

Diploma Thesis

Seismic strengthening of old masonry buildings

submitted in satisfaction of the requirements for the degree of
Diplom-Ingenieur
of the TU Wien, Faculty of Civil Engineering

Diplomarbeit

Erdbebenertüchtigung von Gründerzeitbauwerken

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines
Diplom-Ingenieurs
eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Risto Anastasov

Matr.Nr.: 01529827

unter der Anleitung von

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

Institut für Hochbau, Baudynamik und Gebäudetechnik
Forschungsbereich Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/208-02, 1040 Wien, Österreich

Wien, im Februar 2019

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich ganz herzlich bei Herrn Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Andreas Kolbitsch bedanken, welcher mir ermöglichte, meine gewünschte Diplomarbeit an dem Institut für Hochbau, Baudynamik und Gebäudetechnik zu verfassen.

Weiters bedanke ich mich bei meinen Eltern, Vaska und Vladimir sowie bei meiner Schwester Pavlina, die mich während des Studiums und bei allen meinen Entscheidungen unterstützt haben. Ohne sie wäre das Studium viel schwieriger gewesen.

Ein besonderer Dank geht an meine Freundin Elena, die für mich immer ein offenes Ohr und Verständnis hatte.

Schließlich, meinen größten Dank geht an meinen Großvater Risto, welcher mich durch die ganze Zeit moralisch und finanziell unterstützt hat. Er hatte für mich immer eine offene Tür und die Unterhaltung mit ihm war für mich immer eine große Freude.

Kurzfassung

Mit der ständigen Entwicklung der Bevölkerung, besonders in den städtischen Bereichen sind neue Wohnflächen gebraucht. Zusätzlich sind die Wohnanforderungen der Bewohner im Vergleich zu den im 19. und Anfang 20. Jahrhundert stark verändert. Der Bedarf nach größerem freien Raum für Wohn- oder Geschäftszwecke wird heutzutage immer aktueller. Aus diesem Grund werden viele Bestandsbauwerke ausgebaut und/oder an den neuen Wohnanforderungen adaptiert. Bei solchen Eingriffen können die Tragwerksplaner verpflichtet sein, den Erdbebennachweis für das bestehende Bauwerk zu erbringen. Dies kann jedoch in vielen Fällen zu Schwierigkeiten führen, da die Bestandsbauten zum größten Teil nach tradierten Regeln ohne Berücksichtigung der Erdbebeneinwirkungen gebaut sind.

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit den Gründerzeitbauwerken (Einrichtungszeit 1840-1920) und deren Erdbebenertüchtigung. Dabei in erster Linie wird auf die normativen Grundlagen zur Behandlung bestehender Bauwerke eingegangen. Es werden die Antworten der Fragen gegeben werden, wann und in welchem Maße ein Bestandsbauwerk zu verstärken ist und welche Regelwerke anzuwenden sind. Weiters sind die Berechnungsmethoden zur Erdbebenanalyse gemäß EN 1998 behandelt, wobei die Push Over Analyse als meist geeignetes Verfahren zur Ermittlung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke ins Detail bearbeitet wird. Schließlich sind die in der Praxis meist verwendeten Erdbebenertüchtigungsmaßnahmen für die Gründerzeitbauwerke bearbeitet und analysiert. Abhängig von dem zu erreichenden Ziel sind Maßnahmen zur Wandverstärkung bzw. Wandersetzung und Maßnahmen zur Erzielung der schubsteifen verteilenden Wirkung in der Deckenebene gegeben.

Abstract

With the constant increase of the population, especially in urban areas, new living space is needed. Additionally, the housing requirements from the residents have changed significantly in comparison to the requirements from the 19th and beginning of the 20th century. For this reason, many existing buildings are being extended and/or adapted to meet new housing requirements. In case of such interventions, the structural engineers are obliged in some cases to provide and prove the earthquake resistance of the existing building. However, in many cases this can lead to difficulties, as many existing buildings are built according to traditional rules without taking earthquake loads into account.

The present work deals with the buildings from the period between 1840-1920 and the possibilities of their earthquake strengthening. Firstly, the normative basis for treatment of existing buildings is presented. Secondly, answers will be given to the questions, when and to what extent one existing structure should be strengthened and which regulations should be applied. In addition, the calculation methods for earthquake analysis according to EN 1998 are presented, whereby the push over analysis, being the most suitable method for determining the load-bearing capacity of existing structures, is presented in detail. Finally, the most frequently used earthquake strengthening techniques for masonry buildings in practice are going to be presented and analysed. Depending on the goal to be reached, the strengthening techniques are going to be divided into two groups, namely, techniques for wall strengthening or wall replacement and techniques for achieving the load distribution effect on the slab level.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	10
1.1	Zielsetzung	10
1.2	Aufbau der Diplomarbeit	10
2	Erdbeben und Erdbebengefährdung in Österreich	12
2.1	Entstehung von Erdbeben und Erdbebenwellen	12
2.2	Erdbebengefährdung in Österreich	14
3	Gründerzeitbauwerke	18
3.1	Konstruktionsweise der Hochbauten aus der Gründerzeit	18
4	Normative Grundlagen	24
4.1	Leitfaden zur OIB Richtlinie 1	24
4.1.1	Bestandserhebung	24
4.1.2	Rechtmäßiger Bestand	25
4.1.3	Abweichungen vom aktuellen Stand der Technik	26
4.1.4	Geringfügige Auswirkung und Notwendigkeit für Ertüchtigungsmaßnahmen	27
4.2	ONR 24009	28
4.2.1	Methoden der Bewertung	29
4.3	ÖNORM B 1998-3	31
4.3.1	Untersuchungen an bestehendem Mauerwerk	34
4.3.2	Mauerwerksprüfung	34
5	Methoden zur Erdbebenanalyse	36
5.1	Vereinfachtes Antwortspektrumverfahren	36
5.2	Multimodales Antwortspektrumverfahren	38
5.3	Nichtlineare Push Over Analyse	40
5.3.1	N2 Methode	41
5.4	Nichtlineare dynamische Analyse	46
6	Erdbebenertüchtigungsmaßnahmen	47
6.1	Maßnahmen zur Wandverstärkung und Wandersetzung	48
6.1.1	Erdbebenertüchtigung mit neuen Stahlbetontragwänden	48
6.1.2	Wandverstärkungen mit Spritzbetonschalen	50
6.1.3	Mauerwerksverstärkung mit Injektion	52
6.1.4	Vernadeln	54
6.1.5	Vorspannen von Mauerwerk	57
6.2	Geschossdecken, Maßnahmen zur Erzielung der Scheibentragwirkung	66
7	Zusammenfassung	74
8	Anhang	76

Kapitel 1

Einleitung

Ein großer Anteil der Bestandsbauwerke Europas ist in der Gründerzeit (1840 - 1920) gebaut. Die Bewahrung dieser Bauwerke ist nicht nur aus historischer und kultureller Sicht wichtig, sondern auch wegen des Potenzials solche Bauwerke auszubauen und gleichzeitig zusätzliche Wohnflächen in den inneren städtischen Bereichen zu schaffen. Mit einem Dachgeschossausbau werden einerseits die neuen Wohnflächen an der bestehenden Infrastruktur (z. B. Verkehrsinfrastruktur wie die U-Bahn) angeschlossen, andererseits wird meist das bestehende Bauwerk während des Ausbaus verstärkt oder ggf. saniert [1].

Seit der Gründerzeit sind die Anforderungen der Benutzer an den Wohnbauten viel geändert. Die Forderung nach größerem freiem Raum hat bei vielen Gründerzeitbauwerken Umbaumaßnahmen hervorgerufen und damit große Änderungen an ihrem Tragsystem verursacht. Mit der Einführung der europäischen Normen (Eurocodes) ist bei Eingriffen am Bestand, die maßgebende Tragwerksänderung verursachen, den Erdbebennachweis lt. Eurocode 8 zu erbringen. Um den Erdbebennachweis der Gründerzeitbauten zu erbringen, ist es notwendig, das Tragsystem und die Materialeigenschaften der eingebauten Materialien zu untersuchen. Erst dann kann die Standsicherheit des Bauwerks mittels einer der in Eurocode 8 definierten Berechnungsmethoden überprüft werden und ggf. Strategien für Erdbebenertüchtigung festgestellt werden.

