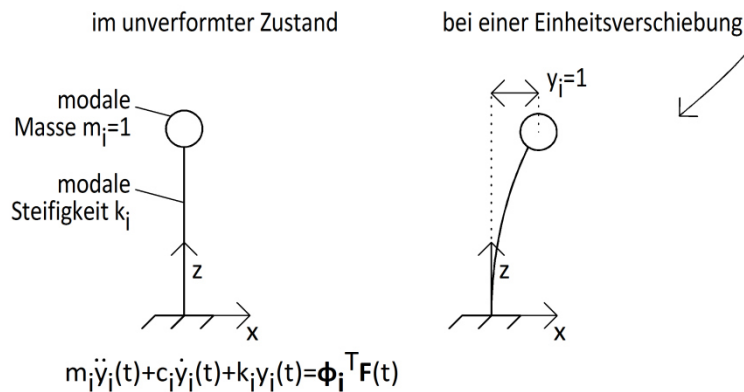
"echter" Mehrmassenschwinger

Das dynamische Verhalten des Mehrmassenschwingers bezüglich der Schwingungsform ϕ_i kann mittels des i -ten modalen Einmassenschwingers beschrieben werden.



Die Verschiebungen entsprechen einander!
 Die Einheitsverschiebung $y_i=1$ des Einmassenschwingers entspricht einem Verschiebungszustand des Mehrmassenschwingers, der durch ϕ_i definiert ist.
 Die Verschiebung $y_i=a$ des Einmassenschwingers entspricht einem Verschiebungszustand des Mehrmassenschwingers, der durch $a \cdot \phi_i$ definiert ist.

i -ter modaler Einmassenschwinger



$$m_i \ddot{y}_i(t) + c_i \dot{y}_i(t) + k_i y_i(t) = \phi_i^T F(t)$$

Abbildung 20: Zusammenhang zwischen einer Schwingungsform eines Mehrmassenschwingers und dem entsprechenden modalen Einmassenschwinger

Die Matrix \mathbf{C} wird nicht explizit angegeben oder berechnet. Stattdessen werden die Dämpfungskonstanten c_1 bis c_n in den Gleichungen (50) passend, z.B. aus der Erfahrung heraus, gewählt. Wird die Matrix \mathbf{C} tatsächlich in expliziter Form benötigt, kann sie aus Gleichung (48) rückgerechnet werden.

5.6 Modales Antwortspektrumverfahren

Bei der modalen Analyse wird das Differenzialgleichungssystem $\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = \mathbf{F}(t)$ nicht direkt gelöst, sondern es wird aufgespalten in die unabhängigen modalen Bewegungsgleichungen $m_i\ddot{y}_i(t) + c_i\dot{y}_i(t) + k_i y_i(t) = \Phi_i^T \mathbf{F}(t)$, $i = 1, \dots, n$. Jede dieser modalen Bewegungsgleichungen entspricht einem modalen Einmassenschwinger, der die gleichen dynamischen Eigenschaften wie der Mehrmassenschwinger bezüglich der Schwingungsform Φ_i aufweist. Folglich kann das dynamische Verhalten des Mehrmassenschwingers bezüglich der Schwingungsform Φ_i mittels des i -ten modalen Einmassenschwingers beschrieben werden. Sind die modalen Verschiebungen $y_1(t), \dots, y_n(t)$ bekannt, können die echten Verschiebungen $\mathbf{u}(t)$ mittels Gleichung (44) näherungsweise bestimmt werden.

Als Berechnungsalternative bietet sich das modale Antwortspektrumverfahren an. Dabei werden die modalen Verschiebungen nicht zu jedem Zeitpunkt berechnet, sondern nur die maximalen modalen Verschiebungen mit Hilfe von Antwortspektren (siehe Kapitel 3.2). Meistens werden aber nicht die maximalen modalen Verschiebungen, sondern die maximalen modalen Beschleunigungen mittels Antwortspektren ermittelt.

5.6.1 Ersatzkräfte für eine in alle Richtungen wirkende Erdbebeneinwirkung

Für eine beliebige Erdbebeneinwirkung nehmen die modalen Bewegungsgleichungen folgende Form an:

$$m_i\ddot{y}_i(t) + c_i\dot{y}_i(t) + k_i y_i(t) = \Phi_i^T \mathbf{M} \mathbf{e}_x \ddot{x}_{b,a}(t) + \Phi_i^T \mathbf{M} \mathbf{e}_y \ddot{y}_{b,a}(t) + \Phi_i^T \mathbf{M} \mathbf{e}_z \ddot{z}_{b,a}(t), i = 1, \dots, n \quad (55)$$

Bei den Vektoren \mathbf{e}_x , \mathbf{e}_y bzw. \mathbf{e}_z sind alle Elemente Null, ausgenommen die Elemente, die sich auf einen Freiheitsgrad in x -, y - bzw. z -Richtung beziehen.

Unter der Annahme von identen Erdbebeneinwirkungen in alle Richtungen folgt:

$$\ddot{x}_{b,a}(t) = \ddot{y}_{b,a}(t) = \ddot{z}_{b,a}(t) = \ddot{w}_{b,a}(t) \quad (56)$$

$$m_i\ddot{y}_i(t) + c_i\dot{y}_i(t) + k_i y_i(t) = \Phi_i^T \mathbf{M} \mathbf{e}_1 \ddot{w}_{b,a}(t), i = 1, \dots, n \quad (57)$$

In Gleichung (57) ist \mathbf{e}_1 ein Vektor mit lauter Einser und m_i ist die modale Masse des i -ten Einmassenschwingers, die den Wert eins hat, siehe Gleichung (52).

Mit der (Eigen-)Kreisfrequenz ω und dem Lehr'schen Dämpfungsmaß ζ ergibt sich aus Gleichung (57) für die i -te modale Bewegungsgleichung:

$$\ddot{y}_i(t) + 2\zeta_i \omega_i \dot{y}_i(t) + \omega_i^2 y_i(t) = p_i \ddot{w}_{b,a}(t) \quad (58)$$

Der Term $\Phi_i^T \mathbf{M} \mathbf{e}_1 / m_i = \Phi_i^T \mathbf{M} \mathbf{e}_1 / 1 = \Phi_i^T \mathbf{M} \mathbf{e}_1 = p_i$ wird als Partizipationsfaktor p_i der i -ten

Schwingungsform bezeichnet. Je größer der Partizipationsfaktor, desto maßgebender ist die Schwingungsform für das dynamische Verhalten des Mehrmassenschwingers.

Mit Hilfe der Antwortspektren S_d oder S_a lässt sich die maximale Verschiebung des i -ten modalen Einmassenschwingers ermitteln:

$$y_{i,\max} = p_i S_d(\omega_i) = p_i \frac{S_a(\omega_i)}{\omega_i^2} \quad (59)$$

Die Verschiebungen des Mehrmassenschwingers zufolge der maximalen Verschiebungen des i -ten modalen Einmassenschwingers ergeben sich nach folgender Formel:

$$\mathbf{u}_{\text{Mode } i} = y_{i,\max} \boldsymbol{\phi}_i \quad (60)$$

Die Beanspruchungen des Mehrmassenschwingers zufolge der maximalen Verschiebungen des i -ten modalen Einmassenschwingers ergeben sich folgenderweise:

$$\mathbf{F}_{\text{Mode } i} = \mathbf{K} \mathbf{u}_{\text{Mode } i} = \mathbf{K} y_{i,\max} \boldsymbol{\phi}_i = \mathbf{K} p_i S_d(\omega_i) \boldsymbol{\phi}_i \quad (61)$$

Oftmals möchte man sich aber statische Ersatzlasten berechnen, die auf den Mehrmassenschwinger aufgebracht werden. Um diese Ersatzlasten zu berechnen, wendet man einen kleinen Trick an. Die Schwingungsform $\boldsymbol{\phi}_i$ mit ihrer Kreisfrequenzen ω_i ist ja eine Lösung des Eigenwertproblems $\mathbf{K}\boldsymbol{\phi} = \omega_i^2 \mathbf{M}\boldsymbol{\phi}$, weshalb folgend Gleichung gültig ist:

$$\mathbf{K}\boldsymbol{\phi}_i = \omega_i^2 \mathbf{M}\boldsymbol{\phi}_i \quad (62)$$

Durch Einsetzen von (62) in (61) folgt:

$$\mathbf{F}_{\text{Mode } i} = \mathbf{K} y_{i,\max} \boldsymbol{\phi}_i = y_{i,\max} \omega_i^2 \mathbf{M}\boldsymbol{\phi}_i = p_i S_d(\omega_i) \omega_i^2 \mathbf{M}\boldsymbol{\phi}_i = p_i S_a(\omega_i) \mathbf{M}\boldsymbol{\phi}_i \quad (63)$$

Im nächsten Schritt belastet man das System mit den statischen Ersatzlasten $\mathbf{F}_{\text{Mode } i}$ und rechnet sich die sogenannten modalen Schnittgrößen E_i aus.

5.6.2 Überlagerung der modalen Ergebnisgrößen

Hat man sich die modalen Schnittgrößen E_i zufolge der einzelnen Modes berechnet, ist eine wesentliche Frage, wie diese modalen Schnittgrößen überlagert werden. Allgemeiner geht es um die Überlagerung von modalen Ergebnisgrößen, die z.B. Verschiebungen oder Schnittgrößen sein können. Im Folgenden wird aber immer von modalen Schnittgrößen E_i gesprochen. Selbstverständlich könnte man nun einfach die modalen Schnittgrößen zufolge aller Modes zusammenzählen. Und tatsächlich wäre das eine erste einfache Möglichkeit der Überlagerung. Nur darf man auf keinen Fall vergessen, dass diese modalen Schnittgrößen mit sehr, sehr hoher Wahrscheinlichkeit nicht gleichzeitig auftreten. Aus einem Antwortspektrum kann nicht herausgelesen werden, wann die maximalen Werte auftreten.

Eine weitere Variante zur Überlagerung der modalen Schnittgrößen ist die SRSS-Methode („Square Root of the Sum of the Squares“). Die einzelnen modalen Beiträge werden nach folgender Formel überlagert:

$$E_E = \sqrt{\sum E_i^2} \quad (64)$$

Diese Überlagerung basiert auf der Annahme, dass die modalen Schnittgrößen E_i statistisch voneinander unabhängig sind. Über diese Annahme schreibt [WILSON00]:

“For three-dimensional structures in which a large number of frequencies are almost identical, this assumption is not justified.”

Auch die ÖNORM EN 1998-1:2013 erlaubt die Überlagerung mittels der SRSS-Methode nur, wenn die Modalformen voneinander unabhängig sind, wobei folgendes Kriterium zur Bestimmung der Unabhängigkeit in Absatz 4.3.3.3.2(1) angegeben wird:

„Die Antwort in zwei Modalformen i und j (...) dürfen als voneinander unabhängig betrachtet werden, wenn ihre Perioden T_i und T_j (mit $T_j < T_i$) folgende Bedingung erfüllen:

$$T_j \leq 0,9 * T_i$$

Wird die Bedingung in Absatz 4.3.3.3.2(1) nicht erfüllt, sind nach Norm die modalen Schnittgrößen E_i mittels genaueren Methoden wie z.B. die QCQ-Methode, zu überlagern.

Bei der CQC-Methode („Complete Quadratic Combination“) sind die modalen Schnittgrößen E_i nach folgender Formel zu überlagern:

$$E_E = \sqrt{\sum_i \sum_j E_i \rho_{ij} E_j} \quad (65)$$

Wobei E_i bzw. E_j den i-ten bzw. j-ten modalen Schnittgrößen entsprechen und der Faktor ρ_{ij} lautet bei gleichem Dämpfungsmaß ζ aller Modes wie folgt:

$$\rho_{ij} = \frac{8\zeta^2(1+r)r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\zeta^2r(1+r)^2}, r = \frac{\omega_j}{\omega_i} \quad (66)$$

5.6.3 Ersatzkräfte für eine in x-Richtung wirkende Erdbebeneinwirkung

Als Alternative zur im Kapitel 5.6.1 beschriebenen Vorgehensweise bietet sich auch an, die Erdbebeneinwirkung einmal in die x-Richtung und einmal in die y-Richtung anzusetzen und anschließend die Ergebnisse beider Berechnungen zu überlagern. Nachfolgend werden die Gleichungen für eine Erdbebeneinwirkung in x-Richtungen hergeleitet.

Bei einer Erdbebeneinwirkung in x-Richtung nehmen die modalen Bewegungsgleichungen folgende Form an:

$$m_i \ddot{y}_i(t) + c_i \dot{y}_i(t) + k_i y_i(t) = \Phi_i^T \mathbf{M} \mathbf{e}_x \ddot{x}_{b,a}(t), i = 1, \dots, n \quad (67)$$

Beim Vektor \mathbf{e}_x sind alle Elemente Null, ausgenommen die Elemente, die sich auf einen Freiheitsgrad in x-Richtung beziehen.

Mit der (Eigen-)Kreisfrequenz ω , dem Lehr'schen Dämpfungsmaß ζ und $m_i = 1$ folgt aus Gleichung (67):

$$\ddot{y}_i(t) + 2\zeta_i \omega_i \dot{y}_i(t) + \omega_i^2 y_i(t) = p_{ix} \ddot{x}_{b,a}(t), i = 1, \dots, n \quad (68)$$

Der Term $\Phi_i^T \mathbf{M} \mathbf{e}_x / m_i = \Phi_i^T \mathbf{M} \mathbf{e}_x / 1 = \Phi_i^T \mathbf{M} \mathbf{e}_x$ wird als Partizipationsfaktor p_{ix} des i-ten Modes in x-Richtung bezeichnet. Je größer der Partizipationsfaktor, desto maßgebender ist die Schwingungs-

form für das dynamische Verhalten des Mehrmassenschwingers in x-Richtung. Die Partizipationsfaktoren p_{ix} haben für ein konkretes Bauwerk andere Werte als die Partizipationsfaktoren p_i in Gleichung (58).

Die statischen Ersatzlasten des i-ten Modes zufolge einer Erdbebeneinwirkung in x-Richtung lauten analog Gleichung (63):

$$\mathbf{F}_{\text{Mode } i \text{ x}} = p_{ix} S_d(\omega_i) \omega_i^2 \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_i = p_{ix} S_a(\omega_i) \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_i \quad (69)$$

Das System wird wieder mit den statischen Ersatzlasten $\mathbf{F}_{\text{Mode } i \text{ x}}$ belastet und die sogenannten modalen Schnittgrößen E_{ix} ausgerechnet. Die Überlagerung der modalen Schnittgrößen E_{ix} mit der SRSS- oder CQC-Methode liefert die Schnittgrößen E_{Ex} des Tragwerks zufolge einer Erdbebeneinwirkung in x-Richtung.

Komplett nach der gleichen Vorgehensweise lassen sich die Schnittgrößen E_{Ey} zufolge einer Erdbebeneinwirkung in y-Richtung berechnen.

Eine Überlagerung der Schnittgrößen E_{Ex} mit den Schnittgrößen E_{Ey} zu den Gesamtschnittgrößen E_E zufolge eines Erdbebens ist ebenfalls nach der SRSS-Methode möglich, siehe ÖNORM EN 1998-1:2013 Absatz 4.3.3.5.1(2)b. Als alternative Überlagerungsmethode bietet die Norm die 100%-30%-Regel an, siehe ÖNORM EN 1998-1:2013 Absatz 4.3.3.5.1(3).

6 Baukonstruktionen der Gründerzeit und deren Modelle

In diesem Kapitel werden die Baukonstruktionen der Gründerzeit beschrieben und mögliche statische Modelle sowie Materialmodelle für diese Baukonstruktionen diskutiert. Die statischen Modelle sind von den dynamischen Modellen (siehe Kapitel 5.3 und 5.4) wie z.B. dem Einmassenschwinger zu unterscheiden. Alle hier diskutierten statischen Modelle und Materialmodelle sind in den gängigen FE-Programmen des Bauwesens vorhanden. Als statische Modelle für Wände oder Decken eignen sich beispielsweise ebene Schalentragwerke. Ein einfaches Materialmodell wäre z.B. das isotrope, linear elastische Materialmodell.

Wird ein gesamter inhomogener Bauteil, wie z.B. Mauerwerkswände aus Ziegeln und Mörtel, auf ein einziges statisches Modell abgebildet, spricht man von einer Modellierung auf Makroebene. In der Regel ermöglichen FE-Programme für das Bauwesen einem statischen Modell, also z.B. einem ebenen Schalentragwerke, genau *ein* Materialmodell zuzuordnen. Im Gegensatz zur Modellierung auf Makroebene könnte man auch jeden einzelnen Ziegel und jede einzelne Fuge auf ein eigenes statisches Modell mit einem bestimmten zugeordneten Materialmodell abbilden. Bei dieser Vorgehensweise spricht man von einer Modellierung auf Mikroebene. Hier – bei dieser Diplomarbeit – wird nur auf Makroebene modelliert.

Wie bereits erwähnt eignen sich ebene Schalentragwerke zur Modellierung von Wänden und Decken. Viele FE-Programme für das Bauwesen bieten dem Berechnungsingenieur auch genau diesen Tragwerkstyp zur Modellierung an. Deshalb wird jetzt festgelegt, dass hier – bei dieser Diplomarbeit - ebene Schalentragwerke als statische Modelle für Wände und Decken verwendet werden.

Eine Möglichkeit zur Implementierung von ebenen Schalentragwerken im Rahmen der Methode der Finiten Elemente ist die Kombination eines Scheiben- und eines Plattentragwerks. Wird so vorgegangen, sind die Scheiben- und die Plattentragwirkung voneinander unabhängig, folgedessen könnten theoretisch (im Sinne der Finiten Elemente Methode) die Scheiben- und die Plattentragwirkung auf unterschiedlichen Materialmodellen basieren. Die typischen FE-Programme des Bauwesens erlauben es nicht, der Scheiben- und der Plattentragwirkung unterschiedliche Materialmodelle zuzuweisen. Das hier verwendete FE-Programm „RFEM“ der Dlubal Software GmbH (siehe www.dlubal.de) ermöglicht aber alle Elemente der Steifigkeitsmatrix eines ebenen Schalentragwerks, die die Plattentragwirkung betreffen, mit einem Faktor zu multiplizieren. Und alle Elemente der Steifigkeitsmatrix, die die Scheibentragwirkung betreffen, können mit einem anderen Faktor multipliziert werden. Somit ist eine voneinander unabhängige Manipulation der Steifigkeiten der Scheiben- und Plattentragwirkung möglich. Von dieser Manipulation wird hier Gebrauch gemacht, dazu aber später mehr.

Im Folgenden werden nach einer kurzen Beschreibung einer Baukonstruktion (Wand oder Decke) die Scheiben- und Plattentragwirkung der Baukonstruktion getrennt untersucht und darauf basierend Materialmodelle für die Scheiben- und Plattentragwirkung gewählt.

6.1 Wände

Die Wände in Gründerzeithäusern bestehen aus kleinen Vollziegeln und Mörtel. Die Ziegel sind im Verband verlegt um einen Zusammenhalt und eine Stabilität der Wand zu erreichen. Ab 1883 wurden die Abmessungen der Ziegel in der Bauordnung für Wien und Niederösterreich [BO1883] im § 43 festgelegt:

„Das Maß der Mauerziegel soll in der Regel 29 cm Länge, 14 cm Breite und 6,5 cm Dicke betragen.“

Dieses Ziegelformat wird als „Altösterreichisches Format“ bezeichnet und darauf basierend ergaben sich typische Wanddicken von 15, 30, 45, ... cm. Vor ca. 1850 stellten Manufakturen die Ziegel in kleinen Stückzahlen her, danach begann die industrielle Fertigung der Ziegel in Ringöfen. Durch den festgelegten Fertigungsprozess entstanden Ziegel mit relativ gleichbleibenden mechanischen Eigenschaften.

Der Mörtel hingegen wurde auf den Baustellen gemischt, weshalb die Qualität sehr unterschiedlich zwischen verschiedenen Gründerzeithäusern sein kann. Im Allgemeinen verwendete man Mörtel mit hydraulischen Bindemitteln, wie z.B. Kalksandmörtel (siehe [KOLB89]).

Die einzelnen Wände in Gründerzeithäusern haben unterschiedliche Aufgaben zu erfüllen. Auf die Haupt- und Mittelmauern liegen die Decken auf, folgedessen dienen sie im Wesentlichen zur Abtragung von Normalkräften. Stabilisiert werden die Haupt- und Mittelmauern durch die Feuermauern und die Zwischenwände. Weiters gibt es die Stiegenhausmauern, in die Natursteinstiegen eingespannt sind. Die damaligen Bauordnungen verlangten je nach Mauertyp unterschiedliche Dicken, siehe Abbildung 21, die aus [KOLB10] entnommen wurde.

Wie schon angesprochen sind die statischen Modelle für Wände ebene Schalentragerwerke.

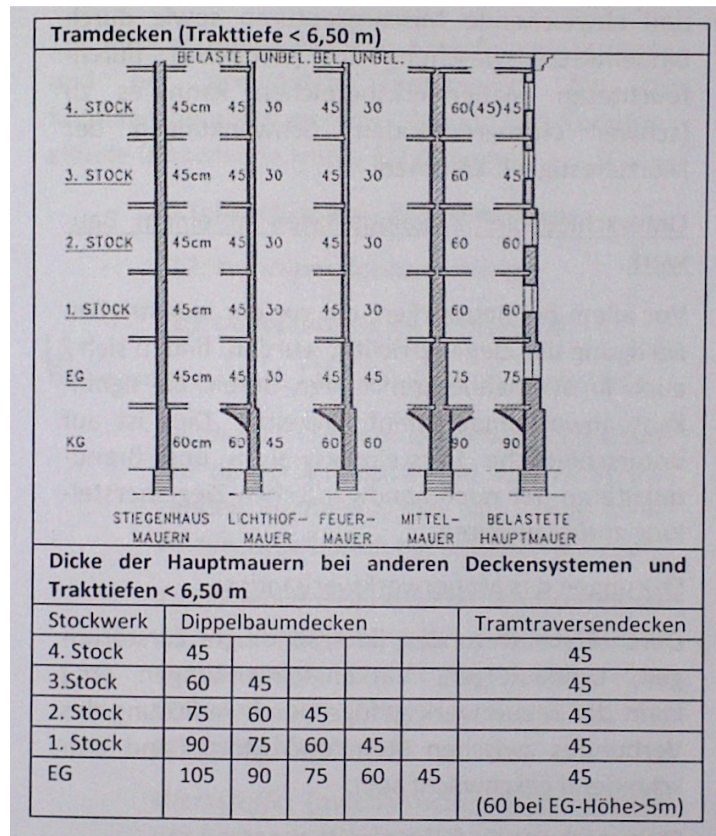


Abbildung 21: Wanddicken (aus [KOLB10])

6.1.1 Scheibentragwirkung

Die Wände werden in ihrer Ebene durch Normalkräfte N zufolge des Eigengewichts und der Nutzlasten und durch Horizontalkräfte H zufolge des Erdbebens belastet, siehe Abbildung 22.