Da die Gründerzeitbauten nach tradierten Regeln ohne Berücksichtigung der Erdbebeneinwirkungen geplant und ausgeführt sind [2], weisen sie einen geringen Erdbebenwiderstand auf. Zusätzlich ist zu erwarten, dass im Laufe der Zeit die Materialeigenschaften der Bauteile aufgrund Umbaumaßnahmen, Bindemittelauswaschung oder Stemmaarbeiten verschlechtert sein können [1]. Aus diesen Gründen müssen oft die Gründerzeitbauwerke gegen den Lastfall Erdbeben verstärkt werden.

1.1 Zielsetzung

Das Ziel dieser Diplomarbeit ist die in der Praxis und in der Forschung verfügbaren Erdbebenerüchtigungsmaßnahmen für Gründerzeitbauwerke zu bearbeiten und zu erläutern. Dabei wird auch auf die aktuellen normativen Regelungen für bestehende Bauwerke im Hochbau eingegangen, um zu definieren, wann und in welchem Maße ein bestehendes Bauwerk gegen Erdbebeneinwirkungen überprüft und ggf. verstärkt sein muss.

1.2 Aufbau der Diplomarbeit

Die vorliegende Diplomarbeit ist aus acht Kapiteln inklusive der Einleitung (Kapitel 1), der Zusammenfassung (Kapitel 7) und des Anhangs (Kapitel 8) aufgebaut.

Kapitel 2 beschäftigt sich mit der Entstehung von Erdbeben und mit der Erdbebengefährdung in Österreich. Dabei wird im Übrigen die Berücksichtigung der Erdbebeneinwirkungen in der

Bauwerksanalyse laut ÖNORM EN 1998-1 definiert.

Kapitel 3 gibt einen Überblick über die Konstruktionsweise von den Bauwerken der Gründerzeit. Um die Gründerzeitbauwerke effizient verstärken zu können, sind Kenntnisse über die Tragsysteme der Gründerzeitbauwerke notwendig. In diesem Sinne werden im Kapitel 3 die tragenden Bauteile der Gründerzeitbauwerke behandelt und wird einen kurzen Abriss der Materialeigenschaften des gründerzeitlichen Mauerwerks gegeben.

Im Kapitel 4 wird auf die aktuellen normativen Regelungen für bestehende Bauwerke eingegangen. Dabei wird erläutert, in welchen Fällen eine Überprüfung der Standsicherheit eines Bestands notwendig ist und welche Sicherheitsniveaus für bestehende Bauwerke in den Normen vorgeschrieben sind.

Kapitel 5 beschäftigt sich mit den in ÖNORM EN 1998-1 vorgeschriebenen Berechnungsmethoden zur Erdbebenanalyse. Hier werden die Eigenschaften und die Anwendungsbereiche einzelner Methoden präsentiert. Der Schwerpunkt wird auf die Push Over Methode gelegt, da die neulich große Anwendung bei der Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke findet.

Kapitel 6 stellt das Kernkapitel der Diplomarbeit dar. Hier werden die üblichen für die Gründerzeitbauten Ertüchtigungsmaßnahmen gegen den Lastfall Erdbeben gegeben. Dabei ist der Schwerpunkt auf die Verstärkung der Mauerwerkswände gelegt. Zuletzt wird die Wichtigkeit der schubsteifen Decken für das Erdbebenverhalten der Bauwerke diskutiert und wird eine Methode zur Erzielung der Scheibenwirkung von hölzernen Decken gegeben.

Am Ende der Arbeit sind Vergleichsrechnungen einer Mauerwerkswand gemäß der Erdbebenberechnungsmethoden von dem Kapitel 5 zu finden. Die Ergebnisse der Berechnungen werden analysiert und kommentiert.

Kapitel 2

Erdbeben und Erdbebengefährdung in Österreich

2.1 Entstehung von Erdbeben und Erdbebenwellen

Unter Erdbeben versteht man Erschütterungen an der Erdoberfläche, die aufgrund Energiefreigabe und Entspannungen in Teilen der Erdkruste entstehen. Nach der Ursache teilen sich die Erdbeben nach tektonischen, vulkanischen, Einsturz- und künstlich induzierten Beben. Die tektonischen Erdbeben sind am häufigsten und in meisten Fällen gefährlichsten für die Standsicherheit der Bauwerke. Aus diesem Grund wird in diesem Kapitel auf die tektonischen Erdbeben eingegangen.

Laut der Plattentektonik ist die Erdkruste aus sieben großen und vielen kleinen tektonischen Platten aufgebaut, die auf dem Mantel liegen und sich langsam in zufälligen Zeitperioden bewegen. Durch diese Bewegung können die Platten aufeinanderstoßen oder sich in vertikale Richtung verschieben, was zur Auslösung eine große Energiemenge führt, die mit Erdbebenwellen interpretiert werden kann. Erdbebenwellen können auch durch Brüche innerhalb einer Platten entstehen. Das Empfinden der Erdbebenwellen an der Erdoberfläche wird als Erdbeben definiert.

Es gibt zwei Arten der Erdbebenwellen:

- Raumwellen (Primär und Sekundärwellen)
- Oberflächenwellen (Love-Wellen und Rayleigh-Wellen)

Die Primär- und Sekundärwellen (auch P- und S-Wellen genannt) sind Raumwellen, die sich innerhalb des Erdinneren bewegen. Ihre Geschwindigkeit hängt von der Dichte und den elastischen Eigenschaften des Mediums ab. Von der Geschwindigkeit her sind die P-Wellen am schnellsten und können sich sowohl in festen Gesteinen als auch in Flüssigkeiten ausbreiten. Wegen der Art der Ausbreitung bzw. Einwirkung sind die P-Wellen auch Kompressionswellen genannt (Abb. 2.1)

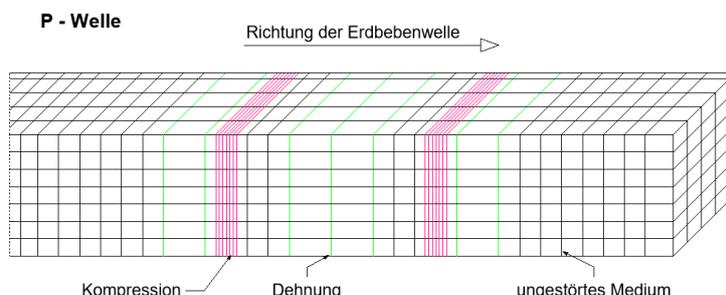


Abb. 2.1: P-Wellen Ausbreitung, nach [3]

Nach den P – Wellen nehmen die S – Wellen den zweiten Platz bezüglich der Ausbreitungsgeschwindigkeit. Die können sich nur in festen Gesteinen ausbreiten, da die Flüssigkeiten kein Schermodul aufweisen. Die S – Wellen verursachen vertikale und horizontale Bewegungen im Ausbreitungsmedium (Abb. 2.2) und gelten für die mächtigsten Erdbebenwellen mit der größten Zerstörungsenergie.

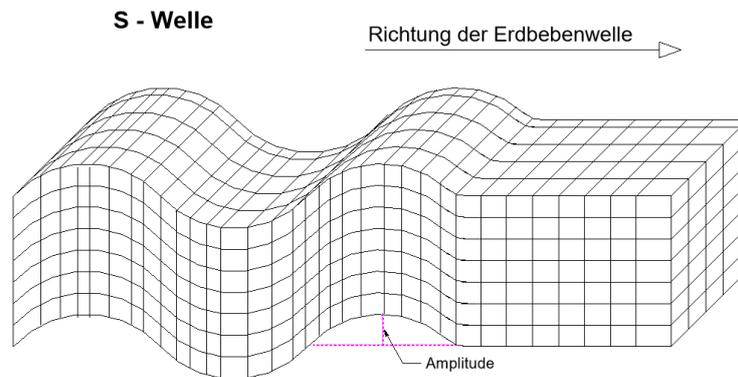


Abb. 2.2: S-Wellen Ausbreitung im festen Gestein, nach [3]

Für die Bauwerke sind die Oberflächenwellen am gefährlichsten. Die zeichnen sich durch die niedrige Frequenz und die große Amplitude aus. Es gibt zwei Typen der Oberflächenwellen: Love – Wellen und Rayleigh – Wellen.