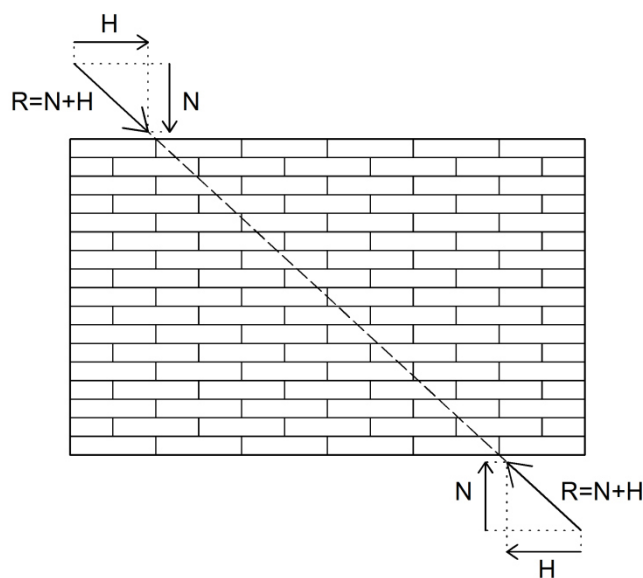


Abbildung 22: Scheibentragwirkung von Mauerwerkswänden

Nach Überschreiten der Schubtragfähigkeit der Wand entsteht ein ganz typisches Schadensbild, das in Abbildung 23 skizziert ist. Abbildung 24 (entnommen aus [MESKOURIS11]) zeigt diese Kreuzrisse an einem realen Gebäude.

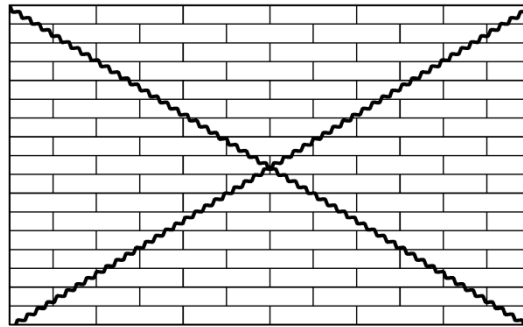


Abbildung 23: Scheibentragwirkung von Mauerwerkswänden, Schadensbild Kreuzrisse

Bei geringer Normalkraft N gehen die Kreuzrisse nur durch den Mörtel, bei großer Normalkraft N verlaufen die Risse durch den Mörtel und die Ziegel, wie in Abbildung 24 sehr gut zu erkennen ist.



Abbildung 24: Scheibentragwirkung von Mauerwerkswänden, Schadensbild Kreuzrisse an einem realen Gebäude (aus [MESKOURIS11])

Das Überschreiten der Schubtragfähigkeit bedeutet nicht automatisch das Versagen der Wand und somit das Einstürzen des Gebäudes. Sondern es stellt sich eine bestimmte Kinematik unter den gebrochenen Teilen der Wand ein, die in Abbildung 25 beschrieben wird und sehr gut mit Abbildung 24 übereinstimmt. Damit sich diese Kinematik aber einstellen kann, muss die Wand eine gewisse Dicke aufweisen, oder sie muss durch angrenzende Bauteile stabilisiert werden, damit sie nicht aus der Ebene ausknickt. Wenn die Wand nämlich ausknickt, können die Normalkräfte nicht mehr abgetragen werden und der (Teil-)Einsturz des Gebäudes folgt. Während dieses Bewegungsablaufes wird durch Reibung und Materialzerstörung Energie dissipiert.

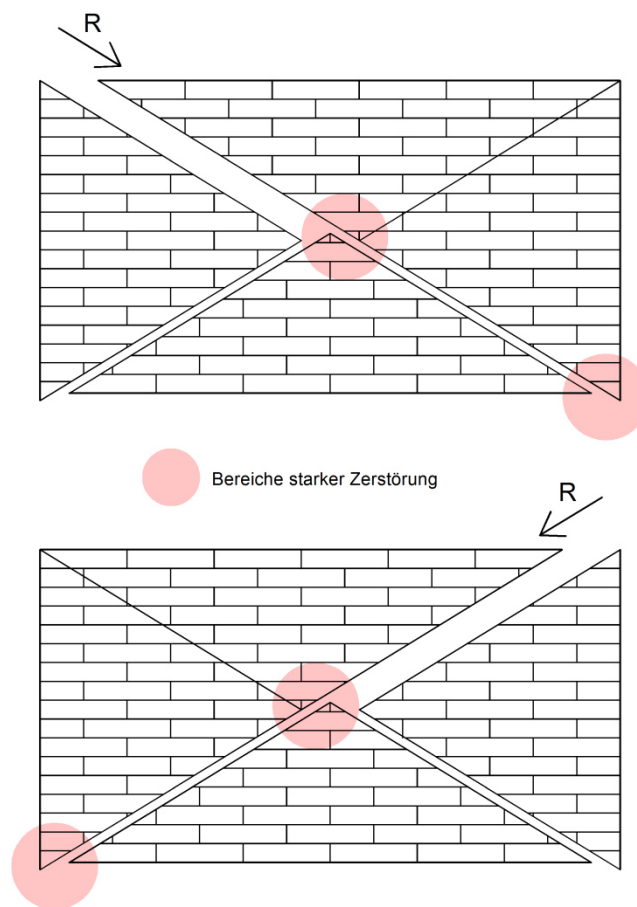


Abbildung 25: Scheibentragwirkung von Mauerwerkswänden,
Kinematik der Wandteile

Abbildung 26 (Foto entnommen aus [BRUS13]) zeigt das bei einem Erdbeben im Jahr 2012 stark beschädigte Rathaus von Sant Agostino bei Ferrara. Wieder sind die ganz typischen Kreuzrisse zu erkennen. In Abbildung 27 ist das Rathaus nochmals dargestellt, wobei ein grünes Rechteck einen großen nicht stabilisierten Bereich der Außenwand kennzeichnet und ein rotes Dreieck markiert den aus der Ebene geknickten Teil der Wand. Bezüglich des Ausknickens von Wänden ist [BRUS13] Folgendes zu entnehmen:

„Ziegelwände mit einer Knicklänge von mehr als 4,5 bis 5 m sind jedoch extrem einsturzgefährdet. Hier wurden großflächige Ausbeulungen und Abstürze festgestellt.“

Die Modellierung der Scheibentragwirkung von Mauerwerkswänden kann mittels Scheibentragwerken basierend auf verschiedensten Materialmodellen - vom ganz einfachen isotropen, linear elastischen Materialmodell bis zum komplexen Materialmodell gestützt auf Schädigungsmechanik und Plastizitätstheorie (siehe z.B. [FURT10]) - erfolgen. Die ÖNORM EN 1996-1-1:2013 erlaubt die Anwendung eines linear elastischen Materialmodells in Absatz 5.1(4):



Abbildung 26: Kreuzrisse Rathaus Sant Agostino (Foto aus [BRUS13])

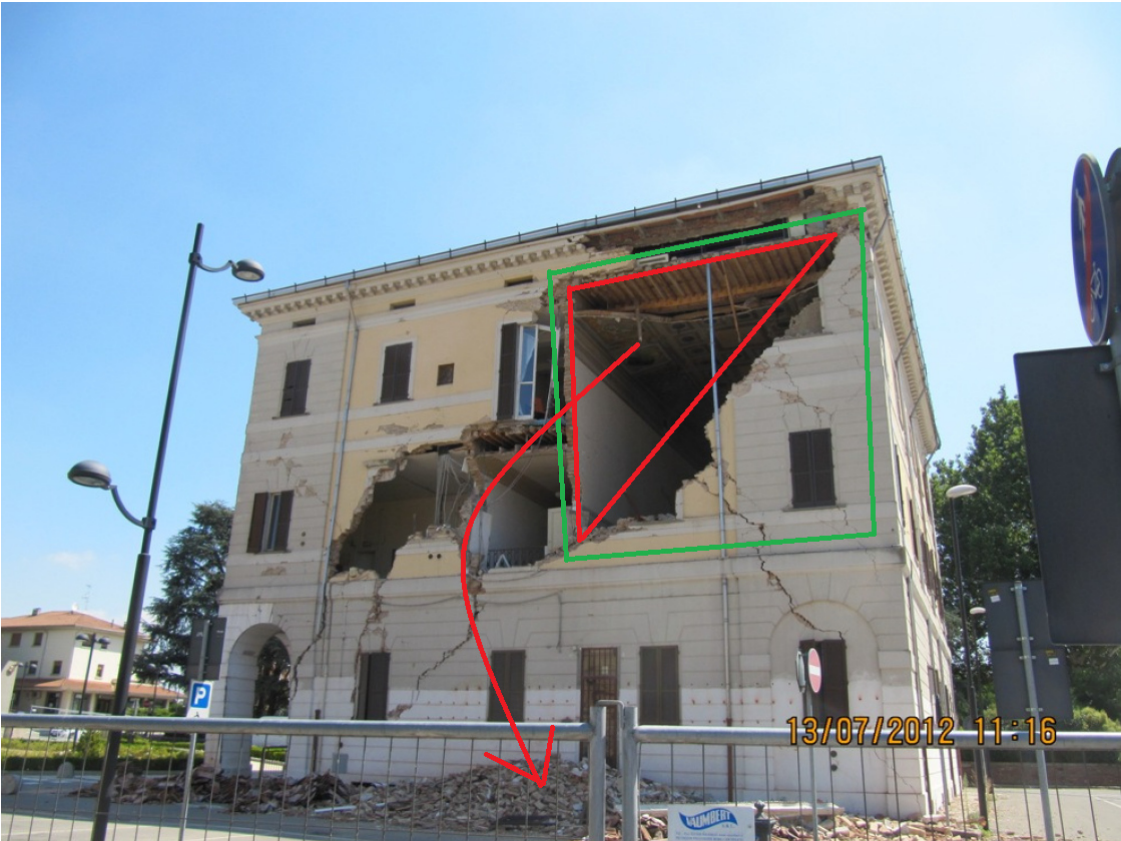


Abbildung 27: Nicht stabilisierter Wandbereich des Rathauses in Sant Agostino (Foto aus [BRUS13])

„Das Verhalten eines Tragwerks sollte (...) unter Anwendung (...)

- eines Berechnungsverfahrens nach der Elastizitätstheorie unter Ansatz eines linear-elastischen Materialverhaltens mit einer Steigung entsprechend dem Sekantenmodul bei Kurzzeitbelastung (...)*

berechnet werden.“

Bezüglich des zu verwendenden Elastizitätsmoduls steht in ÖNORM EN 1996-1-1:2013 Absatz 3.7.2:

- „ (1) Der Kurzzeitelastizitätsmodul E ist ein Sekantenmodul und muss durch Versuche (...) ermittelt werden.*
- (2) Liegen keine (...) Versuchsergebnisse vor, darf (...) der Kurzzeitelastizitätsmodul E des Mauerwerks mit $K_E f_k$ angenommen werden.“*

Dabei ist f_k die charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit und für K_E wird ein Wert von 1000 empfohlen, wodurch folgende Formel zur Ermittlung des Kurzzeitelastizitätsmoduls E gilt:

$$E = 1000 * f_k \quad (70)$$

In [PECH10] wird für Mauerwerk aus Vollziegeln im Altösterreichischen Format basierend auf experimentellen Untersuchungen für K_E ein Wert von 300 vorgeschlagen, wobei auch folgende Begründung geliefert wird:

„Der deutliche geringere Elastizitätsmodul kann aber auch durch die höhere Anzahl an den geringer festen Mörtelfugen erklärt werden: ein Mauerwerk aus HLZ mit Steinhöhen von rund 25 cm besitzt 4 Mörtelfugen pro Höhenmeter, ein Vollziegelmauerwerk mit 7,5 cm Steinhöhe (+Mörtelfuge) weist aber 13,3 (=100/7,5) Fugen, d.h. 3,33 mal soviel. Dividiert man den Faktor 1000 des HLZ-Mauerwerks durch 3,33 ergibt sich ebenfalls der Faktor von 300 für das Vollziegelmauerwerk.“

Es folgt Formel (71) zur Berechnung des Kurzzeitelastizitätsmoduls:

$$E = 300 * f_k \quad (71)$$

6.1.2 Plattentragwirkung

Die Plattentragwirkung von Mauerwerkswänden ist derzeit das Problemkind bei der Modellbildung. Die entscheidende Frage unter welcher Belastung eine Wand ausknickt, muss mit einem geeigneten Modell beantwortet werden können. Durch das Ausknicken einer Wand wird die gesamte Tragfähigkeit eines Gebäudes plötzlich verringert und ein totaler Einsturz des Gebäudes kann die Folge sein, wie bereits im Kapitel 6.1.1 erläutert wurde. Auf jeden Fall erlaubt die ÖNORM EN 1996-1-1:2013 im Absatz 5.5.5(11) Plattentragwerke mit anisotropen Materialmodellen zur Analyse der Plattentragwirkung von Wänden:

„Die Berechnung von Wänden mit unregelmäßigen Umrissen oder mit großen Öffnungen darf unter Berücksichtigung der Anisotropie von Mauerwerk nach anerkannten Methoden zur Berechnung von Momenten in Platten, wie z.B. der Finite-Elemente-Methode (...), erfolgen.“

Die Norm gibt leider keine Hinweise oder Formeln an, wie z.B. die Materialparameter E_x , E_y , G_{xy} oder ν_{xy} , für ebenes, orthotropes, linear elastisches Material zu ermitteln sind, verlangt aber andererseits anisotrope Materialmodelle zur Analyse der Plattentragwirkung von Wänden im Absatz 5.5.5(11). Wenn man es jetzt ganz genau nimmt, muss man sagen, dass eine Berechnung einer auf ein Plattentragwerk mit isotropem, linear elastischem Material abgebildeten Mauerwerkswand nicht der Norm entspricht! Hat man die Materialparameter nicht durch Versuche bestimmt, könnte man die sich aus FE-Berechnungen ergebenden Materialparameter aus [FURT10] verwenden, siehe Tabelle 4.

Tabelle 4: Materialparameter für orthotropes Mauerwerk aus [FURT10]

Parameter	Wert	Einheit
E_x	3400	N/mm ²
E_y	1064	N/mm ²
G_{xy}	409	N/mm ²
ν_{xy}	0,026	[-]
ν_{yx}	0,084	[-]

Die Materialparameter aus [FURT10] bieten sich insbesondere dann an, wenn man eine aus Versuchen erhaltene Mauerwerksdruckfestigkeit von 3,55 N/mm² hat, aus der nämlich nach Formel (71) ein Elastizitätsmodul E_y von 1064 N/mm² folgt.

Eine gute Erfassung der Plattentragwirkung von Mauerwerkswänden dürfte ganz entscheidend für die Analyse von Gründerzeithäusern bei Erdbeben sein. Als Ausgangspunkt für vertiefende Literaturstudien zu diesem Thema kann [MESKOURIS11] dienen. Dort wird auch festgehalten, „*dass noch erheblicher Forschungsbedarf in dem Themenbereich senkrecht zur Ebene belasteter Mauerwerkswände besteht*“.

6.1.3 Verbindung von Mauerwerkswänden

In Gründerzeithäusern sind die Kreuzungspunkte von verschiedenen Wänden aus Mauerwerk im Verband gemauert, wodurch gewisse Kräfte – insbesondere Schubkräfte – von einer Wand zur anderen übertragen werden können. Zur Modellierung der Kreuzungspunkte bzw. Verbindungsstellen bieten sich feste Verbindungen, also eine gegenseitige Einspannung der Wände, oder Gelenke, die keine Momente übertragen, an.

6.2 Decken

Bei Gründerzeithäusern kommen verschiedene Deckenkonstruktionen zum Einsatz. Über dem Keller- geschoß kommen massive Decken zur Anwendung wie z.B. Gewölbe oder flache Ziegelgewölbe zwischen Walzeisenträgern („Platzdecke“). Einfach aus dem Grund, weil diese massiven Decken viel widerstandsfähiger gegenüber Feuchtigkeit wie Decken aus Holz sind. Beispielsweise verbot die Bauordnung für Wien und Niederösterreich [BO1883] Deckenkonstruktionen aus Holz im Keller:

„§ 53. (1) Für Souterrain- und Kellerräume dürfen keine hölzernen Decken angewendet werden.“

Weiters sind massive Decken dort vorhanden, wo große Lasten abzutragen (z.B. unter Lagerräumen oder Einfahrten) oder große Spannweiten gegeben sind.

Die regelmäßig über normalen Geschoßen vorhandene Deckenkonstruktion ist die Tramdecke. Bei dieser Konstruktion überspannen mehrere, in einem Abstand von ca. 90 cm parallel verlegte Balken, die so genannten Träme, einen Raum. Um die Balken vor Feuchtigkeit zu schützen, liegen sie nicht direkt auf den Mauerwerkswänden, sondern auf harzreichem oder imprägniertem Holz (siehe [KOLB10]). Auf der Oberseite der Träme befindet sich eine vollflächige Sturzschalung, gefolgt von einer Schicht mineralischer Bruchstücke aus Brandschutzgründen und dem Fußbodenaufbau. Die Tramdecke wurde vor allem wegen ihres günstigen Preises eingesetzt.

Den Abschluss des obersten Geschoßes zum Dachboden bilden Dippelbaumdecken. Bei dieser Deckenkonstruktion überspannen direkt nebeneinander liegende Balken („Dippelbäume“) einen Raum. In regelmäßigen Abständen gesetzte Dübel verbinden die Balken miteinander und sichern eine gleichmäßige Durchbiegung der Balken und einen gewissen Zusammenhalt der Decke. Diese Dübel bezeichnet man umgangssprachlich als „Diebln“ und sind somit Namensgeber dieses Deckentyps. Wieder aus Brandschutzgründen werden die Balken durch eine Schicht mineralischer Bruchstücke gefolgt von einer Pflasterung abgedeckt. Dazu steht in der Bauordnung für Wien und Niederösterreich [BO1883]:

„§ 59. (1) Der Dachboden muß feuersicher belegt (...) werden.“

Durch die Pflasterung und die direkt nebeneinander liegenden Balken bieten Dippelbaumdecken einen guten Brandschutz und schützen die Räume unter sich vor herabfallenden Teilen des Dachstuhls oder der Dacheindeckung.

Die Dippelbaumdecke hat aber gegenüber der Tramdecke zwei große Nachteile. Erstens wird viel mehr Material benötigt, weshalb sie teurer in der Herstellung ist als Tramdecken. Und zweitens wird ein durchgängiges Auflager benötigt.

In Abbildung 28 werden die Tramdecke und die Dippelbaumdecke schematisch dargestellt. Die Abbildung wurde aus [KOLB89] entnommen.

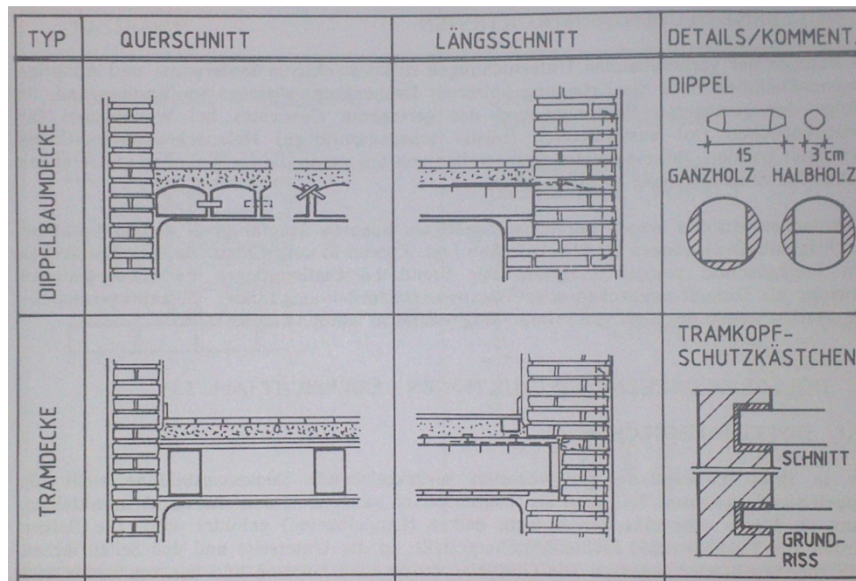


Abbildung 28: Deckenkonstruktionen (aus [KOLB89])

Wie schon in der Einleitung des Kapitels 6 angesprochen sind Tramdecken auf ebene Schalentragwerke abzubilden. Weiters wird jetzt festgelegt, dass die Dicke der ebenen Schalentragwerke immer ident mit der Höhe der Träme ist.

Ganz allgemein verhält sich Holz orthotrop, d.h. die mechanischen Eigenschaften sind in Richtung des Stamms anders als in Richtungen normal dazu. Folglich sollte zur Modellierung von Holzbauteilen, insbesondere zur Modellierung einzelner Träme, ein orthotropes Materialmodell verwendet werden. Ebenso weist die Tramdecke aufgrund ihrer Konstruktion orthotropes Verhalten auf. In einem ersten Schritt nimmt man das orthotrope Materialmodell der Träme und ordnet es dem ebenen Schalentragwerk zu. Hierbei ist zu bedenken, dass ebene Schalentragwerke geometrisch Prismen oder allgemeiner Zylindern entsprechen. Das gesamte durch den Zylinder definierte Volumen wird dann aufgefüllt mit einem orthotropem Material, dessen mechanischen Eigenschaften denen des Holzes der Träme entsprechen. Im Vergleich zum ebenen Schalentragwerk besitzt die Tramdecke viele einfach mit Luft gefüllte Bereiche, die natürlich keinen Beitrag zur Steifigkeit liefern. Demnach ist ein ebenes Schalentragwerk mit mechanischen Eigenschaften, die dem Holz der Träme entsprechen, viel zu steif. Um die Steifigkeit des ebenen Schalentragwerks an die der Tramdecke anzupassen, wird durch Vergleich der Steifigkeit ein Faktor ermittelt, um den sich die Steifigkeiten unterscheiden. Mit diesem Faktor sind alle Terme der Steifigkeitsmatrix des ebenen Schalentragwerks, die der betrachteten Steifigkeit (z.B. Biegesteifigkeit der Plattentragwirkung) entsprechen, zu multiplizieren, um gleichwertige Steifigkeiten zu erreichen. Diese Vorgangsweise wird in den Kapiteln 6.2.1 und 6.2.2 jeweils für die Platten- und Scheibentragwirkung genauer beschrieben und beispielsweise durchgeführt.

Natürlich könnte man auch die Materialparameter wie z.B. E_x , E_y , G_{xy} usw. so anpassen, dass die Steifigkeit des ebenen Schalentragwerks der Steifigkeit der Tramdecke entspricht. Aber die vorher beschriebene Vorgehensweise hat gegenüber der Anpassung einzelner Materialparameter einige Vorteile. Zum Beispiel kann man alle Parameterwerte des ebenen orthotropen Materialmodells für Holz einfach aus der Materialdatenbank des FE-Programms laden, wobei man davon ausgehen kann, dass diese Werte untereinander stimmig sind. Somit verhält sich das ebene Schalentragwerk wie Holz.

Wenn jetzt einzelne Parameterwerte verändert werden und somit eventuell untereinander nicht mehr stimmig sind, verhält sich das ebene Schalentragwerk eigentlich unbestimmt.

Bezüglich des Eigengewichts des ebenen Schalentragwerks, das als Modell einer Tramdecke dient, kann man folgendermaßen vorgehen. ÖNORM B 1991-1-1:2013 legt für Tramdecken ein Gewicht pro Quadratmeter von 2,0 Kilonewton fest. Division der 2,0 kN/m² durch die Dicke des ebenen Schalentragwerks liefert das Gewicht pro Kubikmeter des ebenen Schalentragwerks.

6.2.1 Plattentragwirkung der Tramdecke

Gewichtskräfte und Nutzlasten aktivieren die Plattentragwirkung der Decke, wobei das genaue statische System unter dieser Belastung einer einachsigen gespannten Platte entspricht. Die ÖNORM EN 1995-1-1:2009 erlaubt generell lineare Materialmodelle:

„5.1(2) Das gesamte Verhalten der Konstruktion sollte durch eine Berechnung der Effekte der Einwirkungen mit Hilfe eines linearen Modells (lineares Baustoffverhalten) beurteilt werden.“

Basierend auf dem linearen Materialmodell weisen die Tramdecke und das ebene Schalentragwerk in Schnitten normal zu den Trägern unterschiedliche Biegesteifigkeiten auf. Das Verhältnis der Biegesteifigkeit der Tramdecke und der Biegesteifigkeit des ebenen Schalentragwerks entspricht einem Faktor, um den sich die Biegesteifigkeiten unterscheiden, siehe Abbildung 29.

Im folgenden Beispiel wird der Faktor der Biegesteifigkeiten berechnet.

Beispiel 1: Faktor für Biegesteifigkeit

Träme

Breite b_T 18 cm
Höhe h_T 24 cm

Decke

Gesamtbreite 5 m
Anzahl Träme 6
Abstand x 0,78 m

ebenes Schalentragwerk

Länge l_s 5 m
Dicke d_s 24 cm

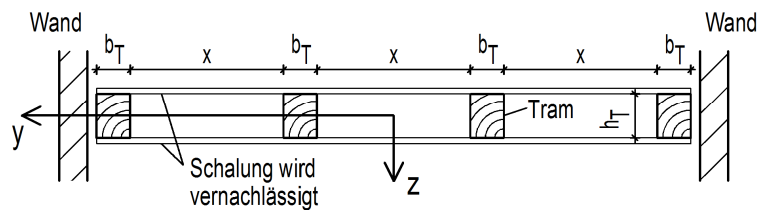
Holz

Elastizitätsmodul E_H 1000 kN/cm²

Steifigkeiten

Biegesteifigkeit Tramdecke $EI_{\text{Tramdecke}_y}$	$1,24416 \cdot 10^8$ kNcm ²
Biegesteifigkeit ebene Schale EI_{Schale_y}	$5,76 \cdot 10^8$ kNcm ²
Faktor	0,22

Schnitt der Decke normal zu den Trämen



Biegesteifigkeit eines Trams um y-Achse $EI_{\text{Tram}_y} = E_H \cdot (b_T \cdot h_T^3) / 12$

Biegesteifigkeit der Decke um y-Achse $EI_{\text{Tramdecke}_y} = a \cdot EI_{\text{Tram}_y} = a \cdot E_H \cdot (b_T \cdot h_T^3) / 12$

E_H Elastizitätsmodul Holz

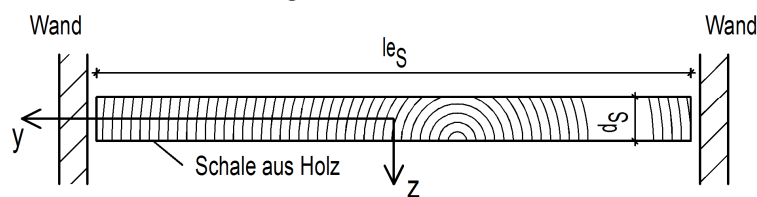
a Anzahl der Träme

x Abstand zwischen Trämen

b_T Breite der Träme

h_T Höhe der Träme

ebenes Schalentragswerk als Modell der Tramdecke



Biegesteifigkeit der Schale um y-Achse $EI_{\text{Schale}_y} = E_H \cdot (l_S \cdot d_S^3) / 12$

E_H Elastizitätsmodul Holz

l_S Länge der Schale

d_S Dicke der Schale entspricht h_T

Faktor des Steifigkeitsunterschieds

Der Faktor gibt an, wie groß die Steifigkeit der Tramdecke im Verhältnis zum ebenen Scheibentragswerk ist.

$$\text{Faktor} = EI_{\text{Tramdecke}_y} / EI_{\text{Schale}_y}$$

Abbildung 29: Steifigkeitsvergleich Plattentragswirkung

Mit diesem Faktor sind alle Elemente der Steifigkeitsmatrix des ebenen Schalentragswerks, die sich auf die Plattentragswirkung beziehen, zu multiplizieren. So bekommt man ein ebenes Schalentragswerk mit einem Plattentragsverhalten, das in etwa dem der Tramdecke entspricht.

In RFEM können im Dialog „Flächensteifigkeit bearbeiten“ im Eingabebereich „Steifigkeitsmultiplikationsbeiwerte“ Faktoren eingegeben werden, mit denen die Elemente der Steifigkeitsmatrix betreffend die Plattentragswirkung multipliziert werden, siehe Abbildung 30.

In Abbildung 31 sind zwei ebene Schalentragswerke und deren Verformungszustand zufolge einer konstanten Flächenlast dargestellt. Das linke Tragswerk entspricht einem Vollholztragswerk, das rechte einer Tramdecke, wobei sich die Steifigkeiten des rechten Tragswerks aus den Steifigkeiten des linken Tragswerks multipliziert mit dem vorher berechneten Faktor ergeben. Die maximale Durchbiegung des linken Tragswerks beträgt 1,3 mm, die des rechten Tragswerks 6,7 mm. Folglich ist das rechte Schalentragswerk in etwa 20 Prozent so steif bezüglich der Plattenbiegung wie das linke.

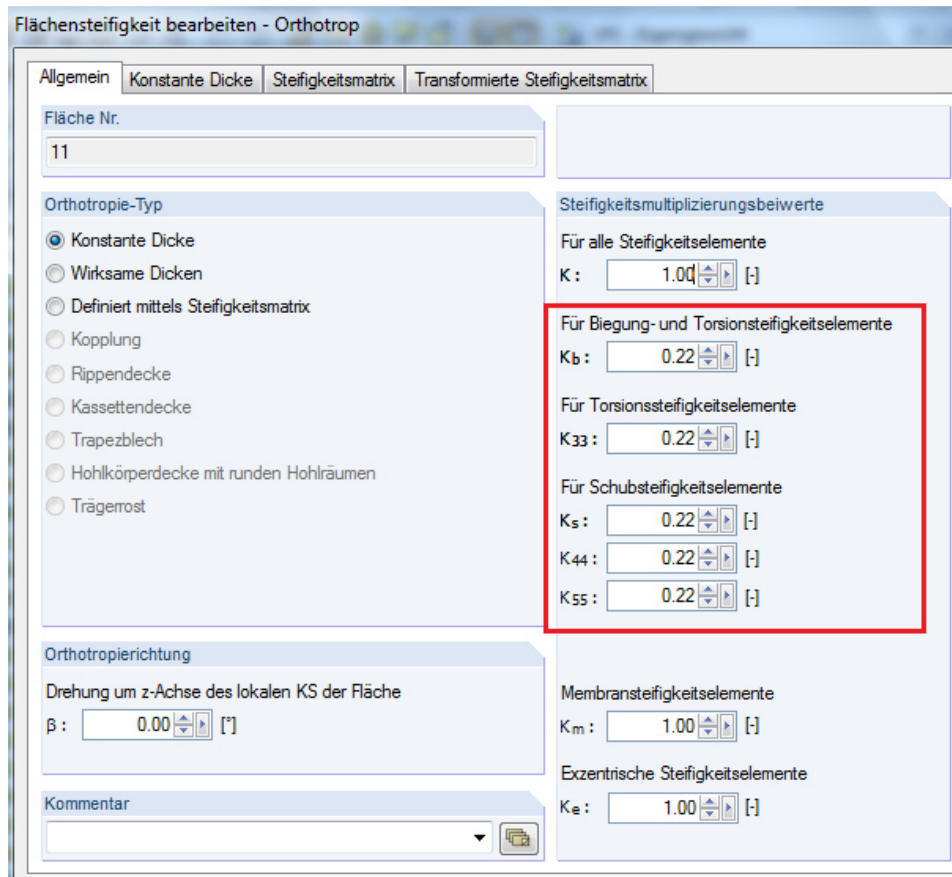


Abbildung 30: Steifigkeitsmultiplizierungsbeiwerte für Plattentragwirkung (Dlubal RFEM)

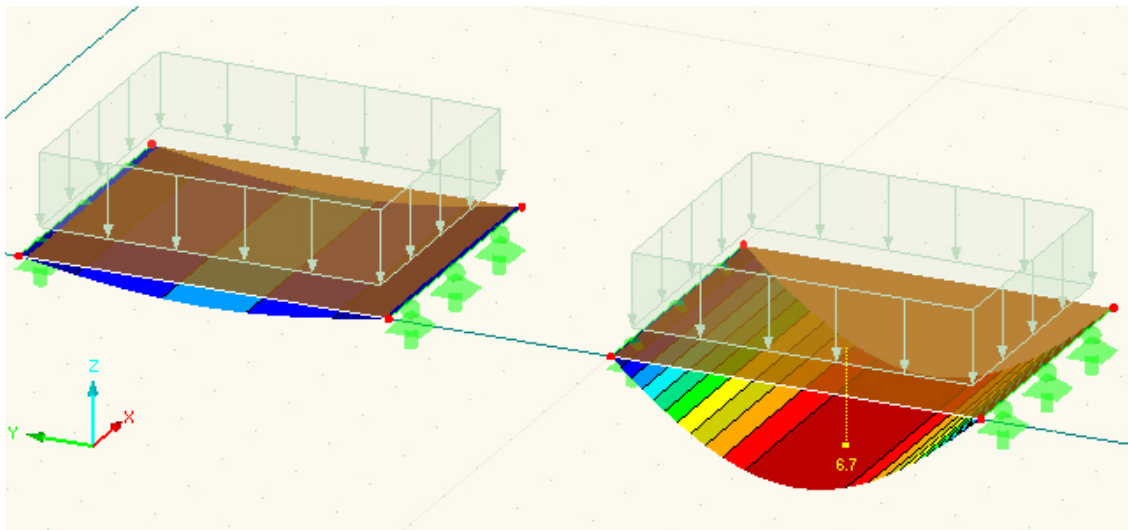


Abbildung 31: Vergleich Plattentragwirkung, Durchbiegung der Tragwerke zufolge einer konstanten Flächenlast (Dlubal RFEM)

6.2.2 Scheibentragwirkung der Tramdecke

Bei einem Erdbeben wollen sich die verschiedenen Wände wegen ihrer unterschiedlichen Massen und Steifigkeiten unterschiedlich verformen. Diese Relativverschiebungen der Wände aktivieren die Scheibentragwirkung der Tramdecken – die Tramdecken behindern nämlich diese Relativverschiebungen. Im Vergleich dazu wird beim Entwurf neuer Gebäude davon ausgegangen, dass Stahlbetondecken diese Relativverschiebungen der Wände verhindern. Wie bei der Plattentragwirkung darf ein lineares Materialmodell verwendet werden.

Basierend auf dem linearen Materialmodell weisen die Tramdecke und das ebene Schalentragwerk in Schnitten parallel zu den Trämen unterschiedliche Schubsteifigkeiten auf. Das Verhältnis der Schubsteifigkeit der Tramdecke und der Schubsteifigkeit des ebenen Schalentragwerks entspricht einem Faktor, um den sich die Schubsteifigkeiten unterscheiden, siehe Abbildung 32.

Im folgenden Beispiel wird der Faktor der Schubsteifigkeiten berechnet.

Beispiel 2: Faktor für Schubsteifigkeit

Schalung

Länge l_{sa}	5 m
Dicke d_{sa}	3 cm

ebenes Schalentragwerk

Länge l_s	5 m
Dicke d_s	24 cm

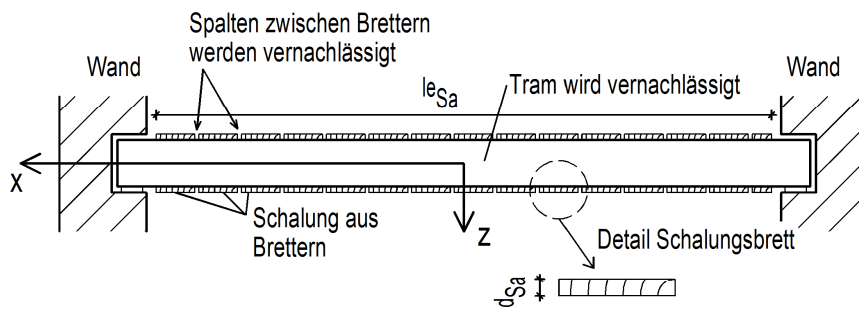
Holz

Schubmodul G_H	65 kN/cm ²
------------------	-----------------------

Steifigkeiten

Schubsteifigkeit der Tramdecke $GA_{Tramdecke_x}$	$1,625 \cdot 10^5$ kNcm ²
Schubsteifigkeit ebene Schale GA_{Schale_x}	$6,5 \cdot 10^5$ cm ²
Faktor	0,25

Schnitt der Decke parallel zu den Trämen



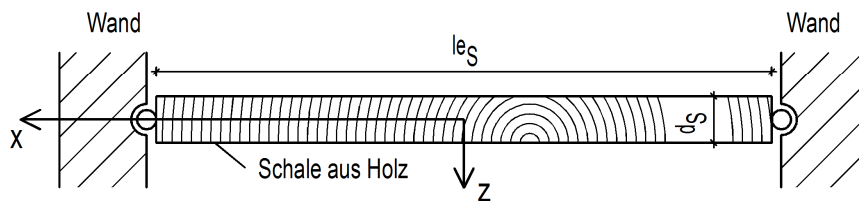
Schubsteifigkeit der Decke in x-Richtung $GA_{Tramdecke_x} = G_H \cdot 5/6 \cdot (2 \cdot l_{Sa} \cdot d_{Sa})$

G_H Schubmodul Holz

l_{Sa} Länge der Schalung

d_{Sa} Dicke der Schalung

ebenes Schalentragwerk als Modell der Tramdecke



Schubsteifigkeit der Schale in x-Richtung $GA_{Schale_x} = G_H \cdot 5/6 \cdot (l_S \cdot d_S)$

G_H Schubmodul Holz

l_S Länge der Schale

d_S Dicke der Schale entspricht h_T

Faktor des Steifigkeitsunterschieds

Der Faktor gibt an, wie groß die Steifigkeit der Tramdecke im Verhältnis zum ebenen Scheibentragwerk ist.

$$\text{Faktor} = GA_{Tramdecke_x} / GA_{Schale_x}$$

Abbildung 32: Steifigkeitsvergleich Scheibentragwirkung

Mit diesem Faktor sind alle Elemente der Steifigkeitsmatrix des ebenen Schalentragwerks, die sich auf die Scheibentragwirkung beziehen, zu multiplizieren. So bekommt man ein ebenes Schalentragwerk mit einem Scheibentragverhalten, das in etwa dem der Tramdecke entspricht.

In RFEM können im Dialog „Flächensteifigkeit bearbeiten“ im Eingabebereich „Steifigkeitsmultiplizierungsbeiwerte“ Faktoren eingegeben werden, mit denen die Elemente der Steifigkeitsmatrix betreffend die Scheibentragwirkung multipliziert werden, siehe Abbildung 33.

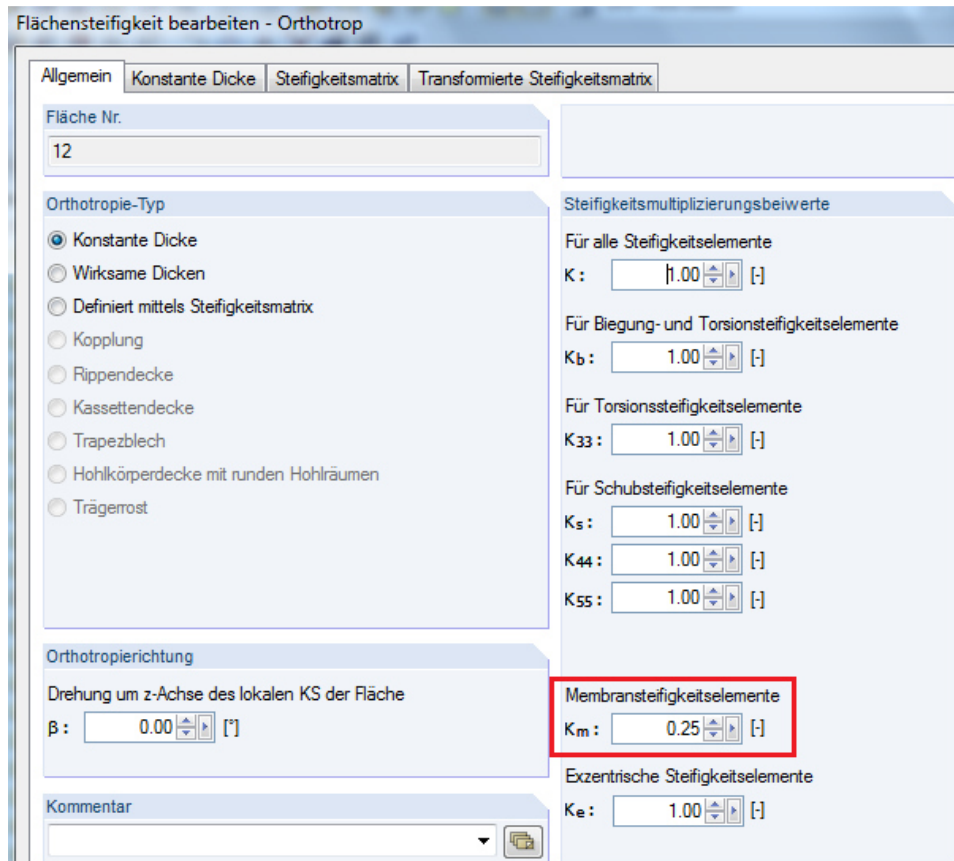


Abbildung 33: Steifigkeitsmultiplizierungsbeiwerte für Scheibentragwirkung (Dlubal RFEM)

In Abbildung 34 sind zwei ebene Schalenträgerwerke und deren Verformungszustand zufolge einer konstanten, horizontalen, auf jeweils einer Seite der Trägerwerke aufgetragenen Linienlast dargestellt. Das linke Trägerwerk entspricht einem Vollholzträgerwerk, das rechte einer Tramdecke, wobei sich die Steifigkeiten des rechten Trägerwerks aus den Steifigkeiten des linken Trägerwerks multipliziert mit dem vorher berechneten Faktor ergeben. Die maximale Verschiebung des linken Trägerwerks beträgt 0,6 mm, die des rechten Trägerwerks 2,4 mm. Folglich ist das rechte Schalenträgerwerk in etwa 25 Prozent so steif bezüglich der Scheibentragwirkung wie das linke.