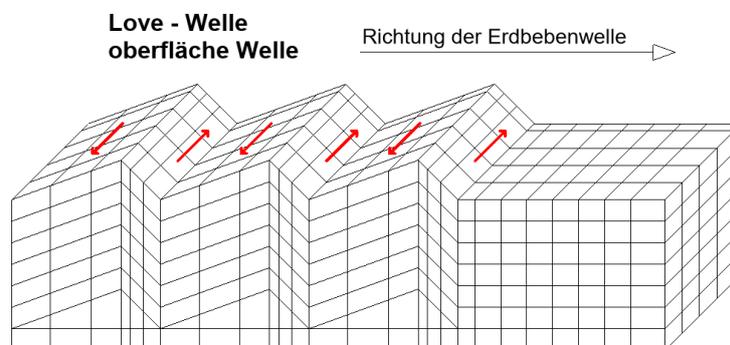


Abb. 2.3: Love – Wellen Ausbreitung, nach [3]

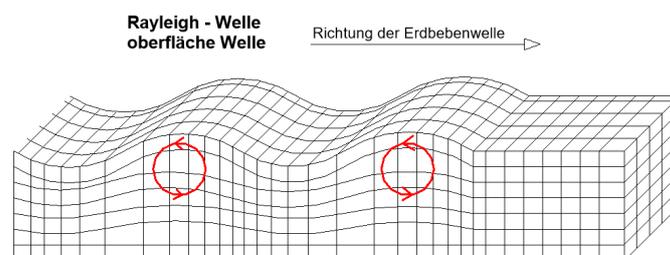


Abb. 2.4: Rayleigh – Wellen Ausbreitung, nach [3]

Die Love-Wellen verursachen Bewegungen parallel zu der Erdoberfläche (Abb. 2.3) und haben grundsätzlich größere Ausbreitungsgeschwindigkeit im Vergleich zu den Rayleigh Wellen. Die Rayleigh – Wellen andererseits sind für die größten Schäden an den Bauwerken zuständig, da die eine elliptische Bewegung an der Erdoberfläche in beiden Richtungen verursachen können (Abb.2.4) [3].

2.2 Erdbebengefährdung in Österreich

Die Erdbebengefährdung in Österreich ist mit ÖNORM B 1998-1 geregelt und mittels fünf Erdbebenzonen (0-4) festgelegt (Abb. 2.5). Gemäß der Erdbebenzone ist die Referenz-Bodenbeschleunigung (GZT) für verschiedene Orte Österreichs in tabellarischer Form in ÖNORM B 1998-1 definiert.

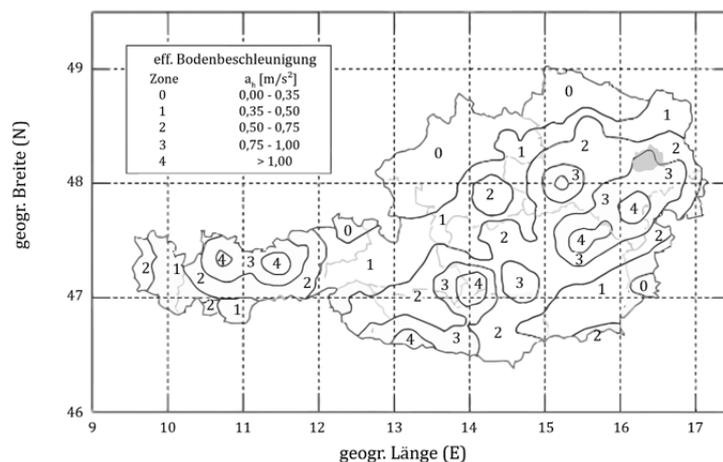


Abb. 2.5: Erdbebenzonenzuordnung Österreichs laut ÖNORM B 1998-1 [22]

Für die Bauwerksberechnung ist die Bemessungs-Bodenbeschleunigung anzuwenden. Die wird auf Basis der Referenz-Bodenbeschleunigung wie folgt ermittelt:

$$a_g = \gamma_I * a_{gR} \quad (2.1)$$

mit:

a_g - Bemessungs-Bodenbeschleunigung;

a_{gR} - Referenz-Bodenbeschleunigung laut ÖNORM B 1998-1;

γ_I - Bemessungsbeiwert laut ÖNORM EN 1998-1 bzw. lt. der nationalen Ergänzungen.

Der Bemessungsbeiwert γ_I steht in Zusammenhang mit der Bedeutungskategorie (Tab. 2.1) und der Erdbebenzone (Tab. 2.2).

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

Tab. 2.1: Bedeutungskategorien für Hochbauten gemäß ÖNORM EN 1998-1, nach [5]

Zonengruppe	Bedeutungskategorie			
	I	II	III	IV
0	0,8	1,0	1,0	1,0
1	0,8	1,0	1,0	1,0
2	0,8	1,0	1,1	1,2
3	0,8	1,0	1,4	1,4
4	0,8	1,0	1,4	1,4

Tab. 2.2: Bedeutungsbeiwerte gemäß ÖNORM B 1998-1:2006, nach [6]

Die Erdbebeneinwirkung kann entweder durch Erdbebenantwortspektrum (Elastisches- oder Bemessungsantwortspektrum) oder mit Zeitverlaufsdarstellungen in der Bauwerksanalyse genommen werden. Es können sowohl horizontale als auch vertikale Erdbebeneinwirkungen definiert werden.

Abhängig von der Erdbebenintensität sind in ÖNORM EN 1998-1 zwei Typen der Antwortspektren definiert. In Österreich wird nur das Antwortspektrum Typ 1 (Abb. 2.6) verwendet. Die folgenden Formeln sind lt. ÖNORM EN 1998-1 anzuwenden, um das elastische Spektrum zu konstruieren:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g * S * [1 + T/T_B (\eta * 2,5 - 1)]; \quad (2.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g * S * \eta * 2,5; \quad (2.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g * S * \eta * 2,5 * \left[\frac{T_C}{T} \right]; \quad (2.4)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g * S * \eta * 2,5 * \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]; \quad (2.5)$$

mit:

$S_e(T)$ - Spektralbeschleunigung;

S - Bodenparameter;

T - Periode oder Schwingungsdauer eines linearen Einmassenschwingers;

η - Dämpfungs-Korrekturbeiwert: $\eta = 1$ für $\xi = 5\%$.

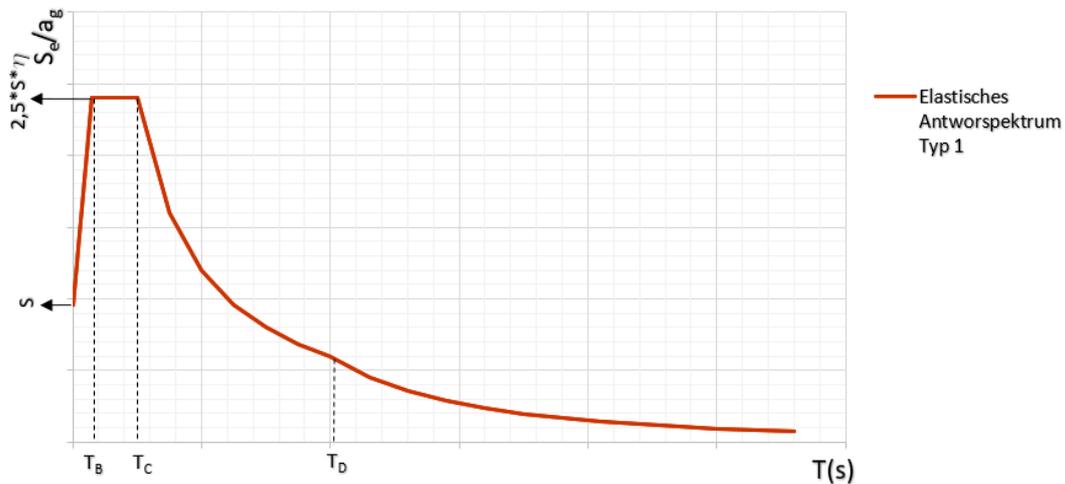


Abb. 2.6: Elastisches Antwortspektrum Typ 1, nach [5]

Der Bodenparameter S ist abhängig von der Baugrundklasse und ist in ÖNORM EN 1998-1 definiert (Tab. 2.3 und 2.4).

Baugrundklasse	Beschreibung des stratigraphischen Profils
A	Fels oder andere felsähnliche geologische Formation, mit höchstens 5 m weicherem Material an der Oberfläche
B	Ablagerungen von sehr dichtem Sand, Kies oder sehr steifem Ton, mit einer Dicke von mindestens einigen zehn Metern, gekennzeichnet durch einen allmählichen Anstieg der mechanischen Eigenschaften mit der Tiefe
C	Tiefe Ablagerungen von dichtem oder mitteldichtem Sand, Kies oder steifem Ton, mit Dicken von einigen zehn bis mehreren hundert Metern
D	Ablagerungen von lockerem bis mitteldichtem kohäsionslosem Boden (mit oder ohne einigeweiche kohäsive Schichten), oder von vorwiegend weichem bis steifem kohäsivem Boden
E	Ein Bodenprofil, bestehend aus einer Oberflächen-Alluvialschicht mit v_s -Werten nach C oder D und veränderlicher Dicke zwischen etwa 5 m und 20 m über steiferem Bodenmaterial mit $v_s > 800$ m/s
S_1	Ablagerungen, bestehend aus (oder enthaltend) eine(r) mindestens 10 m dicke(n) Schicht weicher Tone oder Schluffe mit hohem Plastizitätsindex ($PI > 40$) und hohem Wassergehalt
S_2	Ablagerungen von verflüssigbaren Böden, empfindlichen Tonen oder jedes Bodenprofil, das nicht in den Klassen A bis E oder S_1 enthalten ist.

Tab. 2.3: Baugrundklassen lt. ÖNORM EN 1998-1, nach [5]

Bei weicheren Baugrundklassen hat die Erdbebeneinwirkung einen verstärkenden Einfluss, was mit der Steigerung des Bodenparameters zu bemerken ist.

Baugrundklasse	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1,00	0,15	0,4	2,0
B	1,20	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,40	0,15	0,5	2,0

Tab. 2.4: Bodenparameter und charakteristische Perioden zum Konstruieren des Erdbebenantwortspektrums, nach [5]

Kapitel 3

Gründerzeitbauwerke

Die Bauphase der Bauwerke von der Gründerzeit beginnt mit dem Anfang der Industrialisierung 1830 und endet nach dem Ersten Weltkrieg. Sie zeichnet sich durch das Schaffen von einer großen Anzahl der Wohnungen für die rasch steigende Bevölkerung aus [2]. Ziel dieses Kapitels ist, einen Überblick der tragenden Bauteile (Wände und Decken) der Gründerzeitbauwerke zu schaffen und einen Abriss von ihren Materialeigenschaften darzustellen.

3.1 Konstruktionsweise der Hochbauten aus der Gründerzeit

Auf Abb. 3.1 sind einen Grundriss und einen Schnitt eines typischen Gründerzeitbauwerks dargestellt.

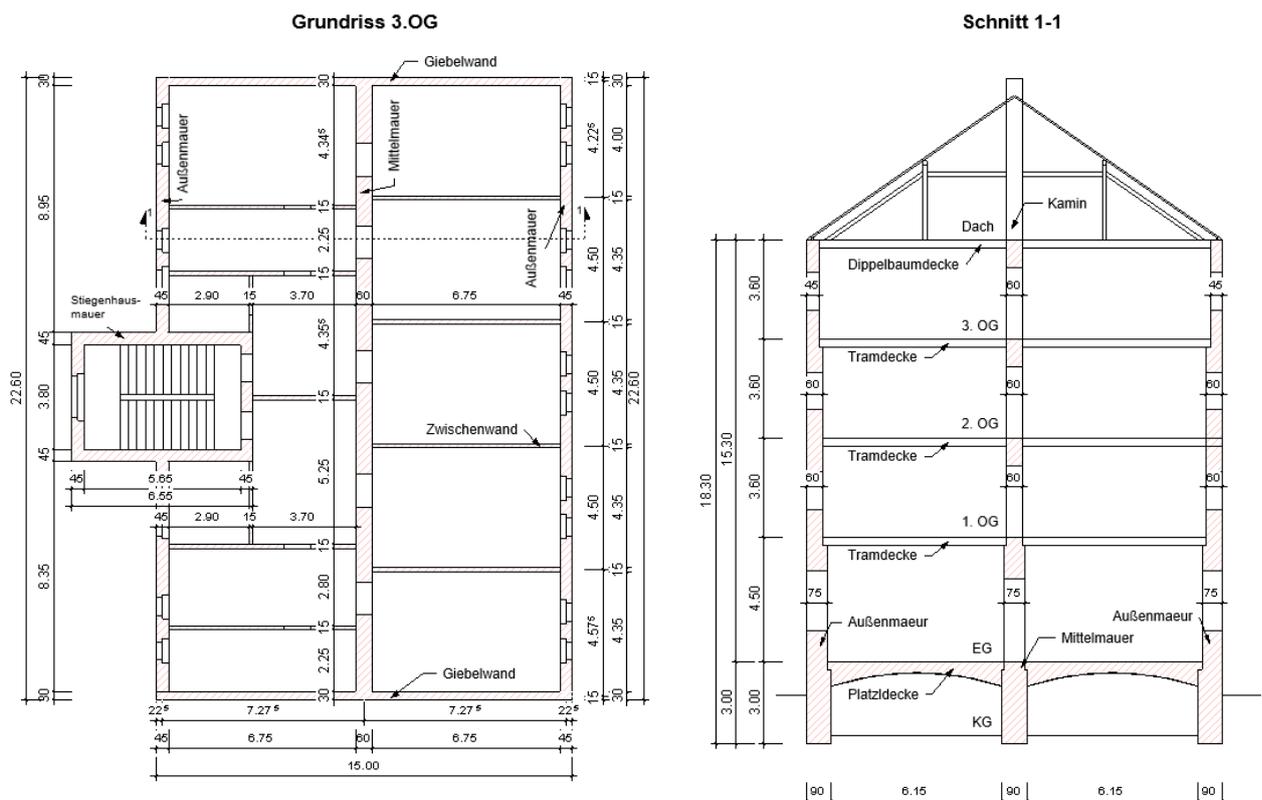


Abb. 3.1: Grundriss und Schnitt eines Gründerzeitbauwerks

Es handelt sich um Tragsysteme mit tragenden Mauerwerkswänden aus Ziegel, selten aus Misch- oder Natursteinmauerwerk, hölzerne Geschossdecken sowie Gewölbe- oder Platzldecke über Kellergeschoss. Wie aus Abb. 3.1. ersichtlich sind in diesem Fall die vertikalen Kräfte durch die beiden Außenmauern und die Mittelmauerwand abgetragen. Die Wände erstrecken sich von den Fundamenten bis zum Dach; um Auflager für die Geschossdecken zu schaffen, sind die Mauerwerkswände geschossweise abgetreppt.

Die Bemessung und die Ausführung der Gründerzeitbauwerke erfolgten nach tradierten Regeln. Ab 1859 wurden in der Wiener Bauordnung die Mindestabmessungen der tragenden Mauerwerkswände festgelegt (Abb. 3.2).