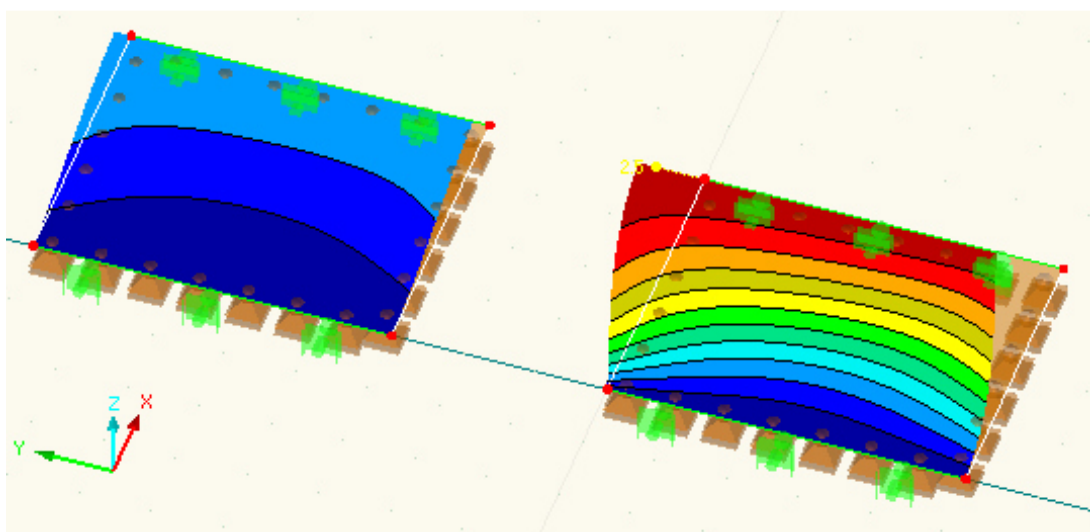


Abbildung 34: Vergleich Scheibentragwirkung, Schubverformung der Trägerwerke zufolge einer Linienlast (Dlubal RFEM)

6.2.3 Tragwirkung von Dippelbaumdecken

Dippelbaumdecken kann man durchaus näherungsweise auf ebene Schalentragwerke mit dem orthotropen Materialmodell der Träme abbilden.

6.3 Verbindung von Wänden und Decken

In diesem Kapitel werden die Verbindungen zwischen Wänden und Tram- bzw. Dippelbaumdecken beschrieben und anschließend deren Umsetzung in einem Finiten-Element-Modell diskutiert.

Prinzipiell liegen die Tram- bzw. Dippelbaumdecken einfach auf den Wänden auf. Schließen aus Metall sichern das Abrutschen der Balken von den Wänden. Jetzt hat sich im Laufe der Zeit herausgestellt, dass diese Schließen extrem wichtig für die Tragfähigkeit von Gründerzeithäusern bei Erdbeben sind (siehe [SEISMID11]). Die auf den Wänden aufgelagerten Decken stabilisieren die Wände *in Kombination mit den Schließen*, wodurch das Knicken der Wand aus der Ebene erschwert wird. Leider gab es in den damaligen Bauordnungen keine Vorschriften die regelten, wo, welche und wie viele Schließen eingebaut werden mussten. Folgedessen ist pro Gebäude zu überprüfen, ob und wie viele Schließen tatsächlich vorhanden sind. In Abbildung 35 sind übliche Konstruktionen mit Schließen dargestellt. Die Abbildung wurde aus [KOLB89] entnommen.

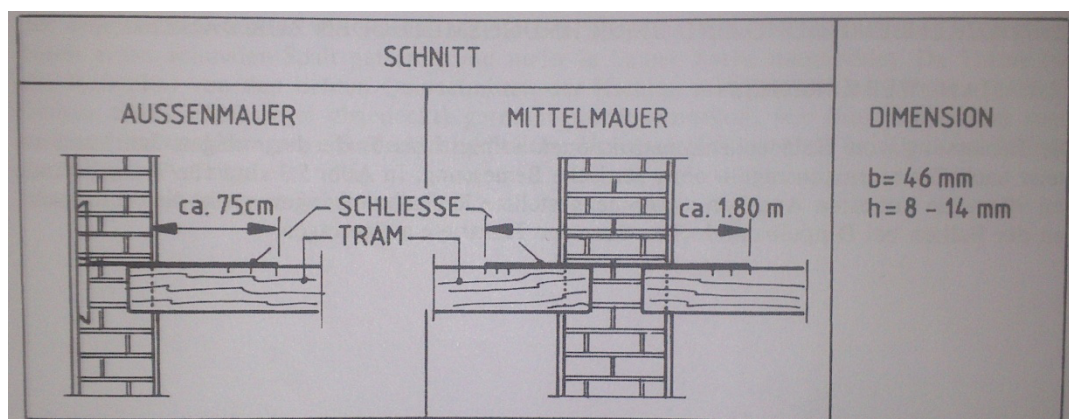


Abbildung 35: Schließen (aus [KOLB89])

Überlegungen zur Modellierung der Auflagersituation finden sich in Abbildung 36. Es wird davon ausgegangen, dass keine nennenswerte Momentübertragung möglich ist und deshalb ein Gelenk die Auflagersituation passend wiedergibt. Sobald der Reibungswiderstand, der sich zwischen dem Tram und dem als Auflager dienenden Holzes aufbaut, aufgrund großer horizontaler Kräfte überwunden wird, drückt der Tram bei einer Druckkraft gegen das Mauerwerk. Bei einer Zugkraft könnte der Tram sogar vom Auflager rutschen, siehe Abbildung 37.

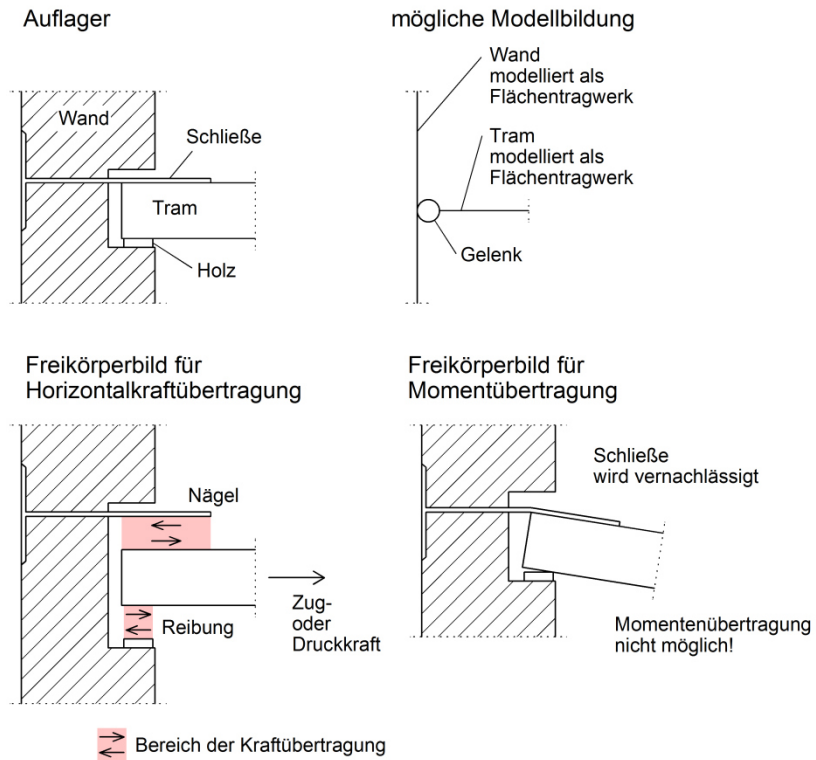


Abbildung 36: Tragwirkung und Modellierung der Auflagersituation von Tramdecke und Wand

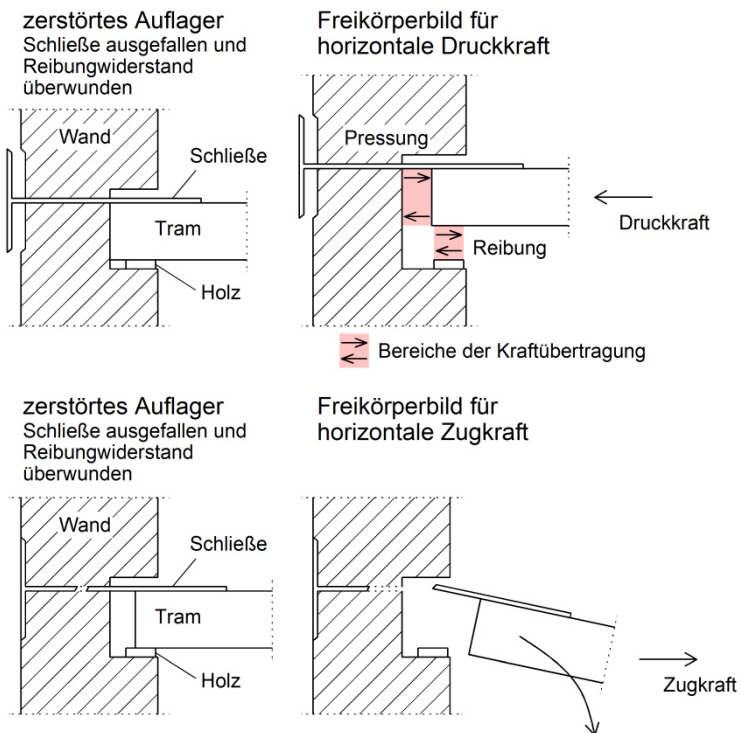


Abbildung 37: Tragwirkung der Verbindung bei zerstörtem Auflager

Etwas anders sieht die Situation zwischen einer Decke und den Wänden aus, auf denen die Decke nicht aufgelagert ist. Dort gibt es eigentlich keine konstruktive Verbindung, abgesehen vielleicht von einer SchlieÙe in Wandmitte, die hier vernachlässigt wird. Druckkräfte können aber immer übertragen werden, auch wenn es keinen expliziten strukturellen Zusammenhang von Objekten gibt. Die Überlegungen zur Modellbildung sind in Abbildung 38 skizziert. Im Rahmen einer Finite-Elemente-Analyse könnte man diese Situation mittels eines Kontaktproblems erfassen, das aber ein nichtlineares Problem darstellt – und somit auch eine nichtlineare Berechnung erfordert.

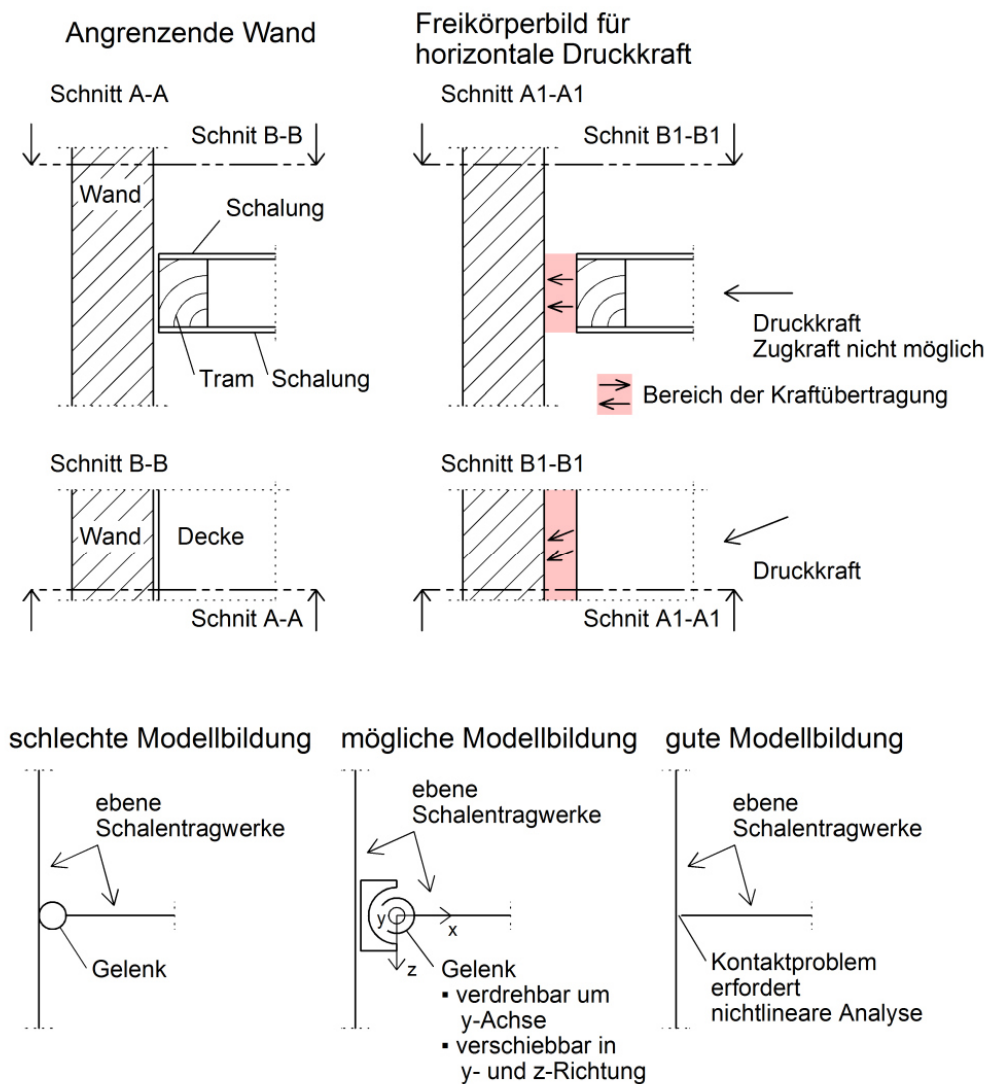


Abbildung 38: Tragwirkung und Modellierung von Tramdecke und angrenzender Wand

6.4 Gesamtmodell für Gründerzeithäuser

Die vorigen Kapitel beschäftigten sich mit der Modellbildung von Wänden und Decken von Gründerzeithäusern und deren Verbindungen untereinander. Folglich können Wände und Decken als ebene Schalentragswerke mit Scheiben- und Plattentragwirkung modelliert werden, wobei vereinfachend orthotrope, linear elastische Materialmodelle zur Anwendung kommen. Die Verbindung der Wände untereinander kann starr oder gelenkig erfolgen. Stark vereinfachend bietet sich auch eine gelenkige Verbindung der Wände mit den Decken an. Das alles zusammen macht das statische Gesamtmodell – das Tragwerksmodell - von einem Gründerzeithaus aus, wobei anzumerken ist, dass es sich dabei um ein dreidimensionales Modell handelt.

Bei diesem Gesamtmodell werden folgende Bauteile von Gründerzeithäusern nicht berücksichtigt:

- Fundamente
- Kellerwände
- massive Deckenkonstruktionen
 - Gewölbe
 - flache Ziegelgewölbe zwischen Walzeisensträgern
- Stiegen
- Kamine
- Dächer
 - tragende Konstruktion
 - Dachhaut
- Kniestock / Drempel
- Gesimse

6.5 Zusammenhang zwischen statischen Modellen und dynamischen Modellen

Tatsächlich sind bei dynamischen Analysen von Gebäuden zwei Modelle erforderlich. Erstens das statische Modell, das die Geometrie und die Tragwirkung des Tragwerks definiert. Zum Beispiel bieten sich dreidimensionale statische Modelle aus ebenen Schalentragwerken für Gründerzeithäuser an. Mit Hilfe der Pläne, die die Geometrie definieren, kann ganz leicht das statische Modell in ein FE-Programm eingegeben werden. Und das FE-Programm erzeugt das dynamische Modell aus dem statischen Modell, nämlich einen Mehrmassenschwinger. Man muss sich nur darum kümmern, welche Massen zu berücksichtigen sind und wie sie welchen Freiheitsgraden zugeordnet werden. Dass die Massen der Bauteile zu berücksichtigen sind, ist logisch. Weiters sind Massen, die Nutzlasten entsprechen, einzuberechnen. Eine Zuordnung der Massen ausschließlich zu den Verschiebungsfreiheitsgraden, d.h. den Rotationsfreiheitsgraden wird keine Masse zugeordnet, entspricht gängiger Praxis und hat sich auch als ausreichend genau erwiesen. Diesen Mehrmassenschwinger sieht man nicht im FE-Programm, man muss sich aber bewusst sein, dass im Hintergrund das gesamte statische Modell auf einen Mehrmassenschwinger abgebildet wird und dann z.B. mit der modalen Analyse untersucht wird. Der Mehrmassenschwinger besteht aus den einzelnen Massenpunkten, die gewisse Steifigkeits- und Dämpfungsverbindungen untereinander haben.

Im Vergleich zu einer FE-Berechnung könnte man ein Gebäude auch auf einen Kragträger abbilden und per Hand einen Mehrmassenschwinger wie in Abbildung 19 erstellen.

7 Bewertung des Verhaltens von Gründerzeithäusern bei Erdbeben mit der ÖNORM EN 1998-3:2013

Zur Bewertung des Verhaltens von *bestehenden* Gebäuden wie Gründerzeithäusern bei Erdbeben sind die ONR 24009:2013 und die ÖNORM EN 1998-3 zu verwenden, und nicht die ÖNORM EN 1998-1:2013. In Absatz 1.1(2) definiert die ÖNORM EN 1998-3 ihren Anwendungsbereich:

„Der Anwendungsbereich (...) erstreckt sich auf Folgendes:

- *Bereitstellung von Kriterien für die Erfassung des seismischen Verhaltens von bereits bestehenden einzelnen Bauwerken.“*

Einen Hinweis darauf, warum bestehende Gebäude im Zusammenhang mit Erdbeben besonders zu behandeln sind, gibt ÖNORM EN 1998-3 in den Zusatzinformationen auf Seite 7:

„(...) wurde dieser Teil des Eurocode 8 aus folgenden Gründen gezielt entwickelt:

- *Bei vielen älteren Bauwerken wurde der Widerstand gegen Erdbeben beim Originalentwurf nicht berücksichtigt, während nichtseismische Einwirkungen, zumindest über die Konstruktionsregeln der tradierten Bauweisen Berücksichtigung fanden.“*

Laut ÖNORM EN 1998-3 ist das Verhalten von Gebäuden bei Erdbeben in Ordnung, wenn bei einem Erdbeben bestimmter Stärke ein bestimmter Schadenszustand im Gebäude nicht überschritten wird. In Österreich (also laut ÖNORM B 1998-3) darf der als „Grenzzustand der wesentlichen Schädigung“ bezeichnete Schadenszustand nicht überschritten werden. Dieser Grenzzustand entspricht in etwa dem Grenzzustand der Tragfähigkeit nach ÖNORM EN 1998-1:2013 (siehe ÖNORM EN 1998-3 Absatz 2.1(1)P). Die Stärke des Erdbebens wird durch die Wiederkehrperiode festgelegt. Eine ausführliche Beschreibung, wie in Österreich die Wiederkehrperiode bestimmt wird, findet sich in Kapitel 4.5.

Um zu zeigen, dass der Grenzzustand der wesentlichen Schädigung nicht überschritten wird, muss für jedes Bauteil nachgewiesen werden, dass bestimmte Anforderungswerte die Kapazitäten des Bauteils nicht überschreiten. Die Anforderungswerte sind Verschiebungs- oder Kraftgrößen, die sich zufolge der Erdbebeneinwirkung, dem Berechnungsmodell und des Berechnungsverfahrens ergeben. Und die Kapazität des Bauteils sind die maximalen Verschiebungs- oder Kraftgrößen, die das Bauteil aufnehmen kann.

Bezüglich der Kapazitäten der Bauteile ist Folgendes anzumerken: Bei der Planung von neuen Gebäuden wählt der Planer Werkstoffe mit bestimmten Steifigkeits- und Festigkeitswerten aus, um eine ausreichende Tragfähigkeit bezüglich Erdbeben zu erreichen. Diese Steifigkeits- und Festigkeitswerte sind durch Prüfungen der Hersteller ausreichend abgesichert. Für bestehende Gebäude müssen diese Werte in-situ ermittelt werden. Dabei muss bedacht werden, dass es sich dabei um punktuelle Messungen handelt und die tatsächlich vorhanden Werte im Gebäude natürlich schwanken können. Folglich sind die Werkstoffeigenschaften mit viel größeren Unsicherheiten behaftet, und diese Unsicherheiten müssen auch irgendwie in der Bewertung berücksichtigt werden. Dazu legt die ÖNORM EN 1998-3 in Absatz 2.2.1(5)P fest:

„Bei der Ermittlung der Kapazitätswerte für (...) Bauteile (...) müssen Mittelwerte der tatsächlichen Materialeigenschaften verwendet werden, wie sie direkt aus in-situ Versuchen (...) gewonnen werden. Sie werden jeweils durch die (...) Konfidenzbeiwerte, die den erreichten Kenntnisstand berücksichtigen, dividiert.“

Die ÖNORM EN 1998-3 kennt drei verschiedene Kenntnisstände, denen jeweils verschiedene Konfidenzbeiwerte zugeordnet sind, siehe Kapitel 3 der Norm.

Im Folgenden wird auf die Bestimmungen der ÖNORM EN 1998-3 über die Erdbebeneinwirkung, die Modellierung des Gebäudes und die möglichen Berechnungsmethoden eingegangen.

7.1 Erdbebeneinwirkung

In Absatz 4.2(1)P legt ÖNORM EN 1998-3 fest, dass die Modelle für Erdbeben der ÖNORM EN 1998-1:2013 verwendet werden müssen. Folglich dürfen Erdbeben mittels Antwortspektren dargestellt werden, wobei die ÖNORM EN 1998-1:2013 elastische Antwortspektren und das Bemessungsspektrum für lineare Berechnung anbietet. Letzteres ermöglicht die *„Fähigkeit eines Bauwerks, Energie durch hauptsächlich duktilen Verhalten seiner Bauteile (...) zu dissipieren“* (siehe ÖNORM EN 1998-1:2013 Absatz 3.2.2.5(2)) global zu berücksichtigen. Anstatt einer nichtlinearen Berechnung basierend auf dem elastischen Antwortspektrums kann so eine lineare Berechnung basierend auf dem Bemessungsspektrum durchgeführt werden. Das Bemessungsspektrum wird im Vergleich zum elastischen Antwortspektrum um einen Faktor – dem Verhaltensbeiwert q – abgemindert. Für unbewehrtes Mauerwerk können Verhaltensbeiwerte von 1,5 bis 2,5 angewendet werden, siehe ÖNORM EN 1998-1:2013 Tabelle 9.1.

Prinzipiell muss nach ÖNORM EN 1998-3 das elastische Antwortspektrum verwendet werden. Als Hintertürchen hat die Norm aber bei einem bestimmten Berechnungsverfahren („Verfahren mit q -Beiwerten“) die Möglichkeit offen gelassen, doch mit dem Bemessungsspektrum zu arbeiten.

7.2 Modellierung des Gebäudes

Tatsächlich sind bei dynamischen Analysen von Gebäuden zwei Modelle erforderlich. Erstens das *statische* Modell, das die Geometrie und die Tragwirkung des Tragwerks definiert. Zum Beispiel bieten sich dreidimensionale statische Modelle aus ebenen Schalenträgwerken für Gründerzeithäuser mit ihren typischen Baukonstruktionen an, siehe Kapitel 6. Zweitens das *dynamische* Modell in Form eines Ein- oder Mehrmassenschwingers. Bei einer Berechnung mit einem FE-Programm erzeugt dieses aus dem eingegebenen statischen Modell einen Mehrmassenschwinger, siehe Kapitel 6.5.

Hinsichtlich des statischen Modells steht in ÖNORM EN 1990:2013 Absatz 5.1.1:

„(1)P Den statischen Berechnungen sind geeignete Tragwerksmodelle (...) zugrunde zu legen.“

Bezüglich der Modellbildung legt ÖNORM EN 1998-3 in Absatz 4.3(2)P fest:

„Alle Vorschriften der EN 1998-1:2004 betreffend die Modellbildung (...) gelten unverändert.“

Für die Bestimmung des statischen und dynamischen Modells für Gründerzeithäuser ist Absatz 4.3.1(4) der ÖNORM EN 1998-1:2013 wichtig:

„Falls die Deckenscheiben des Gebäudes als in ihrer Ebenen starr aufgefasst werden können, dürfen die Massen und Trägheitsmomente eines jeden Geschosses an seinem Schwerpunkt konzentriert gedacht werden.“

Die Tramdecken können in der Regel nicht als starre Scheiben aufgefasst werden. Deshalb kann Absatz 4.3.1(4) in zwei Richtungen interpretiert werden.

1. Tramdecken können als in ihrer Ebenen nicht starr aufgefasst werden, somit ist Absatz 4.3.1(4) für Gründerzeithäuser nicht relevant. Das Modell muss dann zumindest den Anforderungen des Absatzes 4.3.1(1)P der ÖNORM EN 1998-1:2013 genügen, der von einem Bauwerksmodell Folgendes verlangt:

„Das Bauwerksmodell muss die Verteilung der Steifigkeit und Masse angemessen wiedergeben, so dass alle wesentlichen Verformungen und Trägheitskräfte für die betrachtete Erdbeeinwirkung ordnungsgemäß erfasst werden.“

Und es ist prinzipiell nicht auszuschließen, dass das mit einem ebenen Modell möglich ist.

2. Tramdecken können als in ihrer Ebenen nicht starr aufgefasst werden, folgedessen dürfen die Massen und Trägheitsmomente nicht konzentriert werden, es dürfen somit keine ebenen Modelle verwendet werden.

Folglich ist es Interpretationssache, ob ein ebenes oder räumliches Modell für die Berechnung verwendet wird. Stellt sich aber heraus, dass das ebene Modell das dynamische Verhalten des Gründerzeithauses nicht „ordnungsgemäß“ wiedergibt, muss ein räumliches Modell verwendet werden.

Weiters ein ganz ein wichtiger Punkt für die Wahl des dynamischen Modells ist Absatz 4.3.1(5) der ÖNORM EN 1998-1:2013:

„Bei Hochbauten, die den Regelmäßigkeitskriterien im Grundriss (...) genügen, darf die Berechnung anhand von zwei ebenen Modellen, jeweils für eine der beiden Hauptrichtungen, durchgeführt werden.“

Bezüglich der Regelmäßigkeitskriterien steht in Absatz 4.2.3.2 der ÖNORM EN 1998-1:2013:

*„(1)P Damit ein Gebäude als im Grundriss regelmäßig klassifiziert werden kann, muss es **alle** in den folgenden Absätzen aufgeführten Bedingungen erfüllen.*

(...)

*(4) Die Steifigkeit der Decken in ihrer Ebene muss im Vergleich zur Horizontalsteifigkeit der vertikal tragenden Bauteile ausreichend groß sein, so dass die Verformung der Decke sich nur unwesentlich auf die Verteilung der Kräfte an die vertikal tragenden Bauteile auswirkt.
(...)“*

Die Anmerkung in Absatz 4.3.1(4) könnte man als Hinweis interpretieren, was die Norm unter „ausreichend großer Steifigkeit“ versteht:

„Die Scheibe wird als starr betrachtet, wenn ihre Horizontalverschiebungen, berechnet mit einem Modell unter Berücksichtigung der tatsächlichen Nachgiebigkeit in ihrer Ebene, nirgendwo die unter Annahme einer starren Scheibe ermittelten absoluten Horizontalverschiebungen in der Erdbeben-Bemessungssituation um mehr als 10% übersteigt.“

In der Literatur findet man keine Aussage darüber, ob Tramdecken generell die nach Absatz 4.2.3.2(4) erforderliche Steifigkeit in ihrer Ebene aufweisen. Ist man sich bei einem konkreten Projekt nicht sicher, ob die Tramdecken ausreichend steif sind, sollte man dreidimensionale Modelle verwenden.

7.3 Berechnungsmethoden

Wie die ÖNORM EN 1998-1:2013 bietet die ÖNORM EN 1998-3 verschiedene Berechnungsmethoden an, die in Absatz 4.4.1(1) aufgelistet werden:

- „ – Vereinfachtes Antwortspektrumsverfahren (Ersatzlastverfahren), linear,
– Modales Antwortspektrumsverfahren(linear),
– Nichtlineare statische (push over) Berechnung,
– Nichtlineare dynamische Zeitverlaufsrechnung,
– Verfahren mit q-Beiwerten.“

Wie bereits erwähnt muss bei allen Verfahren das elastische Antwortspektrum verwendet werden, außer beim Verfahren mit q-Beiwerten, dass das Bemessungsspektrum verwendet.

Bezüglich des Verfahrens mit q-Beiwerten hält die ÖNORM EN 1998-3 in Absatz 4.4.6 fest:

„Das Verfahren mit q-Beiwerten muss je nachdem wie in EN 1998-1:2004, 4.3.3.2 oder 4.3.3.3 beschrieben angewendet werden.“

D.h. das Verfahren mit q-Beiwerten entspricht dem vereinfachten Antwortspektrumverfahren bzw. dem modalen Antwortspektrumverfahren nach ÖNORM EN 1998-1:2013.

Der Anhang C enthält weitere Festlegungen und Empfehlungen für die Bewertung von Mauerwerksbauten. Insbesondere wird in Absatz C.3.2(1) festgelegt, dass eine lineare Berechnung nur zulässig ist, wenn folgende Bedingung eingehalten wird:

„Die Decken verfügen über ausreichende Steifigkeit in ihrer eigenen Ebene und ihre Verbindung mit den Umfangsmauern reicht aus um sicher zu sein, dass sie die Trägheitskräfte nach Art einer starren Scheibe an die Vertikalbauteile verteilen können.“

D.h. bei Gründerzeithäusern müsste eine nichtlineare Berechnung durchgeführt werden. Zum Glück oder leider – wie man es sieht - ist der Anhang C aber nur informativ.

8 Beispielsberechnung

Im diesem Kapitel wird das Verhalten bei Erdbeben des „typischen“ Gründerzeithauses (siehe [ARCHING08]) vor und nach einem Dachgeschoßausbau mit der ÖNORM EN 1998-3:2013 bewertet. Beim Dachgeschoßausbau wird die Dippelbaumdecke durch eine Stahlbetondecke ersetzt und in Summe zusätzlich 700 kg/m² seismisch aktive Masse aufgebracht. Somit handelt es sich um einen Dachgeschoßausbau in Leichtbauweise nach dem seit 31.12.2013 nicht mehr gültigen Merkblatt „Statische Vorbemessung“ der MA 37 (siehe [MERKBLATT08]).

8.1 Modelle und Methoden

Es folgt eine Zusammenfassung der verwendeten Modelle, Methoden und weiterer Annahmen:

- Modell des Erdbebens
Bemessungsspektrum für lineare Berechnung (siehe Kapitel 7.1)
(Antwortspektrum, siehe Kapitel 3.2)
- Stärke des Erdbebens
Die Stärke des Erdbebens wird festgelegt durch die Parameter des Bemessungsspektrums für lineare Berechnung:
 - Referenz-Spitzenbodenbeschleunigung $a_{gR}=0,8 \text{ m/s}^2$ (Wien)
 - Bedeutungsbeiwert $\gamma_I=1$
 - Baugrundklasse C
 - Verhaltensbeiwert $q=1,5$
- statisches Modell
dreidimensionales Modell aus ebenen Schalenträgwerken (siehe Kapitel 6)
- dynamisches Modell
Mehrmassenschwinger (siehe Kapitel 5.4)
- Materialmodell Gründerzeit-Mauerwerk
orthotrop, linear elastisch (siehe Kapitel 6.1)
- Materialmodell Tramdecke
orthotrop, linear elastisch (siehe Kapitel 6.2)
- Materialmodell Dippelbaumdecke
orthotrop, linear elastisch (siehe Kapitel 6.2)
- Materialmodell Stahlbeton
isotrop, linear elastisch

- Berechnungsmethode
Verfahren mit q-Beiwerten (siehe Kapitel 7.3)
(modales Antwortspektrumverfahren, siehe Kapitel 5.5 und 5.6)
- Überlagerung der Ergebnisse einzelner Modes
SRSS-Methode für eine Erdbebenrichtung (siehe Kapitel 5.6.2)
100%-30%-Methode für Überlagerung beider Erdbebenrichtungen
(siehe Kapitel 5.6.3)
- Kenntnisstand nach ÖNORM EN 1998-3:2013 (siehe Einleitung Kapitel 7)
Kenntnisstand KL3 mit Konfidenzbeiwert $C_{F_{KL3}}=1$
- Berechnungsprogramm
Dlubal RFEM 5.02.0007 Student
- Schlankheit der Schubwände
Die von der ÖNORM EN 1998-1:2013 in Absatz 9.5.1(5) definierten geometrischen Anforderungen für Schubwände erfüllen die 15 cm dicken Zwischenwände aus Gründerzeit-Mauerwerk nicht. Diese Zwischenwände als Tragsysteme haben sich aber bewährt, siehe ONR 24009:2013:

*„Unter Nutzung stehende Bestandsbauwerke sind (...) langjährig unter Erprobung ge-
standen und lassen somit Rückschlüsse auf das reale Tragverhalten zu. Bei Fehlen von
Bauschäden und konstruktiven Mängeln kann festgestellt werden, dass sich diese
Tragsysteme bewährt haben.“*

Folgedessen werden die Zwischenwände als „Schubwände“ klassifiziert.
- ÖNORM EN 1996-1-1:2013
Folgende Nachweise werden geführt:
 - Unbewehrtes Mauerwerk unter Schubbelastung
(siehe ÖNORM EN 1996-1-1 Kapitel 6.2)
 - Unbewehrte, durch Horizontallasten auf Plattenbiegung beanspruchte Mauer-
werkswände
(siehe ÖNORM EN 1996-1-1 Kapitel 6.3)
- Zufällige Torsionswirkungen nach ÖNORM EN 1998-1:2013 Absatz 4.3.2(1)P
Zufällig Torsionswirkungen werden der Einfachheit halber nicht berücksichtigt.

8.2 Materialparameter

8.2.1 Materialparameter des Materialmodells für Gründerzeit-Mauerwerk

Für Gründerzeit-Mauerwerk wird ein orthotropes, linear elastisches Materialmodell verwendet.

mittlere Mauerwerksdruckfestigkeit

$$f_m = 3,55 \text{ N/mm}^2$$

Dabei handelt es sich um einen aus (fiktiven) in-situ Versuchen gewonnenen Mittelwert.

Anfangsscherfestigkeit

$$f_{vko} = 0,1 \text{ N/mm}^2$$

Dabei handelt es sich um einen aus (fiktiven) Versuchen gewonnenen Mittelwert.

Biegefestigkeit von Mauerwerk

$$f_{xk1} = 0,1 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{xk2} = 0,2 \text{ N/mm}^2$$

Dabei handelt es sich um aus (fiktiven) Versuchen gewonnene Mittelwerte.

Materialparameter, die in Dlubal RFEM zur Definition eines ebenen, orthotropen, linear elastischen Materials notwendig sind (siehe diesbezüglich Kapitel 6.1.2 und [FURT10]):

Tabelle 5: Materialparameter Gründerzeit-Mauerwerk für Dlubal RFEM

Parameter	Wert	Einheit
E_x	3400	N/mm ²
E_y	1064	N/mm ²
G_{xy}	409	N/mm ²
G_{xz}	409	N/mm ²
G_{yz}	409	N/mm ²
ν_{xy}	0,026	[-]
γ	18,5	kN/m ³

8 Beispielsberechnung

Alle Steifigkeiten, die sich zufolge der in Tabelle 5 gegebenen Materialparameter ergeben, werden um den Faktor 0,5 vermindert um die Reduktion der Steifigkeiten zufolge Risse zu berücksichtigen, siehe Abbildung 39.

Flächensteifigkeit bearbeiten - Orthotrop

Allgemein Konstante Dicke Steifigkeitsmatrix Transformierte Steifigkeitsmatrix

Fläche Nr.: 409

Orthotropie-Typ

- Konstante Dicke
- Wirksame Dicken
- Definiert mittels Steifigkeitsmatrix
- Kopplung
- Rippendecke
- Kassettendecke
- Trapezblech
- Hohlkörperdecke mit runden Hohlräumen
- Trägerrost

Steifigkeitsmultiplizierungsbeiwerte

Für alle Steifigkeitselemente
K : 0.50 [-]

Für Biegung- und Torsionsteifigkeitselemente
K_b : 1.00 [-]

Für Torsionsteifigkeitselemente
K₃₃ : 1.00 [-]

Für Schubsteifigkeitselemente
K_s : 1.00 [-]
K₄₄ : 1.00 [-]
K₅₅ : 1.00 [-]

Orthotropierichtung

Drehung um z-Achse des lokalen KS der Fläche
β : 0.00 [-]

Membransteifigkeitselemente
K_m : 1.00 [-]

Exzentrische Steifigkeitselemente
K_e : 1.00 [-]

Kommentar

Abbildung 39: Steifigkeitsreduktion der Wände in Dlubal RFEM

8.2.2 Materialparameter des Materialmodells für Tramdecken

Die Tramdecken werden auf ebene Schalentragwerke mit ebenem, orthotropem, linear elastischem Materialmodell abgebildet, wobei die sich ergebenden Steifigkeiten noch mit Faktoren abgemindert werden.

Materialparameter, die in Dlubal RFEM zur Definition eines ebenen, orthotropen, linear elastischen Materials notwendig sind, wobei für Holz Dlubal RFEM diese Werte anbietet:

Tabelle 6; Materialparameter Tramdecke für Dlubal RFEM

Parameter	Wert	Einheit
E_x	10000	N/mm ²
E_y	330	N/mm ²
G_{xy}	630	N/mm ²
G_{xz}	630	N/mm ²
G_{yz}	63	N/mm ²
ν_{xy}	0	[-]
γ	8	kN/m ³

Das Gewicht des ebenen Schalentragwerks pro Kubikmeter bei einer Dicke von 25 cm ergibt sich folgendermaßen:

$$2,0 \text{ kN/m}^3 / 0,25 = 8 \text{ kN/m}^3$$

siehe ÖNORM B 1991-1-1:2011

Faktoren zur Reduzierung der Steifigkeiten (siehe Kapitel 6.2)

Plattentragwirkung 0,22

Scheibentragwirkung 0,25

8.2.3 Materialparameter des Materialmodells für Dippelbaumdecken

Für die Dippelbaumdecken gilt genau das Gleiche wie für die Tramdecken, nur das Gewicht und die Faktoren zur Reduzierung der Steifigkeiten unterscheiden sich.

Tabelle 7: Materialparameter Dippelbaumdecke für Dlubal RFEM

Parameter	Wert	Einheit
E_x	10000	N/mm ²
E_y	330	N/mm ²
G_{xy}	630	N/mm ²
G_{xz}	630	N/mm ²
G_{yz}	63	N/mm ²
ν_{xy}	0	[-]
γ	16,5	kN/m ³

Das Gewicht des ebenen Schalentragwerks pro Kubikmeter bei einer Dicke von 20 cm ergibt sich folgendermaßen:

$$3,35 \text{ kN/m}^3 / 0,2 = 16,75 \text{ kN/m}^3 \approx 16,5 \text{ kN/m}^3$$

siehe ÖNORM B 1991-1-1:2011

Faktoren zur Reduzierung der Steifigkeiten

Plattentragwirkung 1

Scheibentragwirkung 0,25

8.3 Pläne

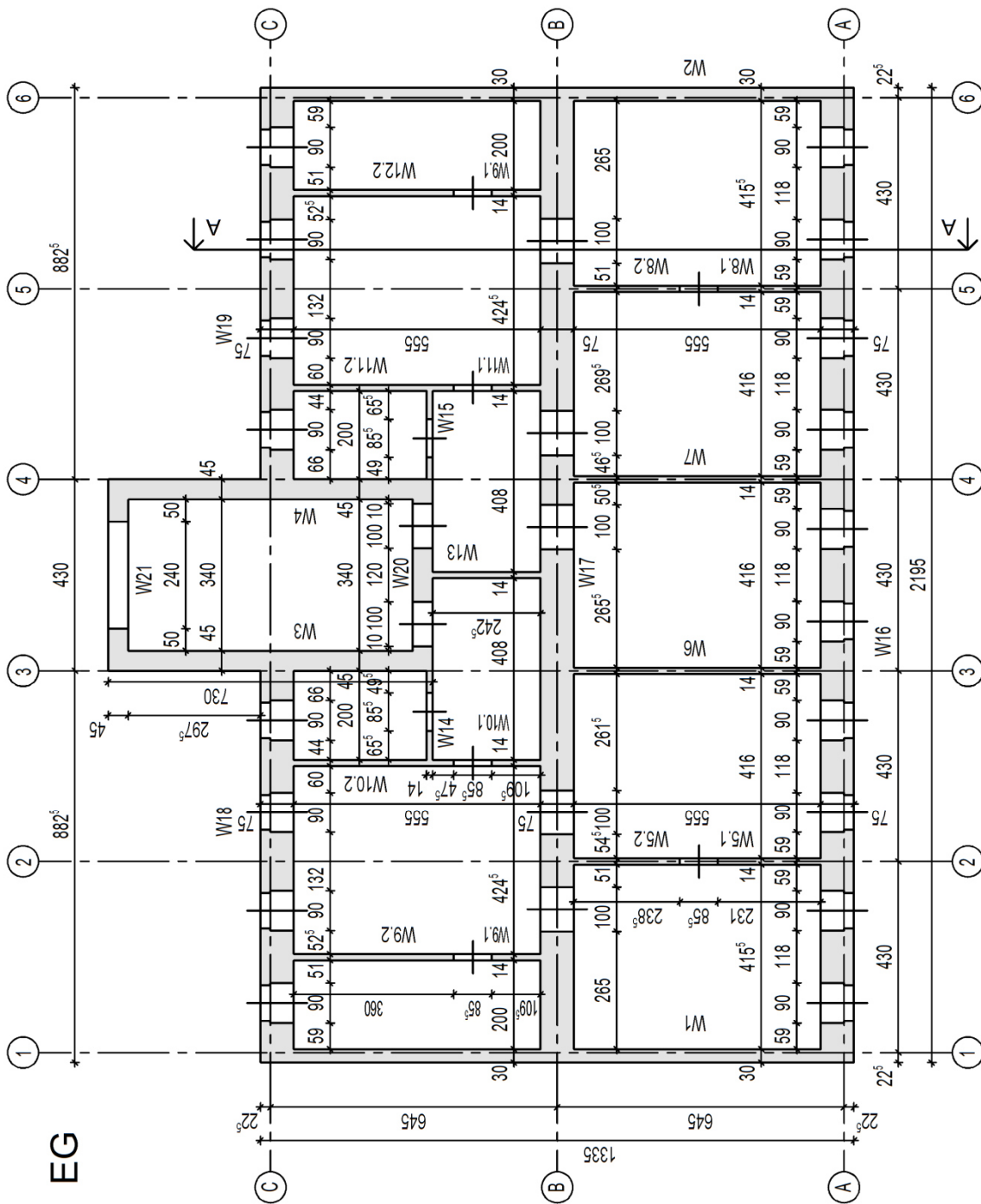


Abbildung 40: Beispielsberechnung: Grundriss Erdgeschoß des typischen Gründerzeithauses