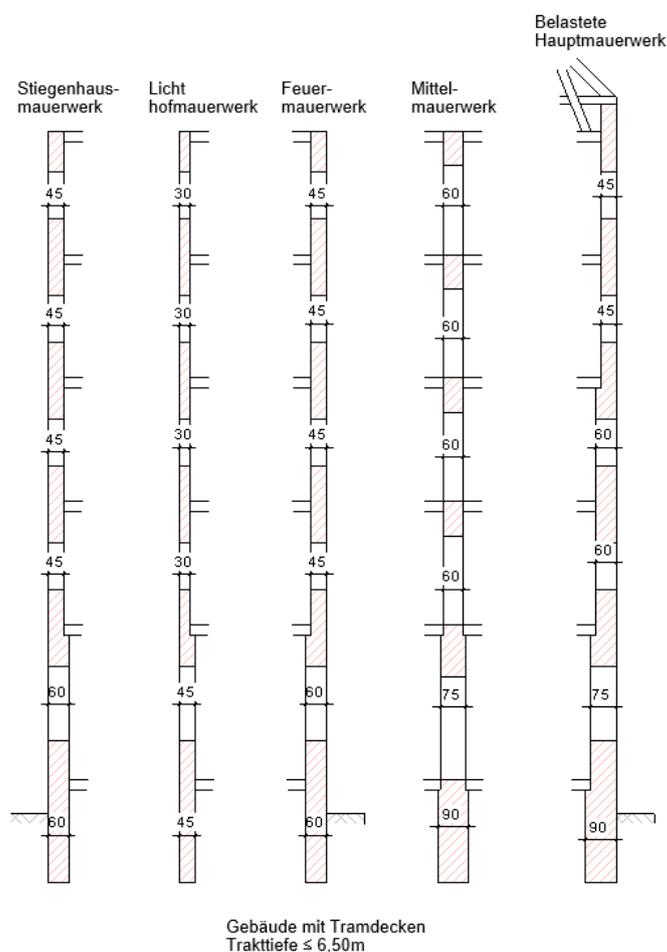


Abb. 3.2: Mindestabmessungen der Mauerwerkswände lt. Wiener Bauordnung von 1859, nach [2]

Die Ziegel für die Mauerwerkswände wurden vorwiegend maschinell hergestellt. Mit der Bauordnung von 1883 sind die mit den folgenden Abmessungen standardisiert:

24/14/6,5 cm

Die größte Problematik der Bestandsbauten dieser Zeit stellen die Materialeigenschaften der Bauteile dar. In vielen Fällen sind größere Schwankungen der Materialeigenschaften innerhalb

des Bauwerks zu erwarten. Aus diesem Grund sind vor der Sanierung oder Verstärkung die Materialeigenschaften der tragenden Bauteile lt. den aktuellen Normen zu untersuchen.

In [2] sind Werte für die Festigkeitseigenschaften des gründerzeitlichen Mauerwerks eingegeben. So erstreckt sich die Steindruckfestigkeit der Ziegel im Bereich von 6 - 25 MPa (meist zwischen 14 - 25 MPa), die Druckfestigkeit des Mörtels (meist Kalkmörtel) im Bereich von 3 - 5 MPa [2]. Wenn die Stein- und Mörteldruckfestigkeit bekannt sind, kann lt. ÖNORM EN 1996-1-1 die charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit wie folgt ermittelt werden:

$$f_k = K * f_b^\alpha * f_m^\beta \quad (3.1)$$

mit:

$K = 0,6$, $\alpha = 0,65$ und $\beta = 0,25$ lt. ÖNORM B 1996-1-1, Beiwert und Exponenten für Ziegel Gruppe 1;

f_b - Steindruckfestigkeit;

f_m - Mörteldruckfestigkeit;

f_k - charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit;

Die charakteristische Schubfestigkeit des Mauerwerks kann wie folgt ermittelt werden:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 * \sigma_d \leq 0,065 * f_b \quad (3.2)$$

mit:

σ_d - Bemessungsdruckspannung rechtwinklig zur Schubkraft;

f_{vk0} - charakteristische Haftscherfestigkeit lt. ÖNORM EN 1996-1-1.

Da die Haftscherfestigkeit von Mauerwerk von der Mörtelqualität abhängig ist und unter Berücksichtigung der schwankenden Mörtelfestigkeit bei den Gründerzeitbauten, ist es empfehlenswert, die Haftscherfestigkeit f_{vk0} aus Versuchen zu bestimmen oder aus einer vorhandenen Datenbasis zu entnehmen [1]. Alternativ kann die Haftscherfestigkeit f_{vk0} auf Basis von der Mörteldruckfestigkeit bestimmt werden (Tab. 3.1).

Mauersteinart	$f_{vk0}(N/mm^2)$		
	Normalmörtel mit einer Festigkeitsklasse	Dünnbettmörtel (Lagerfugendicke 0,5mm und $\leq 0,3mm$)	Leichtmörtel
Ziegel	M10-M20	0,30	0,30
	M2,5-M9	0,20	
	M1-M2	0,10	
Kalkstein	M10-M20	0,20	0,40
	M2,5-M9	0,15	
	M1-M2	0,10	
Beton	M10-M20	0,20	0,30
Porenbeton	M2,5-M9	0,15	
Betonwerkstein und maßgerechter Naturstein	M1-M2	0,10	

Tab. 3.1: Werte für die Haftscherfestigkeit (Anfangsscherfestigkeit) von Mauerwerk, nach [7]

Bei den Gründerzeitbauwerken werden aufgrund der geringen Kosten und des geringen Gewichts hauptsächlich hölzerner Geschossdeckensysteme verwendet [2]. Die folgenden Deckentypen sind für die Geschossunterteilung zu finden (Abb. 3.3):

- Dippelbaumdecke;
- einfache Tramdecken;
- Tramdecke mit abgesenkter Sturzschalung;
- Fehltramdecken;
- Tramtraversendecken.

Eine Dippelbaumdecke ist durch Mann an Mann nebeneinander liegende Balken konstruiert, die mittels Verbundmittel quer zur Tragrichtung miteinander verbunden sind [2] [1]. Bis zu 1830 wurden die Dippelbaumdecken hauptsächlich zur Trennung aller Geschosse eines Bauwerks angewendet; ab 1830 aufgrund der großen Materialkosten und der Notwendigkeit Absätze in den Mauerwerkswänden für das Auflager der Decke zu schaffen, wurden die Dippelbaumdecken nur wegen Brandschutzgründe als Abschluss zum Dachraum angewendet. [1]

Eine Tramdecke ist durch Verlegen von Trämen in einem Abstand von 0,7-1m hergestellt. Mit solchen Decken konnten Spannweiten bis zu 6 m geschafft werden.

Abhängig von den zusätzlichen Anforderungen wurden neben den einfachen Tramdecken die folgenden drei Deckenversionen der Tramdecke angewendet:

- Tramdecke mit abgesenkter Sturzschalung: für kleinere Konstruktionshöhen;
- Fehltramdecken: wenn die Anforderung für eine Trennung der Deckenuntersicht von der Hauptdeckenkonstruktion gegeben war;
- Tramtraversendecken: für Spannweiten ab 6 m (z.B. bei Schul- oder Verwaltungsbauten).

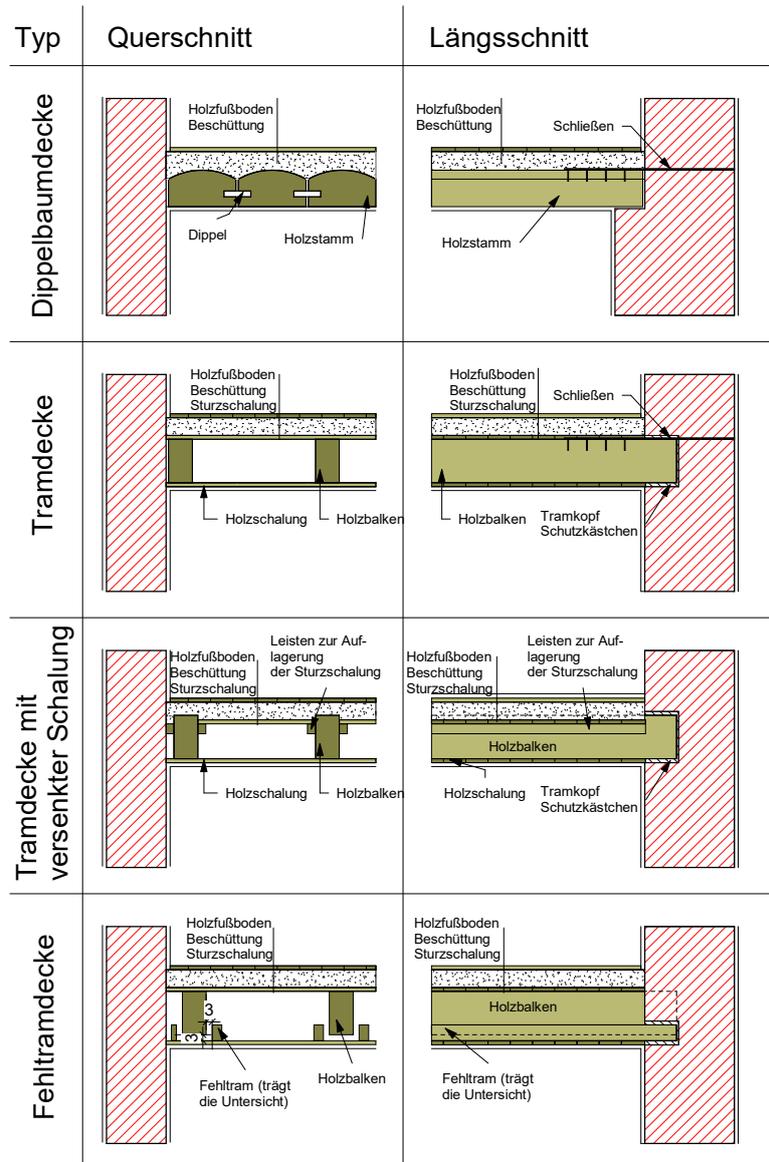


Abb. 3.3: Holzdeckenkonstruktionen der Gründerzeit, nach [2]

Um größere Lasten aus dem Erdgeschoss abzutragen, werden meist massive Deckentypen über Kellergeschoss eingesetzt. Von den massiven Decken ist hier insbesondere die Platzdecke (auch Kappendecke genannt) zu unterscheiden (Abb. 3.4). Diese Geschossdecken können ohne weitere Probleme Nutzlasten von 5 kN/m^2 abtragen. Eine solche Decke besteht aus einem Ziegelgewölbe zwischen eisernen Walzträgern. Um die Kräfte der Walzträger abzutragen, sind Aussparungen bzw. Auflagerplätze ins Mauerwerk vorgesehen. Abhängig von der Größe der Auflagerkräfte, wurde nach bedarf Mörtelbett auf die untere Seite der Walzträger eingesetzt.

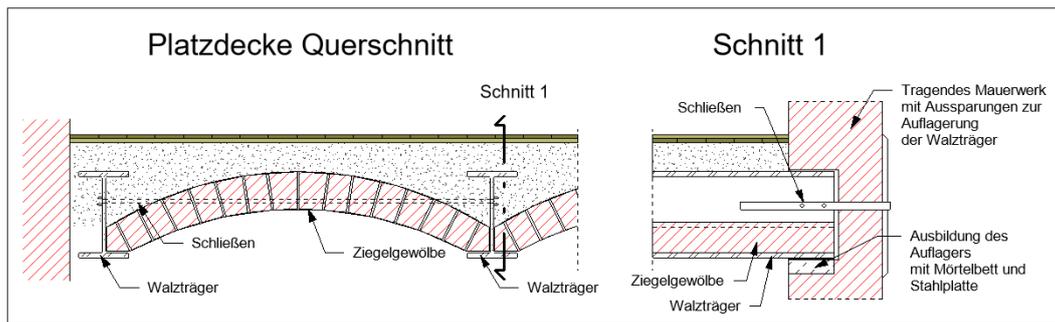


Abb. 3.4: Flache Ziegelkappen zwischen Walzeisenträger, nach [2]

Da das Gewölbe große Horizontalkräfte auf die Walzträger weiterleitet, mussten Schließen zur horizontalen Lagesicherung eingesetzt werden [1].

Kapitel 4

Normative Grundlagen

Im folgenden Kapitel wird auf die normativen Grundlagen für die Behandlung bestehender Bauwerke eingegangen. Als Grundlage für die Konzipierung des Kapitels gelten die folgenden Literaturquellen und Normen [8] [9] [10] [11] [1].

In Österreich herrscht das s.g. Konsensprinzip (Kolbitsch, [1]). Dies bedeutet, dass Bestandsobjekten, die unter Nutzung stehen und keine maßgebenden Bauveränderungen des Tragsystems oder konstruktive Mängel und Schäden aufweisen, als bewährte Tragkonstruktionen zu betrachten sind. [1]

Der Lastfall Erdbeben ist bei Bestandsbauten nur im Falle von Tragwerksänderungen von Bedeutung, bzw. sofern maßgebende Bauveränderungen vorgenommen werden, die einen beträchtlichen Einfluss auf dem Tragsystem haben (z. B. Dachgeschossausbau).

Bei solchen Fällen sind die folgenden Regelwerke anzuwenden [1]:

- Erläuternde Bemerkungen zur OIB Richtlinie 1;
- Leitfaden zur OIB Richtlinie 1 (für Wien);
- ONR 24009 Bewertung von bestehenden Hochbauten (Ausgabe 2013-05-01);
- ÖNORM B 1998-3.

In diesem Kapitel wird näher auf die normativen Regelwerke [8] [10] [11] eingegangen. Die wichtigsten Informationen der [9] sind im Abschnitt 4.1 erläutert.

4.1 Leitfaden zur OIB Richtlinie 1

Der Leitfaden zur OIB-Richtlinie 1 stellt eine Interpretation der OIB-Richtlinie 1 dar und gibt die Definition zum Begriff „Bestandserhebung“ sowie die Vorgehensweise bei Feststellung, ob für ein Bauwerk ein rechtmäßiger Bestand vorliegt. Der Begriff „rechtmäßiger Bestand“ ist im Regelwerk [9] definiert und bedeutet, dass das bestehende Bauwerk dem von den Bauordnungen geforderten Erhaltungszustand entspricht. Die Vorgehensweise zur Feststellung des rechtmäßigen Bestands wird in Abschnitt 4.1.2 dieses Kapitels erläutert.

4.1.1 Bestandserhebung

Die Grundlage für jede Sanierungs- oder Ertüchtigungsmaßnahme stellt die Bestandserhebung dar. Die Definition der Bestandserhebung ist in [8] gegeben:

Eine Bestandserhebung ist eine dokumentierte Erhebung des „IST-Gebäudezustandes“, unter Berücksichtigung aller für die Standsicherheit relevanten Bauteile. Sie hat jedenfalls eine

schematisch-konstruktive Darstellung des Bestandes (insbesondere in Bezug auf die verwendeten Materialien) sowie eine zusammenfassende gutachterliche Feststellung zu beinhalten, ob das Gebäude in einem gebrauchstauglichen Zustand ist, und ob die maßgeblichen Bauteile tragsicher sind.

Die Bestanderhebung ist von Fachleuten durchzuführen, die sich mit der Konstruktion vertraut sind und über einschlägige Erfahrung verfügen.

Der Leitfaden zur OIB-Richtlinien 1 schreibt drei Stufen der Bestandserhebung vor. Abhängig von dem Umfang der geplanten Bauführung, wird die Stufe bzw. der Untersuchungsaufwand für die Bestandserhebung ausgewählt.

Stufe 1

Anwendungsbeispiele: Türdurchbrüche oder ähnliche geringfügige Baumaßnahmen, sofern sie statisch relevante Auswirkungen haben (z.B. bei Veränderung von Tragwerken und Tragwerksteilen), Aufzugseinbauten in Treppenaugen. Befundung: die lokale Befundung der unmittelbar von der Bauführung betroffenen lasteinleitenden und lastaufnehmenden Bauteile, inklusive augenscheinlicher Überprüfung des Bestandes von allgemein zugänglichen Bereichen [8].