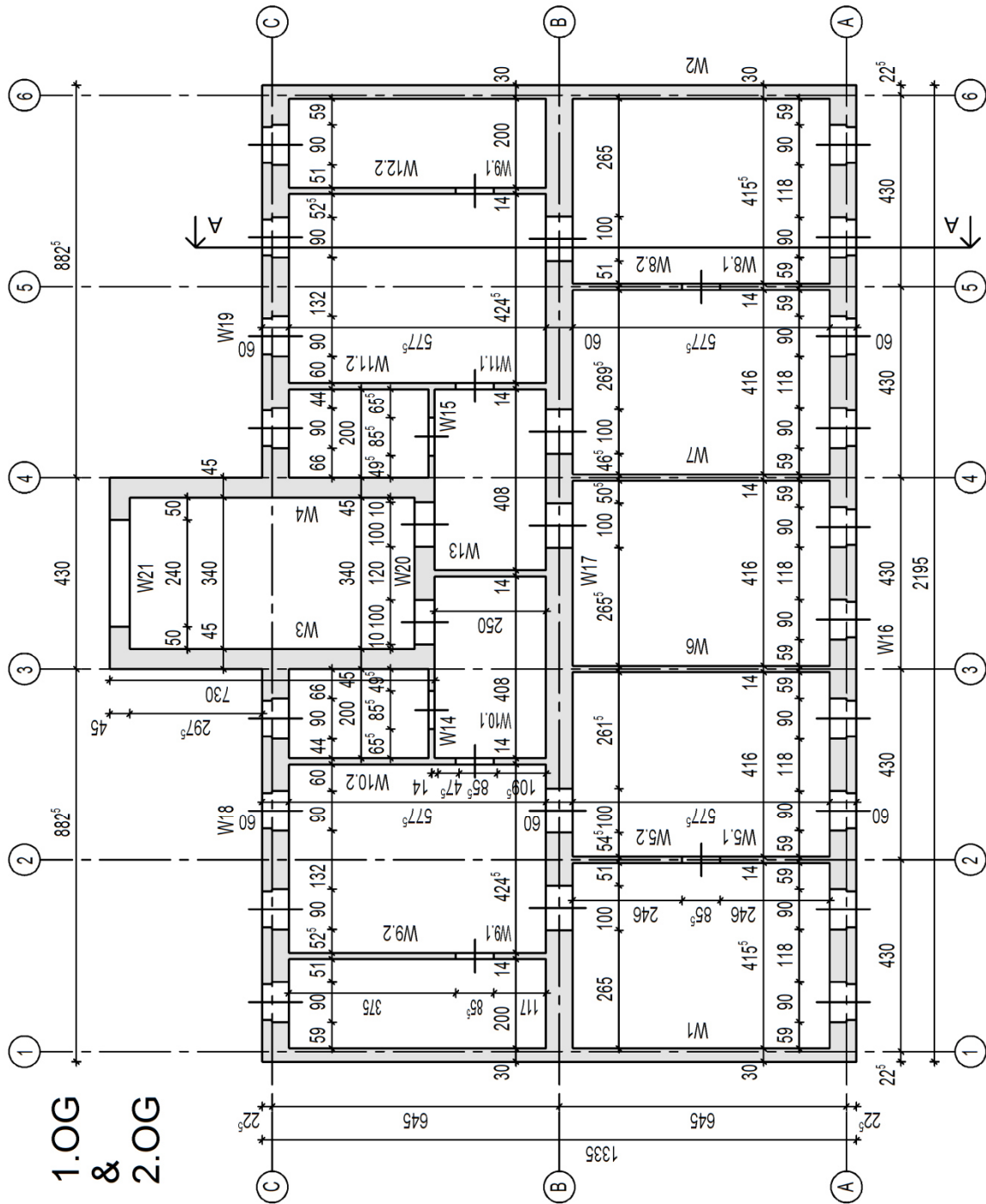


Abbildung 41: Beispielsberechnung: Grundriss 1.OG und 2.OG des typischen Gründerzeithauses

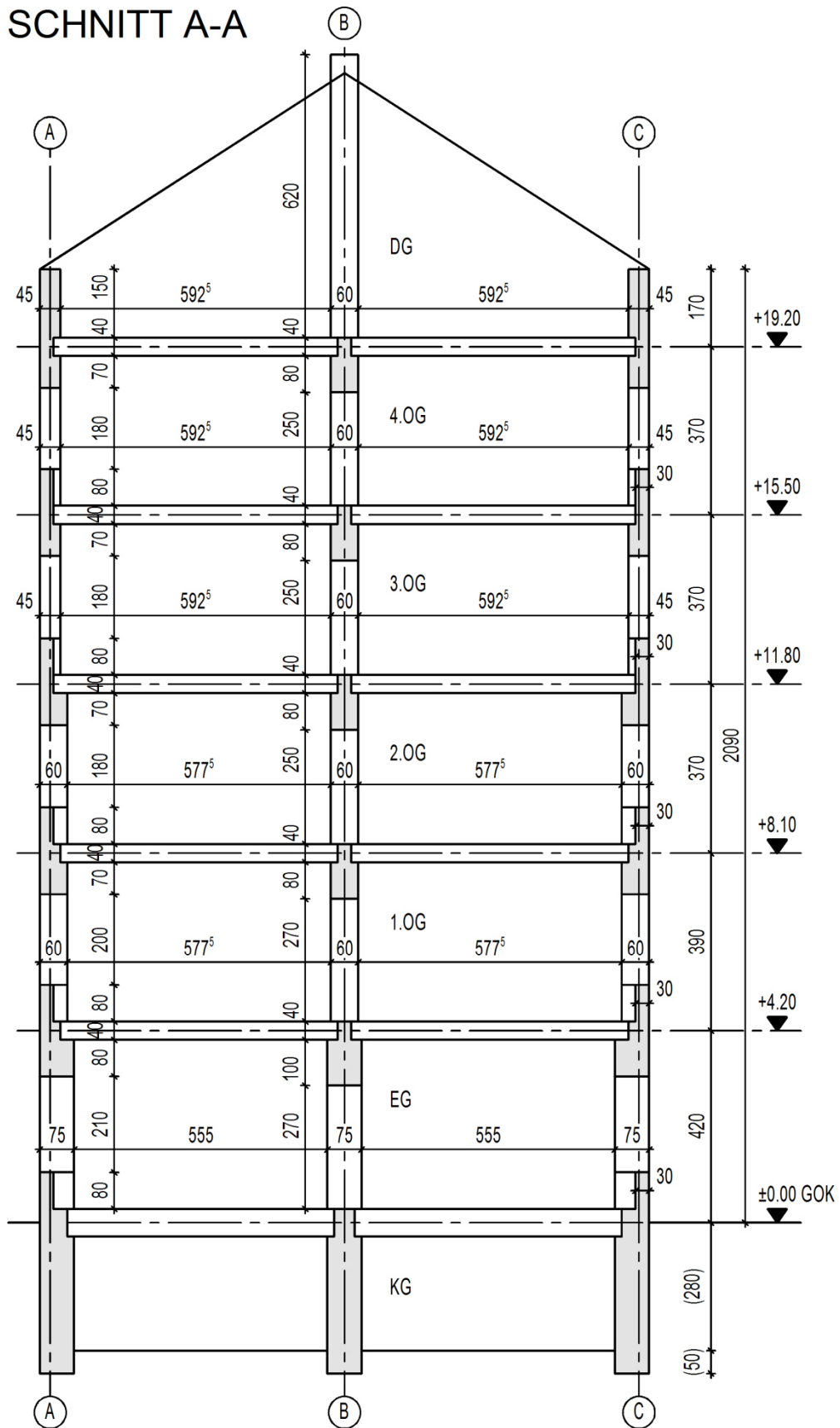


Abbildung 43: Beispielsberechnung: Schnitt A-A des typischen Gründerzeithauses

8.4 Dreidimensionales Modell

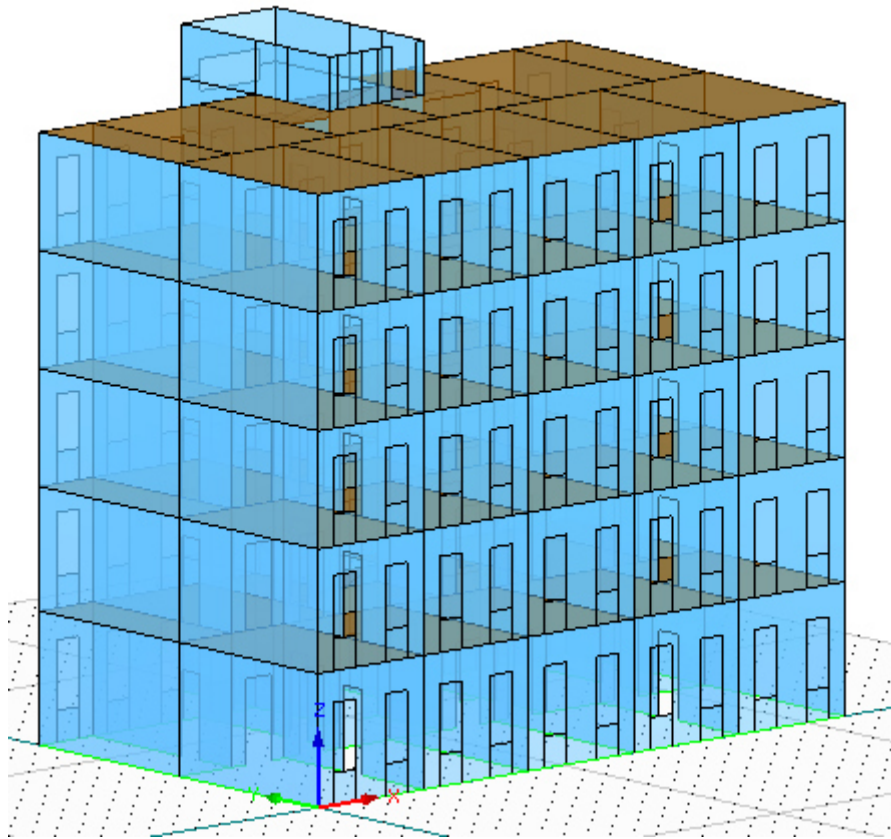


Abbildung 44: Dreidimensionales Modell in Dlubal RFEM

Folgende Bauteile wurden nicht mittels Tragwerke modelliert, sondern durch Flächen- bzw. Linienlasten:

- Giebelwände (Feuermauer im Dachgeschoß)
- Kamine
- Dach
- Kniestock / Drempe

8.5 Modale Analyse

8.5.1 Vor dem Dachgeschoßausbau

In folgender Tabelle sind die Schwingungsformen, ihre Frequenzen und Ersatzmassenfaktoren aufgelistet. Die Ersatzmassenfaktoren (Terminus von Dlubal RFEM) entsprechen den im Kapitel 5.6 definierten Partizipationsfaktoren. Nur die Schwingungsformen 1, 2, 25 und 26 werden in der Berechnung berücksichtigt, da sie Ersatzmassenfaktoren über 5 % aufweisen.

Tabelle 8: Schwingungsformen des typischen Gründerzeithauses vor dem Dachgeschoßausbau

SForm	Eigenwert	Eigenfrequenz	Eigenperiode	Ersatzmassenfaktor	
Nr.	λ [1/s ²]	f [Hz]	T [s]	f _{mex} [-]	f _{meY} [-]
1	98,352	1,578	0,634	0,002	0,739
2	105,269	1,633	0,612	0,766	0,002
3	166,677	2,055	0,487	0,004	0,000
4	379,216	3,099	0,323	0,001	0,000
5	379,244	3,099	0,323	0,000	0,000
6	397,279	3,172	0,315	0,001	0,000
7	397,393	3,173	0,315	0,000	0,000
8	426,953	3,289	0,304	0,001	0,000
9	427,321	3,290	0,304	0,000	0,000
10	511,341	3,599	0,278	0,002	0,000
11	511,670	3,600	0,278	0,000	0,000
12	528,194	3,658	0,273	0,002	0,000
13	531,426	3,669	0,273	0,000	0,000
14	545,729	3,718	0,269	0,001	0,000
15	550,444	3,734	0,268	0,000	0,000
16	573,866	3,813	0,262	0,000	0,001
17	581,947	3,839	0,260	0,001	0,000
18	671,761	4,125	0,242	0,000	0,000
19	673,356	4,130	0,242	0,000	0,000
20	701,205	4,214	0,237	0,000	0,000
21	703,780	4,222	0,237	0,000	0,000
22	715,556	4,257	0,235	0,000	0,000
23	717,184	4,262	0,235	0,000	0,000
24	780,722	4,447	0,225	0,032	0,000
25	816,233	4,547	0,220	0,069	0,000
26	890,554	4,750	0,211	0,000	0,149
27	935,643	4,868	0,205	0,000	0,001
28	942,854	4,887	0,205	0,002	0,000
29	991,759	5,012	0,200	0,000	0,000
30	1000,644	5,035	0,199	0,000	0,000

Die Eigenfrequenz der ersten Schwingungsform ist mit 1,578 Herz niedriger als an realen Gebäuden gemessene Frequenzen, siehe [SEISMID11]. Das ist auf die verminderten Steifigkeiten zur Berücksichtigung der Risse zurückzuführen. Ohne verminderte Steifigkeiten liegt die Eigenfrequenz der ersten Schwingungsform über 2 Herz.

Es folgen Abbildungen der 1. und 2. Schwingungsform.

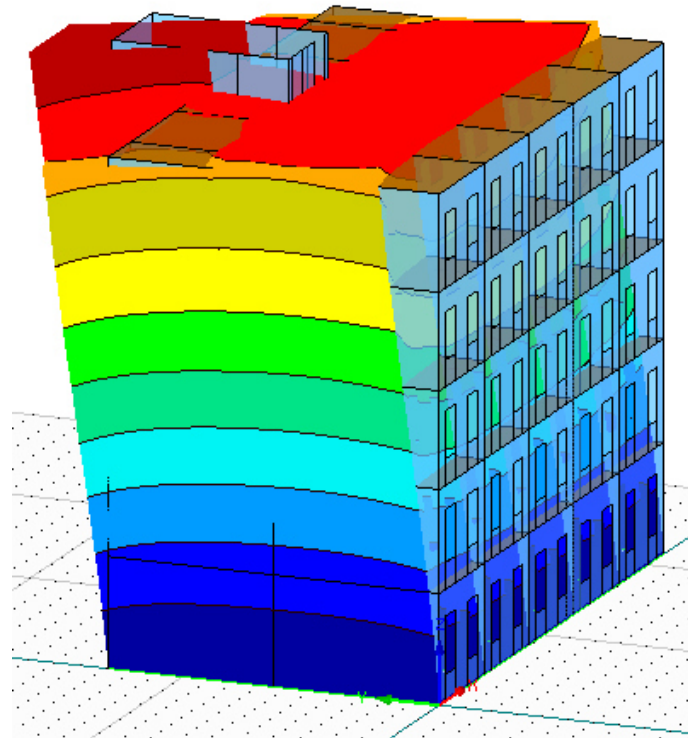


Abbildung 45: 1. Schwingungsform vor Dachgeschoßausbau (Dlubal RFEM)

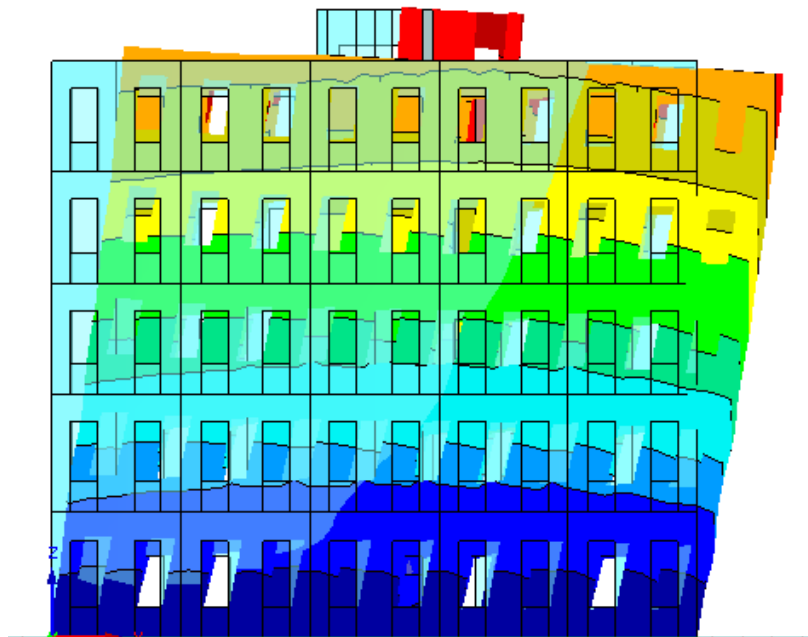


Abbildung 46: 2. Schwingungsform vor Dachgeschoßausbau (Dlubal RFEM)

8.5.2 Nach dem Dachgeschoßausbau

In folgender Tabelle sind die Schwingungsformen, ihre Frequenzen und Ersatzmassenfaktoren aufgelistet. Nur die Schwingungsformen 1, 2, 22 und 23 werden in der Berechnung berücksichtigt, da sie Ersatzmassenfaktoren über 5 % aufweisen. Durch die zusätzlich aufgebrachte Masse im Dachgeschoß erhöhen sich die Eigenperioden.

Tabelle 9: Schwingungsformen des typischen Gründerzeithauses nach dem Dachgeschoßausbau

SForm	Eigenwert	Eigenfrequenz	Eigenperiode	Ersatzmassenfaktor	
Nr.	λ [1/s ²]	f [Hz]	T [s]	f _{meX} [-]	f _{meY} [-]
1	84,602	1,464	0,683	0,001	0,747
2	90,844	1,517	0,659	0,775	0,001
3	152,305	1,964	0,509	0,001	0,000
4	379,218	3,099	0,323	0,001	0,000
5	379,249	3,099	0,323	0,000	0,000
6	397,279	3,172	0,315	0,001	0,000
7	397,394	3,173	0,315	0,000	0,000
8	426,962	3,289	0,304	0,001	0,000
9	427,324	3,290	0,304	0,000	0,000
10	513,318	3,606	0,277	0,002	0,000
11	513,568	3,607	0,277	0,000	0,000
12	531,750	3,670	0,272	0,001	0,000
13	531,985	3,671	0,272	0,000	0,000
14	550,290	3,733	0,268	0,002	0,000
15	550,987	3,736	0,268	0,000	0,000
16	674,323	4,133	0,242	0,000	0,000
17	674,600	4,134	0,242	0,000	0,000
18	701,259	4,215	0,237	0,000	0,000
19	702,141	4,217	0,237	0,000	0,000
20	714,425	4,254	0,235	0,000	0,000
21	717,753	4,264	0,235	0,000	0,000
22	777,751	4,439	0,225	0,108	0,001
23	790,943	4,476	0,223	0,001	0,136
24	943,189	4,888	0,205	0,002	0,000
25	947,987	4,900	0,204	0,000	0,000
26	994,029	5,018	0,199	0,000	0,000
27	999,556	5,032	0,199	0,002	0,000
28	1001,583	5,037	0,199	0,000	0,000
29	1006,300	5,049	0,198	0,000	0,000
30	1054,386	5,168	0,193	0,002	0,000

Es folgen Abbildungen der 1. und 2. Schwingungsform.

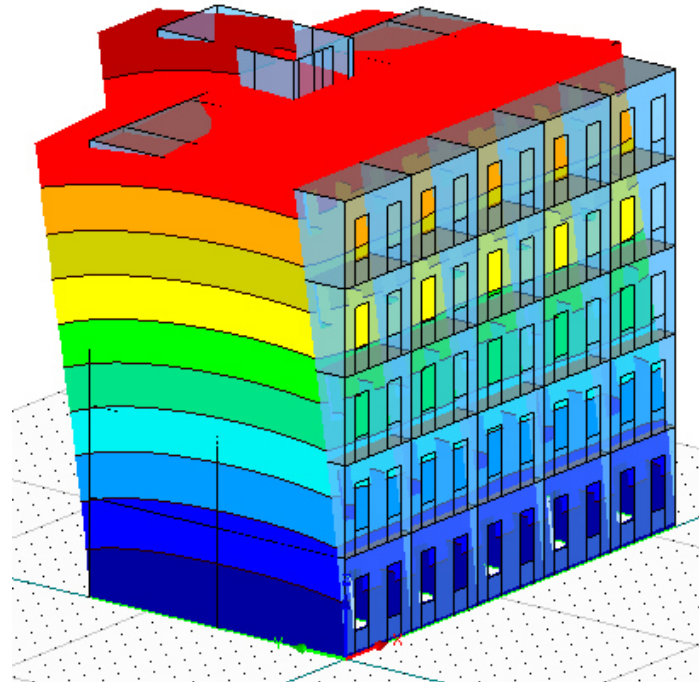


Abbildung 47: 1. Schwingungsform nach Dachgeschoßausbau (Dlubal RFEM)

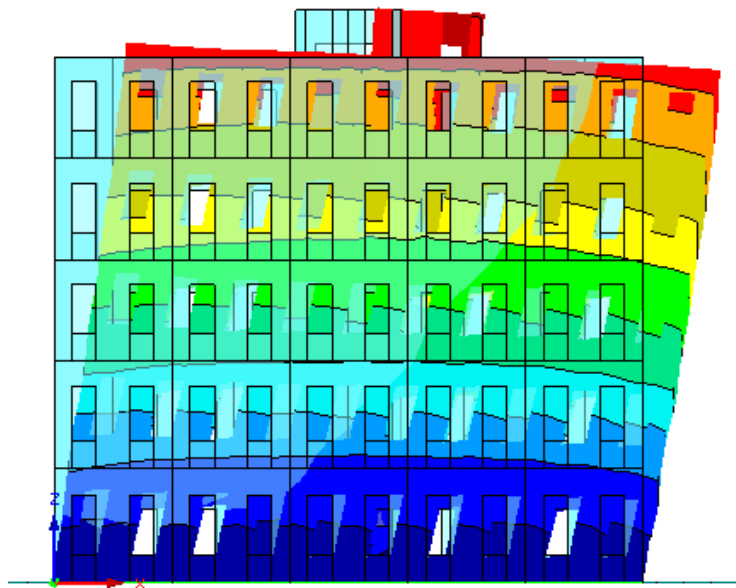


Abbildung 48: 2. Schwingungsform nach Dachgeschoßausbau (Dlubal RFEM)

8.6 Schubnachweise

Die Schubnachweise werden für die Wände im Erdgeschoß an der Wandunterkante („Fuß der Wand“ lt. ÖNORM EN 1996-1-1:2013) geführt. Die Schubnachweise entsprechen der Norm, d. h. es wird bei der Berechnung der charakteristischen Schubfestigkeit f_{vk} auch der Anteil aus der Bemessungsdruckspannung σ_d berücksichtigt, siehe ÖNORM EN 1996-1-1:2013 Absatz 3.6.2(3). Es folgen die Tabellen mit den Schubnachweisen vor und nach dem Dachgeschoßausbau.