Stufe 2

Anwendungsbeispiele: Baumaßnahmen in mehreren Geschossen, wie Aufzugs-, Treppenhaus und/oder Nassgruppeneinbau, die keine oder keine wesentliche Lasterhöhung für den Bestand darstellen. Befundung: die Befundung auf Basis einer augenscheinlichen Überprüfung des gesamten Bauwerkes bzw. Tragwerkes (z.B. einfache Kontrollen auf Durchfeuchtungen besonders im Bereich von Nassräumen, Setzungen, Risse und sonstige augenscheinliche Schäden), des Kellers und des Dachraumes. Zusätzlich eine Bestandserhebung aller durch die Bauführung unmittelbar und mittelbar betroffenen Bestandseinheiten [8].

Stufe 3

Anwendungsbeispiele: Änderungen des bestehenden Tragwerkes und der bestehenden Tragwerksteile mit wesentlicher Lasterhöhung bei Neu-, Zu- und Umbauten. Befundung: die Erstellung einer Bestandserhebung im gesamten Umfang nach Punkt 2.2.

Weiters gilt: *Keine Bestandserhebung ist erforderlich, wenn ein Gutachten vorliegt, dass aufgrund der Geringfügigkeit des Bauvorhabens (keine statisch relevanten Veränderungen; z.B. bei Gipskartonwänden, Gipsdielen, Schlackewänden, Holzständerwänden) aus statischen Belangen keine Gefährdung des Lebens oder der Gesundheit von Menschen gegeben ist. [8]*

4.1.2 Rechtmäßiger Bestand

Ein Bestandsbauwerk, das das erforderliche Sicherheitsniveau zum Zeitpunkt der Baubewilligung aufweist, ist grundsätzlich (kann sich vom Bundesland unterscheiden) als rechtmäßiger Bestand oder Konsens zu betrachten. Werden Abweichungen von diesem Sicherheitsniveau herausgestellt, so ist das Bestandsbauwerk mit entsprechenden Maßnahmen zu verstärken bzw. auf dem erforderlichen Sicherheitsniveau zu erbringen. Das bedeutet, dass bei Bestandsbauten Abweichungen von dem erforderlichen Sicherheitsniveau von Neubauten zulässig sind, allerdings gilt das nur für außergewöhnliche Einwirkungen. Der Nachweis der Grundkombination (LF Eigengewicht, Nutzlast, Wind und Schnee) ist jedenfalls nach den aktuellsten Normen (die Eurocodes) zu erbringen.

Zusätzlich dürfen bestehende Bauwerke, die ein Sicherheitsniveau haben, das zum Zeitpunkt der Baubewilligung vorgeschrieben war, grundsätzlich nicht verschlechtert werden. Ausgenommen davon sind Bauwerke, deren Sicherheitsniveau bereits höher ist, als das gemäß dem aktuellen Stand der Technik [8].

In dem Leitfaden zur OIB-Richtlinie 1 ist die Prüfung des rechtmäßigen Bestands schematisch mit der Abb. 4.1 dargestellt. Von dem Ablaufschema ist ersichtlich, dass die bestehenden Bauwerke, die das erforderliche Sicherheitsniveau zum Zeitpunkt der Baubewilligung nicht ergeben, verstärkt werden müssen.

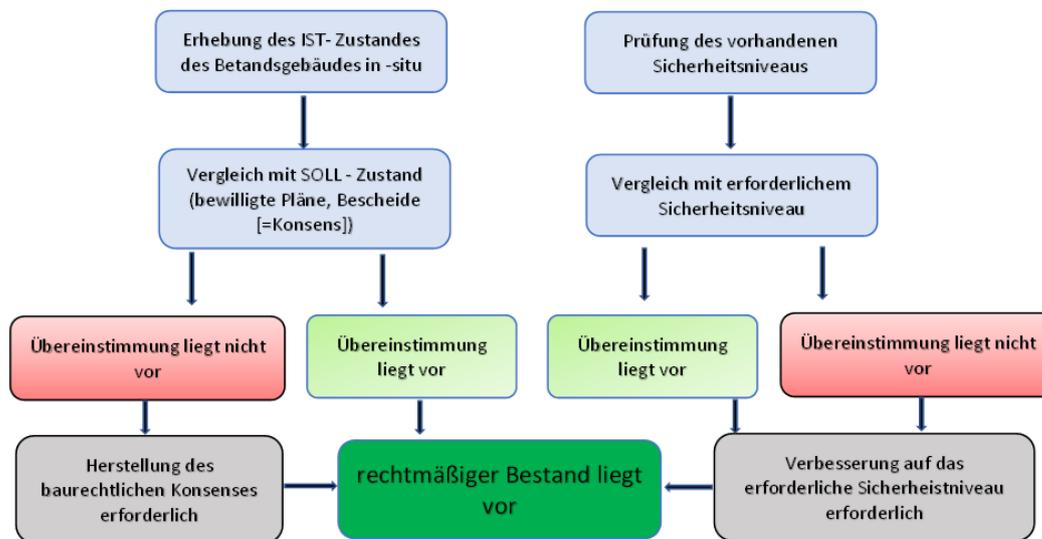


Abb. 4.1: Ablaufschema zur Festlegung des rechtmäßigen Bestands, nach [8]

4.1.3 Abweichungen vom aktuellen Stand der Technik

Die Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke erfolgt nach dem ONR 24009. Laut ONR 24009, Punkt 5.4. kann das Sicherheitsniveau bestehender Bauwerke für außergewöhnliche Einwirkungen vom angeforderten Sicherheitsniveau der Neubauten abweichen (mit reduzierter Zuverlässigkeit zu rechnen). Jedoch sind Mindestwerte der Sicherheit abhängig von der Schadenfolgekategorie zu sichern.

Um mit reduzierter Zuverlässigkeit rechnen zu können, sind die folgenden Punkte zu erfüllen [8]:

- Durchführung einer Bestandserhebung gemäß Leitfaden zur OIB-Richtlinie 1
- Verbesserung des Gebäudes auf Erdbeben (Heranführung an den Stand der Technik, ohne ihn vollständig zu erfüllen)
- Berechnung der Grundkombinationen lt. Eurocode ohne jede Erleichterung (Eigengewicht, Nutzlasten, Schneelast, Windlasten)

- Berechnung der zu erreichenden Redundanzen laut Risikoanalyse gemäß ÖNORM B 1998-3. Berechnung, dass die Zunahme der rechnerisch ermittelten Personenanzahl gemäß ÖNORM B 1990-1 (Ermittlung ohne Zeitfaktoren) nach Änderungen am Bestand bezogen auf die Personenanzahl des rechtmäßigen Bestandes 50 % nicht übersteigt.

4.1.4 Geringfügige Auswirkung und Notwendigkeit für Ertüchtigungsmaßnahmen

Laut des Leitfadens zur OIB-Richtlinie ist eine Verschlechterung von 3% vor Bauwerksänderung (Überprüfung des rechtmäßigen Bestands) oder danach zulässig. Jedoch kann diese 3% - Regel nur einmal ausgenutzt werden.

Die Anwendung der 3% - Regel, bzw. die Feststellung, ob Maßnahmen zur Bestandsertüchtigung notwendig sind, lässt sich am besten allein aus dem folgenden Ablaufschema erklären (Abb. 4.2)