	Moment	Normalkraft	Querkraft	V_Rd	Erfüllungsfaktor
	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]
Wand 1	2394	1532	515	667	1,29
Wand 3	1354	1198	329	525	1,59
Wand 5.1	56	168	61	73	1,20
Wand 5.2	56	115	65	58	0,89
Wand 6	94	350	194	158	0,81
Wand 9.1	15	60	31	31	1,00
Wand 9.2	119	242	83	106	1,27
Wand 10.1	16	47	34	24	0,70
Wand 10.2	124	227	94	102	1,08
Wand 13	14	174	91	77	0,84

Tabelle 10: Schubnachweise vor Dachgeschoßausbau

	Moment	Normalkraft	Querkraft	V_Rd	Erfüllungsfaktor
	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]
Wand 1	2735	1681	553	706	1,28
Wand 3	1332	1264	309	542	1,76
Wand 5.1	55	185	61	78	1,28
Wand 5.2	54	150	62	68	1,09
Wand 6	95	389	188	168	0,89
Wand 9.1	15	67	31	33	1,06
Wand 9.2	124	257	83	110	1,32
Wand 10.1	16	55	34	28	0,81
Wand 10.2	131	262	87	111	1,28
Wand 13	13	191	86	81	0,94

Tabelle 11: Schubnachweise nach Dachgeschoßausbau

Die Schubtragfähigkeit erhöht sich aufgrund der zusätzlichen Auflast durch den Dachgeschoßausbau. Weiters geben alle Wände nach dem Ausbau Schubkräfte (Querkräfte) an die Wand 1 - die Feuermauer - ab. Alle Veränderungen sind übersichtlich in Tabelle 12 dargestellt.

	Moment	Normalkraft	Querkraft	V_Rd	Erfüllungsfaktor
	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]
Wand 1	340	149	37	40	-0,02
Wand 3	-22	66	-20	17	0,16
Wand 5.1	0	17	0	5	0,08
Wand 5.2	-2	35	-2	10	0,19
Wand 6	1	39	-6	11	0,08
Wand 9.1	0	7	0	2	0,06
Wand 9.2	6	15	0	4	0,05
Wand 10.1	0	8	0	4	0,11
Wand 10.2	7	35	-7	9	0,20
Wand 13	0	17	-4	5	0,10

Tabelle 12: Änderungen bei Schubnachweisen

8.7 Biegenachweise der Zwischenwand 9

Die Zwischenwand 9 (Wand 9.1 und Wand 9.2) wird stellvertretend für alle Zwischenwände berechnet. Man erkennt, dass die Wand 9 vor allem durch die zweite Schwingungsform im obersten Stockwerk besonders stark auf Biegung beansprucht wird.

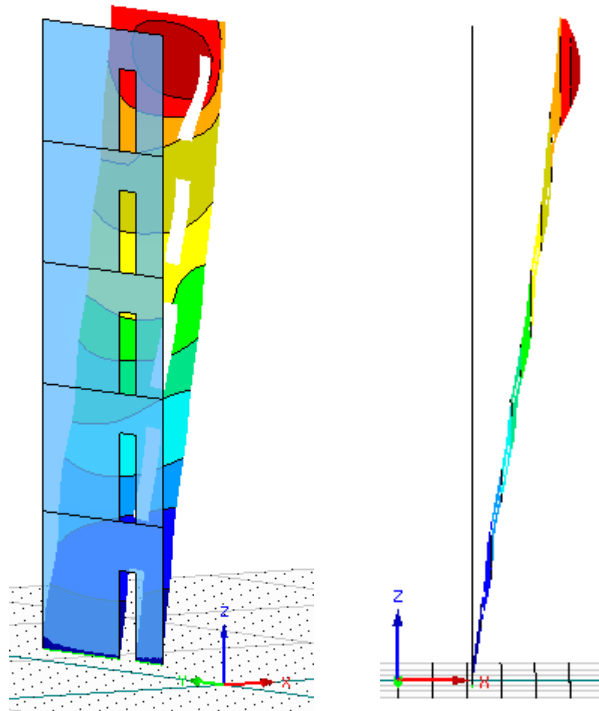


Abbildung 49: 2. Schwingungsform Wand 9 vor Dachgeschoßausbau (Dlubal RFEM)

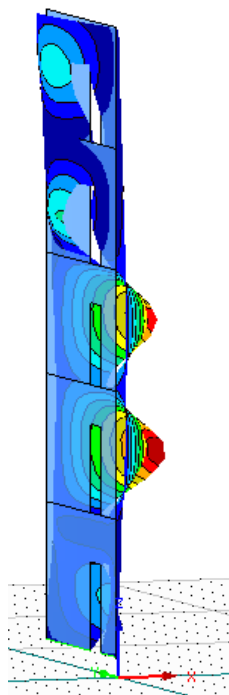


Abbildung 50: 25. Schwingungsform Wand 9 vor Dachgeschoßausbau (Dlubal RFEM)

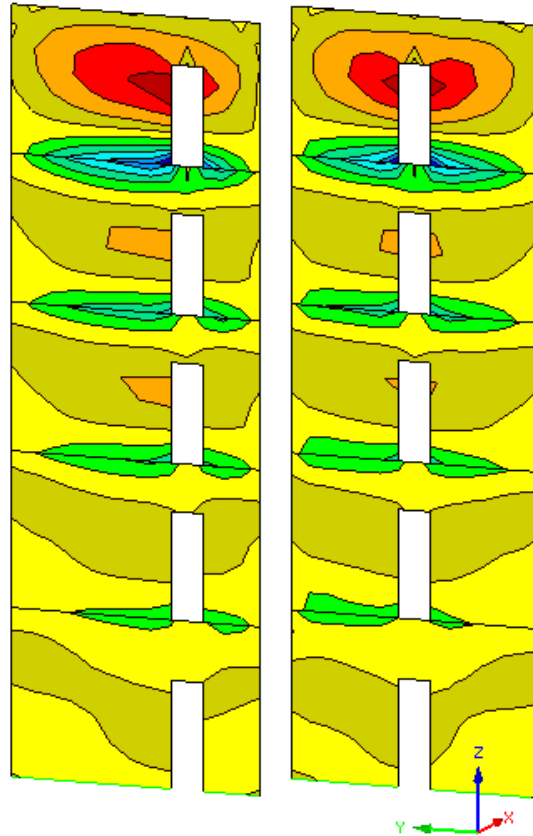


Abbildung 51: Biegemomente in vertikaler Richtung zufolge zweiten Schwingungsform, links Wand 9, rechts Wand 5 (Dlubal RFEM)

Abbildung 51 zeigt die Biegemomente in vertikaler Richtung der Wand 9 zufolge der zweiten Schwingungsform. Schön erkennt man, dass die größten Momente die Stützmomente auf Höhe der Decken sind. Und genau für diese Stützmomente werden die folgenden Biegeachweise geführt. In echt treten nicht so große Stützmomente auf, da die Wände nicht linienförmig gestützt sind, sondern eher flächenhaft durch die ca. 35 cm hohen Tramdecken. Auch ist ein gewisses Spiel zwischen Tramdecken und den Zwischenwänden vorhanden, siehe Abbildung 38. Das ändert aber nichts daran, dass die oberste Zwischenwand durch Erdbeben stark auf Biegung beansprucht wird.

Die Tür befindet sich an einer sehr ungünstigen Position, deshalb hat die Wand 9 im Vergleich zu den anderen Zwischenwänden, die keine Türen haben oder deren Türen genau in der Mitte der Wand positioniert sind, die größten Biegemomente in vertikaler Richtung. In Abbildung 51 können die Biegemomente der Wand 9 und der Wand 5 (Wand 5.1 und Wand 5.2), die eine Tür genau in der Mitte hat, verglichen werden. Daraus folgt, dass Türen in der Mitte der Wand am günstigsten sind für die Biegebeanspruchung - und das unabhängig vom Stockwerk.

Es folgen die Tabellen mit den Biegnachweisen der Wand 9 vor und nach dem Dachgeschoßausbau.

Tabelle 13: Biegnachweise Wand 9 vor Dachgeschoßausbau

Schnitt	M _{Ed}	N _{Ed}	Normal- spannung σ	M _{Rd}	Erfüllungsfaktor
	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[kNm]	[-]
DüEG	0,37	-16,29	-0,21	0,54	1,46
Dü1OG	0,29	-8,72	-0,11	0,35	1,21
Dü2OG	0,25	-6,19	-0,08	0,28	1,14
Dü3OG	0,51	0,04 ¹	0,00	0,13	0,25

Tabelle 14: Biegnachweise Wand 9 nach Dachgeschoßausbau

Schnitt	M _{Ed}	N _{Ed}	Normal- spannung σ	M _{Rd}	Erfüllungsfaktor
	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[kNm]	[-]
DüEG	0,48	-19,95	-0,26	0,63	1,30
Dü1OG	0,54	-14,44	-0,19	0,49	0,91
Dü2OG	0,25	-8,98	-0,12	0,35	1,42
Dü3OG	0,49	-0,53	-0,01	0,13	0,29

Tabelle 15: Änderung bei Biegnachweisen der Wand 9

Schnitt	M _{Ed}	N _{Ed}	Normal- spannung σ	M _{Rd}	Erfüllungsfaktor
	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[kNm]	[-]
DüEG	0,11	-3,66	-0,05	0,09	-0,16
Dü1OG	0,25	-5,72	-0,08	0,14	-0,30
Dü2OG	0,00	-2,79	-0,04	0,07	0,28
Dü3OG	-0,02	-0,57	-0,01	0,00	0,04

In Tabelle 13 sieht man, dass der Erfüllungsfaktor der Wand 9 bezüglich des Stützmomentes auf Höhe der Decke über dem 3. OG sehr schlecht ist, nämlich nur 0,25. Und die schubsteife Decke des Dachgeschoßausbaus bringt nicht viel, nämlich nur eine Verbesserung auf 0,29. Tatsächlich fällt durch den Dachgeschoßausbau der Erfüllungsfaktor der Wand 9 des Stützmomentes auf Höhe der Decke über dem 1. OG unter 1.

¹ wird vernachlässigt, da σ gerundet 0,00 wird

8.8 Biegenachweise der Wand 18

Wand 18 und die für die Biegebemessung relevanten Schnitte sind in Abbildung 52 dargestellt. Abbildung 53 zeigt die Biegemomente in horizontaler Richtung der Wand 18 zufolge der ersten Schwingungsform. Die einzelnen horizontalen Balken, die geschnitten und nachgewiesen werden, setzen sich aus dem Sturz direkt unter der jeweiligen Decke und dem Parapet direkt oberhalb der Decke zusammen, siehe Abbildung 52 und Abbildung 43. Die Biegemomente ergeben sich aus den Trägheitskräften der Balken selbst und der Trägheitskräfte der Decken. Solange die Tramdecke sehr schubweich ist, müssen diese horizontalen Balken die Trägheitskräfte der Tramdecke zu den aussteifenden Wänden weiterleiten (unter Annahme der Tragwirkung und Modellierung wie in Abbildung 38 gezeigt).

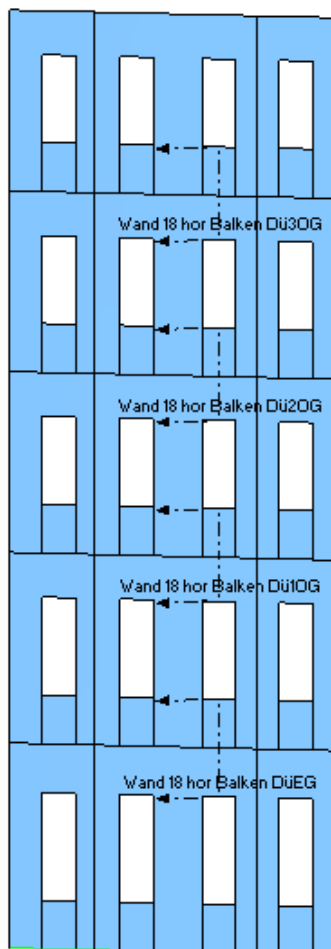


Abbildung 52: Wand 18 und
Schnitte für Biegenachweise
(Dlubal RFEM)

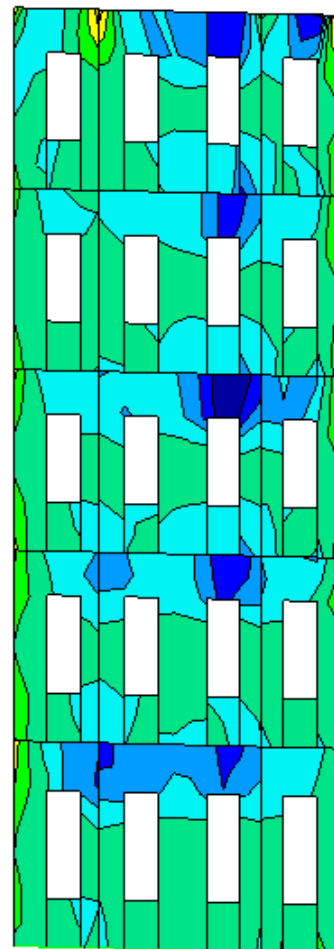


Abbildung 53: Biegemomente in horizontaler Richtung
zufolge der 1. Schwingungsform Wand 18
(Dlubal RFEM)

Bis jetzt lief die Beispielsberechnung reibungsfrei ab, jetzt tritt aber ein Problem auf. Es folgen die Ergebnisse der Biegebemessung der einzelnen horizontalen Balken getrennt für Stürze und Parapete und anschließend die Diskussion des auftretenden Problems.

Tabelle 16: Biegnachweise Wand 18 vor Dachgeschoßausbau

Schnitt	M_Ed [kNm]	N_Ed [kN]	M_Rd [kNm]	Erfüllungsfaktor [-]
DüEG Sturz EG	3,13	11,78	n.b. ²	n.b.
DüEG Parapet 1OG	1,90	24,22	n.b.	n.b.
Dü1OG Sturz 1OG	2,82	10,11	n.b.	n.b.
Dü1OG Parapet 2OG	1,93	22,77	n.b.	n.b.
Dü2OG Sturz 2OG	2,89	4,45	n.b.	n.b.
Dü2OG Parapet 3OG	2,15	23,86	n.b.	n.b.
Dü3OG Sturz 3OG	2,79	8,50	n.b.	n.b.
Dü3OG Parapet 4OG	2,42	21,20	n.b.	n.b.

Tabelle 17: Biegnachweise Wand 18 nach Dachgeschoßausbau

Schnitt	M_Ed [kNm]	N_Ed [kN]	M_Rd [kNm]	Erfüllungsfaktor [-]
DüEG Sturz EG	3,05	15,92	n.b.	n.b.
DüEG Parapet 1OG	1,90	24,71	n.b.	n.b.
Dü1OG Sturz 1OG	2,70	16,53	n.b.	n.b.
Dü1OG Parapet 2OG	1,85	21,87	n.b.	n.b.
Dü2OG Sturz 2OG	2,53	13,20	n.b.	n.b.
Dü2OG Parapet 3OG	2,22	24,06	n.b.	n.b.
Dü3OG Sturz 3OG	2,39	19,08	n.b.	n.b.
Dü3OG Parapet 4OG	2,38	17,92	n.b.	n.b.

Es treten in den Schnitten, in denen die Biegnachweise zu führen sind, resultierende Zugkräfte auf. Und Mauerwerk kann nur sehr, sehr geringe Zugkräfte in Richtung parallel zu den Lagerfugen aufnehmen. Die ÖNORM EN 1996-1-1:2013 bietet auch gar keinen Nachweis für Zugkräfte an.

Somit kann dieses Gründerzeithaus mit dem dreidimensionalen Modell wie in Kapitel 6 besprochen unter der in Kapitel 8.1 definierten Erdbebeneinwirkung nicht mit dem modalen Antwortspektrumverfahren analysiert werden.

Das ist jetzt keine neue Erkenntnis, denn laut informativen Anhang C der ÖNORM EN 1998-3:2013 müssten Gründerzeithäuser sowieso mit nichtlinearen Methoden berechnet werden. Die Forderung aufzustellen ist natürlich eine Sache - sie umzusetzen eine andere. Vor allem da es keine Modelle auf Makroebene für die Plattentragwirkung der Wände aus Gründerzeit-Mauerwerk für eine nichtlineare Berechnung mit der Methode der Finiten Elemente gibt. Und ohne der Methode der Finite Elemente kann ein komplexes dreidimensionales Modell nicht analysiert werden. Und ein dreidimensionales Modell muss aufgrund der Schubweichen Decken für Gründerzeithäuser laut ÖNORM EN 1998-1:2013 (siehe Kapitel 7.2) verwendet werden.

Auch die Schubnachweise und die Biegnachweise der Wand 9 sind aussagegelos. Es treten nämlich Zugkräfte auf, wo sie nicht sein dürften, und somit ist der gesamte Kräftezustand im Gebäude falsch.

² n.b. = nicht berechenbar

Würden keine Zugkräfte in diesen Schnitten auftreten, wäre auch der gesamte Kräftezustand im Gebäude anders. Der Gleichgewichtszustand würde sich anders einstellen.

Im Folgenden wird angenommen, dass das Mauerwerk doch Zugspannungen parallel zu den Lagerfugen aufnehmen kann, und zwar bis zu einer Größe der Anfangsscherfestigkeit f_{vko} . Die Anfangsscherfestigkeit bestimmt wesentlich die Zugfestigkeit von Mauerwerk parallel zu den Lagerfugen, siehe z.B. [SEISMID11]. Erlaubt man Zugspannungen bis zur Größe der Anfangsscherfestigkeit f_{vko} , sollte man aber die Biegefestigkeit f_{xk2} um f_{vko} vermindern.

Die anschließenden Biegebemessungen basieren auf folgenden Festigkeiten:

Zugfestigkeit

$$f_{Zug} = f_{vko} = 0,1 \text{ N/mm}^2$$

Dabei handelt es sich um einen aus (fiktiven) Versuchen gewonnenen Mittelwert.

Biegefestigkeit von Mauerwerk

$$f_{xk2} = 0,2 - f_{vko} = 0,1 \text{ N/mm}^2$$

Tabelle 18: Biegenachweise Wand 18 vor Dachgeschoßausbau mit $f_{xk2} = 0,1 \text{ N/mm}^2$

Schnitt	M_Ed	N_Ed	Normal- spannung σ	M_Rd	Erfüllungsfaktor
	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[kNm]	[-]
DüEG Sturz EG	3,13	11,78	0,02	6,25	2,00
DüEG Parapet 1OG	1,90	24,22	0,08	1,00	0,53
Dü1OG Sturz 1OG	2,82	10,11	0,02	3,60	1,28
Dü1OG Parapet 2OG	1,93	22,77	0,08	1,00	0,52
Dü2OG Sturz 2OG	2,89	4,45	0,01	3,60	1,25
Dü2OG Parapet 3OG	2,15	23,86	0,08	1,00	0,47
Dü3OG Sturz 3OG	2,79	8,50	0,02	2,03	0,73
Dü3OG Parapet 4OG	2,42	21,20	0,07	1,00	0,41

Tabelle 19: Biegenachweise Wand 18 nach Dachgeschoßausbau mit $f_{xk2}=0,1 \text{ N/mm}^2$

Schnitt	M_Ed	N_Ed	Normal- spannung σ	M_Rd	Erfüllungsfaktor
	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[kNm]	[-]
DüEG Sturz EG	3,05	15,92	0,02	6,25	2,05
DüEG Parapet 1OG	1,90	24,71	0,08	1,00	0,53
Dü1OG Sturz 1OG	2,70	16,53	0,03	3,60	1,33
Dü1OG Parapet 2OG	1,85	21,87	0,07	1,00	0,54
Dü2OG Sturz 2OG	2,53	13,20	0,02	3,60	1,42
Dü2OG Parapet 3OG	2,22	24,06	0,08	1,00	0,45
Dü3OG Sturz 3OG	2,39	19,08	0,05	2,03	0,85
Dü3OG Parapet 4OG	2,38	17,92	0,06	1,00	0,42

Tabelle 20: Änderung bei Biegenachweisen Wand 18 mit $f_{xk2}=0,1 \text{ N/mm}^2$

Schnitt	M _{Ed}	N _{Ed}	Normal- spannung σ	M _{Rd}	Erfüllungsfaktor
	[kNm]	[kN]	[N/mm ²]	[kNm]	[-]
DüEG Sturz EG	-0,08	4,14	0,00	0,00	0,05
DüEG Parapet 1OG	0,00	0,49	0,00	0,00	0,00
Dü1OG Sturz 1OG	-0,12	6,42	0,01	0,00	0,05
Dü1OG Parapet 2OG	-0,08	-0,90	-0,01	0,00	0,02
Dü2OG Sturz 2OG	-0,36	8,75	0,01	0,00	0,17
Dü2OG Parapet 3OG	0,07	0,20	0,00	0,00	-0,02
Dü3OG Sturz 3OG	-0,40	10,58	0,03	0,00	0,12
Dü3OG Parapet 4OG	-0,04	-3,28	-0,01	0,00	0,01

Man sieht, dass die auftretenden Zugspannungen (Normalspannungen) unter der Anfangsscherfestigkeit $f_{vko} = 0,1 \text{ N/mm}^2$ liegen. Wenn man Zugspannungen zulässt und die verminderte Biegefestigkeit f_{xk2} verwendet, ergeben sich Erfüllungsfaktoren um die 50 %.

Diese Vorgehensweise, also das Zulassen von Zugspannungen, entspricht nicht der Norm und der Autor wollte damit nur zeigen, dass die auftretenden Zugspannungen eher gering sind.

8.9 Anforderung durch Erhöhung der Personenanzahl

Durch den Dachgeschoßausbau erhöht sich die Anzahl der im Gründerzeithaus lebenden Personen. Deshalb muss das geänderte Tragwerk den im Kapitel 6.2 der ÖNORM B 1998-3:2013 definierten Anforderungen entsprechen.

Im ersten Schritt sind die vor dem Dachgeschoßausbau im Gründerzeithaus lebenden Personen zu berechnen. Laut Plan (siehe Abbildung 40) gibt es pro Geschoß zwei durchaus großzügige Wohnungen mit je ca. 105 und 130 m². Folglich leben pro Geschoß 4,7 (= 2 * 2,35) Personen und im gesamten Haus 23,5 (= 5 * 4,7) Personen ($PZ_{\text{ist}} = 23,5$). Kommen durch den Dachgeschoßausbau vier Wohnungen hinzu, entspricht das einer Zunahme von 9,4 (= 4 * 2,35) Personen ($\Delta PZ = 9,4$).

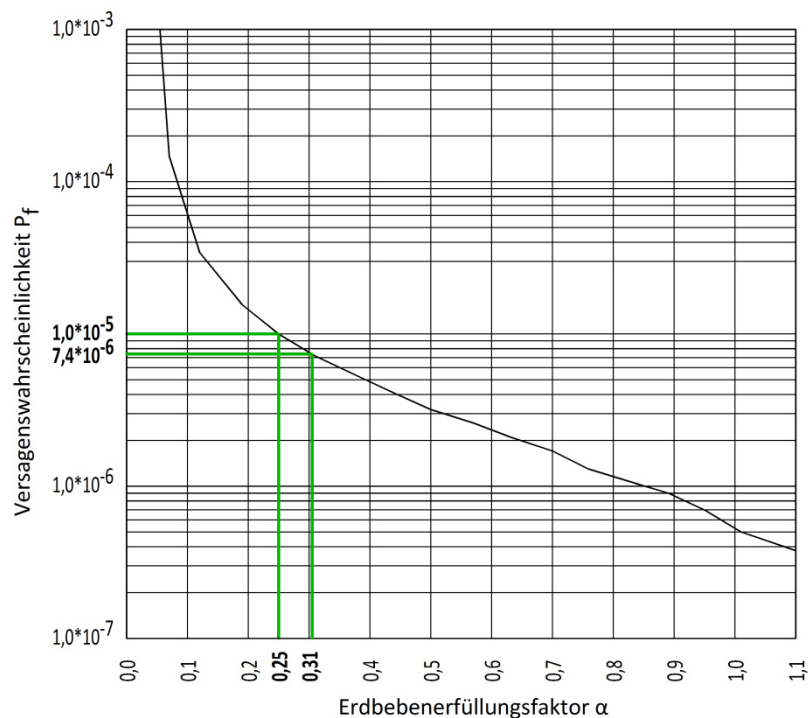


Abbildung 54: Beispielsberechnung:
Zusammenhang Erdbebenerfüllungsfaktor und Versagenswahrscheinlichkeit

Danach folgt die Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit des Gründerzeithauses vor dem Dachgeschoßausbau. Diese ergibt sich aus dem kleinsten Erfüllungsfaktor und der Funktion in Bild A.1 der ÖNORM B 1998-3:2013 (siehe Abbildung 54 und Kapitel 4.5). Den kleinsten Erfüllungsfaktor von 0,25 weist Wand 9 bezüglich der Biegebeanspruchung auf Höhe der Decke über dem 3. OG auf ($\alpha_{\text{soll}}=0,25$). Es folgt eine vorhandene Versagenswahrscheinlichkeit $P_{f,\text{ist}}$ von $1 \cdot 10^{-5}$ (siehe Abbildung 54), für Neubauten ergibt sich eine Versagenswahrscheinlichkeit $P_{f,\text{neu}}$ von $1 \cdot 10^{-6}$. Nach Gleichung A.2 der Norm beträgt die erforderliche Versagenswahrscheinlichkeit nach dem Dachgeschoßausbau $P_{f,\text{soll}} = 7,4 \cdot 10^{-6}$, siehe Gleichung (72).

$$P_{f,\text{soll}} = \frac{PZ_{\text{ist}} * P_{f,\text{ist}} + \Delta PZ * P_{f,\text{neu}}}{PZ_{\text{ist}} + \Delta PZ} = \frac{23,5 * 1 * 10^{-5} + 9,4 * 1 * 10^{-6}}{23,5 + 9,4} \quad (72)$$

Der erforderliche Erfüllungsfaktor α_{soll} von 0,31 ergibt sich aus der Funktion in Bild A.1 der ÖNORM B 1998-3:2013 (siehe Abbildung 54) und der erforderlichen Versagenswahrscheinlichkeit $P_{f,\text{soll}} = 7,4 \cdot 10^{-6}$.

Nach dem Dachgeschoßausbau erreicht die Wand 9 bezüglich der Biegebeanspruchung auf Höhe der Decke über dem 3. OG einen Erfüllungsfaktor von 0,29. Die Anforderungen der ÖNORM B 1998-3:2013 an das Tragwerk sind somit nach dem Dachgeschoßausbau nicht erfüllt.

9 Resümee

Zum Abschluss möchte der Autor die wichtigsten Erkenntnisse, die sich für ihn während der Erstellung der Diplomarbeit eröffnet haben, kurz auflisten. Diese Erkenntnisse ergeben sich aus seinem Wissensstand und seiner Interpretation der Normtexte.

- Mit dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept kann keine Versagenswahrscheinlichkeit berechnet werden (siehe Kapitel 1.3). Jedoch kann mit einer in der ÖNORM B 1998-3:2013 definierten Funktion die Versagenswahrscheinlichkeit abhängig von Erdbebenerfüllungsfaktor ermittelt werden (siehe Kapitel 4.5).
- Der genaue Zusammenhang zwischen dem Erdbebenerfüllungsfaktor und der Versagenswahrscheinlichkeit kann nur mit einer vollständigen probabilistischen Berechnung ermittelt werden. Folglich gibt die in der ÖNORM B 1998-3:2013 definierte Funktion den Zusammenhang zwischen Erdbebenerfüllungsfaktor und Versagenswahrscheinlichkeit nur ungefähr an und jeder Berechnungsingenieur, der sie verwendet, muss diesen Umstand berücksichtigen. (siehe Kapitel 4.5.1)
- Ein Erfüllungsfaktor ohne Angabe des Berechnungsmodells und des Berechnungsverfahrens ist nicht aussagekräftig. (siehe Kapitel 4.5.1)
- Für die dynamische Analyse von Gründerzeithäusern sind aufgrund der schubweichen Decken dreidimensionale Modelle zu verwenden. (siehe Kapitel 7.2)
- Eine dynamische Analyse von komplexen dreidimensionalen Modellen aus Flächen- und Stabtragwerken mit verschiedenen Materialien ist in der Regel nur mit der Methode der Finiten Elemente möglich.
- Die dynamische Analyse von Gründerzeithäusern mit dem modalen Antwortspektrumverfahren (also einer linearen Berechnungsmethode) kann problematisch sein. (siehe Kapitel 8.8)
- Es sollten nichtlineare Berechnungsmethoden für die dynamische Analyse von Gründerzeithäusern verwendet werden (siehe Kapitel 8.8).
- Es gibt derzeit noch kein Modell bzw. Materialmodell auf Makroebene für die Plattentragwirkung von Gründerzeit-Mauerwerkswänden für eine nichtlineare Berechnung mit der Methode der Finiten Elemente.

Die Analyse des dynamischen Verhaltens von Gründerzeithäusern stellt Berechnungsingenieure derzeit vor eine schwierige Aufgabe. Angefangen bei der Modellierung von Gründerzeithäusern bis zur Wahl einer passenden Berechnungsmethode sind viele Fragen offen.

Es wäre wünschenswert, dass sich zukünftige Forschungstätigkeiten mit der Modellierung von Gründerzeithäusern auseinandersetzen. Bei der Modellierung geht es um passende Materialmodelle für Gründerzeit-Mauerwerk, eine gute Modellbildung der Verbindungen zwischen Mauerwerk und Tram-

oder Dippelbaumdecken und um viele, viele weitere Themen. Es geht auch um ganz grundlegende Fragen, wie z.B. ob zweidimensionale Modelle zur dynamischen Analyse ausreichen oder doch dreidimensionale Modelle passender sind um das komplexe Verhalten von Gründerzeithäusern zu erfassen.

Im Rahmen zukünftiger Forschungstätigkeiten könnte ein wissenschaftlich abgesichertes Berechnungsmodell entwickelt und den in der Praxis tätigen Personen zur Verfügung gestellt werden. Den Berechnungsingenieuren wäre damit bei ihrer Aufgabe - der Analyse des dynamischen Verhaltens von Gründerzeithäusern - sehr geholfen.

10 Abbildungsverzeichnis

Alle Abbildungen ohne Quellenangabe sind vom Autor erstellt.

Abbildung 1: Codex Hammurabi (aus [WIKI1])	2
Abbildung 2: Deterministisches Sicherheitskonzept.....	3
Abbildung 3: Probabilistisches Sicherheitskonzept.....	4
Abbildung 4: Semiprobabilistisches Sicherheitskonzept.....	6
Abbildung 5: Dichte einer stetigen Zufallsvariable	7
Abbildung 6: Schalenbau der Erde (aus [WIKI2])	10
Abbildung 7: Verletzbarkeitsklassen von Mauerwerksgebäuden (aus [EMS98])	11
Abbildung 8: Schadensklassen für Mauerwerksgebäude (aus [EMS98])	12
Abbildung 9: Seismogramm (c) Conrad Observatorium, ZAMG	13
Abbildung 10: Elastisches Antwortspektrum (aus ÖNORM EN 1998-1:2013)	14
Abbildung 11: Gesetze, Richtlinien und Normen (siehe [MA37])	16
Abbildung 12: Zuverlässigkeit ÖNORM EN 1998-1.....	21
Abbildung 13: Zusammenhang zwischen dem Erdbebenerfüllungsfaktor und der Versagenswahrscheinlichkeit (aus ÖNORM B 1998-3)	24
Abbildung 14: Zusammenhang Erfüllungsfaktor und Risikofaktor (aus [SIA_2018])	26
Abbildung 15: Beispiel Zusammenhang Erfüllungsfaktor und Risikofaktor	28
Abbildung 16: Einmassenschwinger	30
Abbildung 17: Einmassenschwinger bei Erdbebeneinwirkung	31
Abbildung 18: Einmassenschwinger mit viskoser Dämpfung.....	32
Abbildung 19: Mehrmassenschwinger	33
Abbildung 20: Zusammenhang zwischen einer Schwingungsform eines Mehrmassenschwingers und dem entsprechenden modalen Einmassenschwinger	36
Abbildung 21: Wanddicken (aus [KOLB10])	43
Abbildung 22: Scheibentragwirkung von Mauerwerkswänden	43
Abbildung 23: Scheibentragwirkung von Mauerwerkswänden, Schadensbild Kreuzrisse	44
Abbildung 24: Scheibentragwirkung von Mauerwerkswänden, Schadensbild Kreuzrisse an einem realen Gebäude (aus [MESKOURIS11])	44
Abbildung 25: Scheibentragwirkung von Mauerwerkswänden, Kinematik der Wandteile	45
Abbildung 26: Kreuzrisse Rathaus Sant Agostino (Foto aus [BRUS13])	46
Abbildung 27: Nicht stabilisierter Wandbereich des Rathauses in Sant Agostino (Foto aus [BRUS13])	46
Abbildung 28: Deckenkonstruktionen (aus [KOLB89])	50
Abbildung 29: Steifigkeitsvergleich Plattentragwirkung	52
Abbildung 30: Steifigkeitsmultiplizierungsbeiwerte für Plattentragwirkung (Dlubal RFEM).....	53
Abbildung 31: Vergleich Plattentragwirkung, Durchbiegung der Tragwerke zufolge einer konstanten Flächenlast (Dlubal RFEM)	53
Abbildung 32: Steifigkeitsvergleich Scheibentragwirkung	55
Abbildung 33: Steifigkeitsmultiplizierungsbeiwerte für Scheibentragwirkung (Dlubal RFEM).....	56
Abbildung 34: Vergleich Scheibentragwirkung, Schubverformung der Tragwerke zufolge einer Linienlast (Dlubal RFEM)	56
Abbildung 35: Schließen (aus [KOLB89])	57

Abbildung 36: Tragwirkung und Modellierung der Auflagersituation von Tramdecke und Wand.....	58
Abbildung 37: Tragwirkung der Verbindung bei zerstörtem Auflager	58
Abbildung 38: Tragwirkung und Modellierung von Tramdecke und angrenzender Wand.....	59
Abbildung 39: Steifigkeitsreduktion der Wände in Dlubal RFEM.....	70
Abbildung 40: Beispielsberechnung: Grundriss Erdgeschoß des typischen Gründerzeithauses	73
Abbildung 41: Beispielsberechnung: Grundriss 1.OG und 2.OG des typischen Gründerzeithauses	74
Abbildung 42: Beispielsberechnung: Grundriss 3.OG und 4.OG des typischen Gründerzeithauses	75
Abbildung 43: Beispielsberechnung: Schnitt A-A des typischen Gründerzeithauses.....	76
Abbildung 44: Dreidimensionales Modell in Dlubal RFEM.....	77
Abbildung 45: 1. Schwingungsform vor Dachgeschoßausbau (Dlubal RFEM)	79
Abbildung 46: 2. Schwingungsform vor Dachgeschoßausbau (Dlubal RFEM)	79
Abbildung 47: 1. Schwingungsform nach Dachgeschoßausbau (Dlubal RFEM).....	81
Abbildung 48: 2. Schwingungsform nach Dachgeschoßausbau (Dlubal RFEM).....	81
Abbildung 49: 2. Schwingungsform Wand 9 vor Dachgeschoßausbau (Dlubal RFEM)	84
Abbildung 50: 25. Schwingungsform Wand 9 vor Dachgeschoßausbau (Dlubal RFEM)	84
Abbildung 51: Biegemomente in vertikaler Richtung zufolge zweiten Schwingungsform, links Wand 9, rechts Wand 5 (Dlubal RFEM).....	85
Abbildung 52: Wand 18 und Schnitte für Biegenachweise (Dlubal RFEM)	87
Abbildung 53: Biegemomente in horizontaler Richtung zufolge der 1. Schwingungsform Wand 18 (Dlubal RFEM).....	87
Abbildung 54: Beispielsberechnung: Zusammenhang Erdbebenerfüllungsfaktor und Versagenswahrscheinlichkeit.....	91

11 Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Festlegung der Bedeutungskategorien und Versagensfolgeklassen auf Basis der Schadensfolgeklassen (siehe ÖNORM B 1990-1:2013 Tabelle B.3)	22
Tabelle 2: Zusammenhang zwischen dem Erdbebenerfüllungsfaktor und der Versagenswahrscheinlichkeit (siehe ÖNORM B 1998-3 Tabelle A.2)	23
Tabelle 3: Akzeptable Zuverlässigkeiten für Bestandsbauten bei Erdbeben (siehe ÖNORM B 1998-3 Tabelle A.1)	25
Tabelle 4: Materialparameter für orthotropes Mauerwerk aus [FURT10]	48
Tabelle 5: Materialparameter Gründerzeit-Mauerwerk für Dlubal RFEM	69
Tabelle 6; Materialparameter Tramdecke für Dlubal RFEM	71
Tabelle 7: Materialparameter Dippelbaumdecke für Dlubal RFEM	72
Tabelle 8: Schwingungsformen des typischen Gründerzeithauses vor dem Dachgeschoßausbau	78
Tabelle 9: Schwingungsformen des typischen Gründerzeithauses nach dem Dachgeschoßausbau	80
Tabelle 10: Schubnachweise vor Dachgeschoßausbau	82
Tabelle 11: Schubnachweise nach Dachgeschoßausbau	82
Tabelle 12: Änderungen bei Schubnachweisen	83
Tabelle 13: Biegenachweise Wand 9 vor Dachgeschoßausbau	86
Tabelle 14: Biegenachweise Wand 9 nach Dachgeschoßausbau	86
Tabelle 15: Änderung bei Biegenachweisen der Wand 9	86
Tabelle 16: Biegenachweise Wand 18 vor Dachgeschoßausbau	88
Tabelle 17: Biegenachweise Wand 18 nach Dachgeschoßausbau	88
Tabelle 18: Biegenachweise Wand 18 vor Dachgeschoßausbau mit $f_{xk2} = 0,1 \text{ N/mm}^2$	89
Tabelle 19: Biegenachweise Wand 18 nach Dachgeschoßausbau mit $f_{xk2} = 0,1 \text{ N/mm}^2$	89
Tabelle 20: Änderung bei Biegenachweisen Wand 18 mit $f_{xk2} = 0,1 \text{ N/mm}^2$	90

12 Literaturverzeichnis

- [ARCHING08] **Alexander Krakora:** *Erdbebenbeanspruchung eines Gründerzeithauses mit Dachgeschossausbau "leicht"*, Kammer der Architekten und Ingenieurkonsulenten für Wien, Niederösterreich und Burgenland, 2008.
- [ASII14] **Austrian Standards Institute:** *Homepage des Austrian Standards Institute*, <https://www.austrian-standards.at/home/>, zuletzt abgerufen am 15. 01 2014.
- [BATHE06] **Klaus-Jürgen Bathe:** *Finite Element Procedures*, Prentice-Hall Inc., 2006.
- [BAU07] **A. Pech, A. Kolbitsch, F. Zach:** *Baukonstruktionen Band 2 - Tragwerke*, Springer, 2007.
- [BO] **Stadt Wien:** *Bauordnung für Wien*, <http://www.wien.gv.at/recht/landesrecht-wien/rechtsvorschriften/html/b0200000.htm>, zuletzt abgerufen am 16. 12 2013.
- [BO1883] **Land Niederösterreich:** *Homepage des Landes Niederösterreich*, <http://www.noe.gv.at/Bauen-Wohnen/Bauen-Neubau/NOe-Bauordnung/Bauordnung1883.html>, zuletzt abgerufen am 16. 12 2013.
- [BOSCH98] **Karl Bosch:** *Statistik-Taschenbuch*, Oldenbourg, 1998.
- [BRUS13] **W. Brusatti:** *Die Bedeutung des Ingenieurbefunds für die Bestimmung der Erdbebensicherheit von Gründerzeithäusern* in VEESD 2013 Proceedings - C. Adam, R. Heuer, W. Lenhardt & C. Schranz, VEESD2013, 2013.
- [BUCHER13] **Bucher, Heuer:** *Unterlagen zur Vorlesung Baudynamik*, TU Wien - Institut für Hochbau und Technologie, 2013.
- [CHOPRA95] **Anil Chopra:** *Dynamics of structures : theory and applications to earthquake engineering*, Prentice-Hall Inc., 1995.
- [EMS98] **G. Grünthal:** *Europäische Macroseismische Skala 1998*, European Seismological Commission, 1998.
- [EURLEX] **EU:** *EUR-Lex*, <http://new.eur-lex.europa.eu/homepage.html>, zuletzt abgerufen am 16. 12 2013.
- [FURT10] **Thomas Furtmüller:** *Numerische und experimentelle Untersuchungen von Mauerwerk in Gründerzeithäusern in Hinblick auf deren Erdbebensicherheit (Dissertation)*, Leopold-Franzens-Universität Innsbruck, 2010.
- [JAROS90] **Jaros:** *Basiswissen 1: Physik - compact*, Hölder-Pichler-Tempsky, 1990.
- [KOLB07] **Andreas Kolbitsch:** *Baukonstruktionen 1*, TU Wien - Institut für Hochbau und Technologie, 2007.
- [KOLB10] **Andreas Kolbitsch:** *Erhaltung und Erneuerung von Hochbauten*, TU Wien - Institut für Hochbau und Technologie, 2010.
- [KOLB89] **Andreas Kolbitsch:** *Altbaukonstruktionen*, Springer, 1989.
- [MA37] **Stadt Wien - MA 37:** *Homepage der MA 37*, <http://www.wien.gv.at/wohnen/baupolizei/pdf/uebersicht-aenderung-wbtv.pdf>, zuletzt abgerufen am 16. 12 2013.
- [MERKBLATT08] **Stadt Wien - MA 37:** *Merkblatt Statische Vorbemessung*, MA 37, 2008.
- [MESKOURIS11] **Konstantin Meskouris, Klaus-G. Hinzen, Christoph Butenweg, Michael Mister:** *Bauwerke und Erdbeben*, Vieweg+Teubner, 2011.
- [NEWTON1687] **Isaac Newton:** *Principia Mathematica*, Royal Society, 1687.

- [OIB] **OIB:** *Homepage des OIB*, www.oib.or.at, zuletzt abgerufen am 16. 12 2013.
- [PECH10] **Anton Pech:** *Gutachten - Forschungsprogramm zur Verifizierung der konstruktiven Kennwerte von altem Vollziegelmauerwerk nach EC 6*, Pech, 2010.
- [SCHNEIDER96] **Schneider, Schlatter:** *Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen*, Teubner, 1996.
- [SEISMID11] **G. Achs, Ch. Adam, u.v.a.m.:** *Erdbeben im Wiener Becken*, VCE Holding GmbH, 2011.
- [SIA_2018] **SIA:** *Merkblatt 2018 - Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben*, SIA, 2004.
- [SIA_D0211] **SIA:** *Dokumentation D0211*, SIA, 2005.
- [WBTV] **Stadt Wien:** *Wiener Bautechnikverordnung*, <http://www.wien.gv.at/recht/landesrecht-wien/rechtsvorschriften/html/b0200300.htm>, zuletzt abgerufen am 16. 12 2013.
- [WIKI1] **Wikipedia:** *Codex Hammurapi*, http://de.wikipedia.org/wiki/Codex_Hammurapi, zuletzt abgerufen am 18. 09 2013.
- [WIKI2] **Wikipedia:** *Erde*, <http://de.wikipedia.org/wiki/Erde>, zuletzt abgerufen am 16. 12 2013.
- [WILSON00] **Edward Wilson:** *Static and Dynamic Analysis of Structures*, Computers and Structures, 2000.
- [ZAMG14] **Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik:** *Homepage der ZAMG*, www.zamg.ac.at, zuletzt abgerufen am 15. 01 2014.