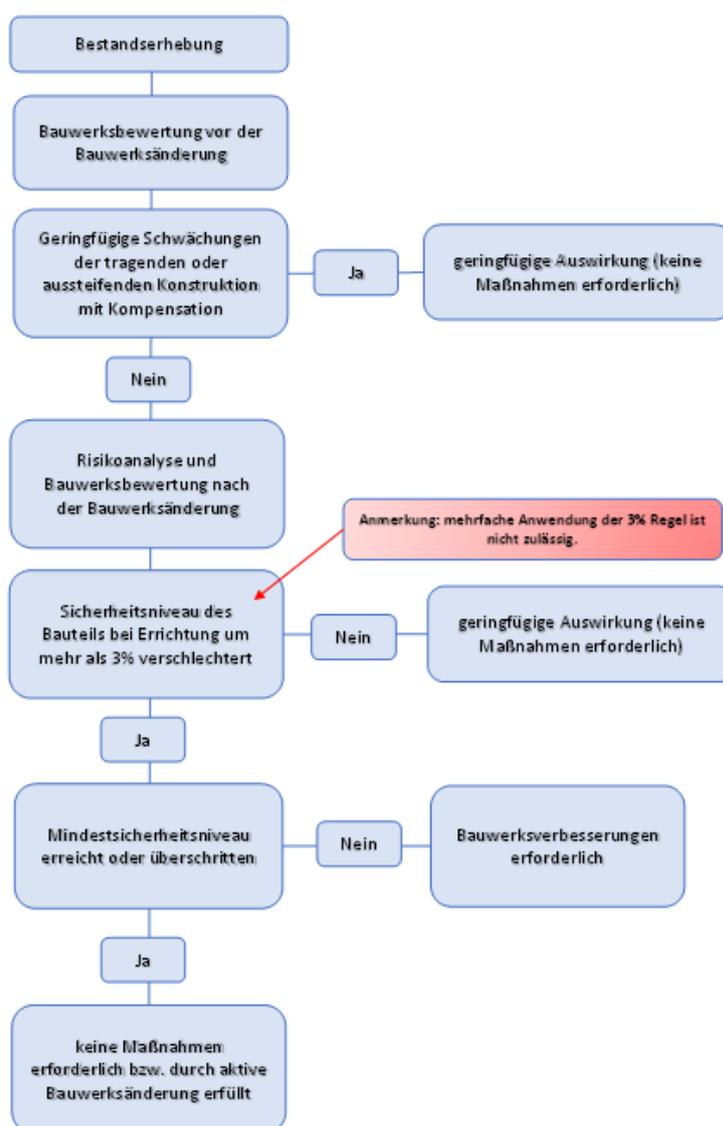


Abb. 4.2: Ablaufschema zur Festlegung, ob Maßnahmen zur Ertüchtigung notwendig sind, nach [8]

4.2 ONR 24009

Das Regelwerk ONR 24009 beschäftigt sich ausschließlich mit der Bewertung der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit bestehender Hochbauten. Planung und Ausführung neuer Bauten sind nicht Gegenstand des ONR 24009.

Mit Anwendung des ONR 24009 sollten die folgenden Ziele erreicht werden: [10]:

- *rechtzeitige Abbildung einer möglicheren Beeinträchtigung der Zuverlässigkeit des Bestandsbauwerks;*
- *Vermeiden unnötiger Mitteleinsatz;*
- *Sicherstellung einer sinnvoller Weiternutzung und Erweiterung bestehender Bauwerke.*

Zusätzlich gilt lt. ONR 24009 das Vertrauensprinzip: *die unter Nutzung stehenden Bestandsbauwerke, im Gegensatz zum Entwurf neuer Tragwerke, langjährig unter Erprobung gestanden 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.*

Dementsprechend ist eine Bewertung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit eines bestehenden Bauwerks lt. ONR 24009 in den folgenden Fällen notwendig:

- *bei konstruktiven Eingriffen in das Tragwerk;*
- *bei statisch relevanten Änderungen von Einwirkungen;*
- *bei Vornahme größer Investitionen zur Verbesserung des Bauwerks;*
- *bei Änderung der Schadenfolgeklasse bzw. der Bedeutungskategorie;*
- *bei Feststellen von Bauschäden;*
- *bei Feststellen von konstruktiven Mängeln;*
- *bei Auftreten von neuen Erkenntnissen, die die Tragfähigkeit betreffen.*

Bezüglich des Untersuchungsaufwands verweist ONR 24009 auf die ÖNORM B 1998-3:2013. Dabei ist es wichtig, dass für die Beurteilung der Tragfähigkeit einzelner Bauteile, den Kenntnisstand KL 3 zu erreichen ist. Für die Bewertung der Tragfähigkeit des Gesamtsystems eines Bauwerks sind alle Kenntnisstände (KL1 bis KL3) zulässig. Die Kenntnisstände werden in Abschnitt 4.3. dieses Kapitels behandelt. Als Basis für die Tragwerkuntersuchung ist die Bestandserhebung anzuwenden.

Das ONR 24009 verweist auch an die Schadenfolgeklassen, die Bedeutungskategorien und die Versagensfolgeklasse von EN 1998-1:2011 bzw. EN 1991-1-7:2007, Tabelle 4.1. Dabei ist der Unterschied zwischen Bestandsbauten und Neubauten im Betracht zu nehmen.

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 in der ÖNORM EN 1998-1:2011, Tabelle 4.3 zu entnehmen, wobei die Einordnung dieser Gebäude in die Schadensfolgeklasse CC 2 oder CC 3 entsprechend ihrer Bedeutung vorzunehmen ist.

Tab. 4.1: Schadensfolgeklasse und Bedeutungskategorien nach EN 1991-1-7, nach [12]

4.2.1 Methoden der Bewertung

Folgende Berechnungsmethoden stehen in ONR 24009 für die Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke zur Verfügung (Tab. 4.2):

Methoden der Bewertung der Tragfähigkeit		
Rechnerischer Nachweis	Qualitativer Nachweis	Experimentelle Bewertung

Tab. 4.2: Methoden für Tragfähigkeitsbewertung bestehender Bauwerke, nach [10]

Rechnerischer Nachweis

Bei dem rechnerischen Nachweis der Tragfähigkeit ist auf Folgendes zu beachten:

„Die Nachrechnung von Bestandsobjekten erfordert in der Regel gegenüber der Neuberechnung eine erheblich wirklichkeitsnähere Modellierung des Tragverhaltens, stellt höhere Genauigkeitsansprüche und verlangt Nachweisforderungen mit meist höherem Berechnungsaufwand zur Aktivierung von Tragreserven. Darüber hinaus werden Kenntnisse des Normenwesens und der Materialtechnologie zum Zeitpunkt der Errichtung des Bauwerkes gefordert.“[10]

Zusätzlich müssen bei der Berechnung und Modellbildung des Tragsystems die folgenden Punkte abgestimmt werden [10]:

- Einwirkungen;
- Widerständen, einschließlich der Modellbildung des Tragsystems;
- zutreffendes Sicherheitskonzept.

Bei dem rechnerischen Nachweis bietet sich die Möglichkeit, nach dem aktuellen oder alten Normenstand zu rechnen. Wird nach dem aktuellen Normenstand gerechnet, so ist das Nachweisformat laut Eurocode zu erbringen:

$$E_d \leq R_d \quad (4.1)$$

mit:

E_d - Bemessungswert der Auswirkung einer Einwirkung;

R_d - Bemessungswert eines Widerstandes.

Da der Nachweis der erforderlichen Zuverlässigkeit nach dem aktuellen Normenstand meist nur für Bauwerke möglich ist, die nach diesen Normen errichtet werden, wird bei den Bestandsbauten abhängig von den Schadenfolgeklassen, für außergewöhnliche Einwirkungen eine Unterschreitung akzeptiert (Tab. 4.3). Wichtig ist, dass die Zuverlässigkeit des rechtmäßigen Bestands nicht unterschritten werden darf.

Der rechnerische Nachweis nach dem alten Normenstand ist nur für Überprüfung des Konsenses erlaubt [10].

Schadenfolgeklasse/ Versagensfolgeklasse	Akzeptables, reduziertes Zuverlässigkeitsniveau Z_{red}	Versagenswahrscheinlichkeit $P_{f,ist,max}$ 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}

Z_{red} akzeptables, reduziertes Zuverlässigkeitsniveau von Bestandsgebäuden bei außergewöhnlichen Einwirkungen und Erdbeben
 $P_{f,ist}$ vorhandene Versagenswahrscheinlichkeit des Bestandsgebäudes
 $P_{f,ist,max}$ maximal akzeptierte Versagenswahrscheinlichkeit des Bestandsgebäudes

Tab. 4.3: Akzeptable Zuverlässigkeiten für Bestandsbauten bei Erdbeben, nach [11]

Qualitativer Nachweis

Die qualitative Beurteilung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke wird meist angewendet, wenn eine rasche Tragfähigkeitsbewertung erforderlich ist. Laut ONR 24009 kann die qualitative Beurteilung nur unter den folgenden Voraussetzungen angewendet werden:

- *Es handelt sich um Bauwerke, über deren Konstruktion und deren Tragverhalten ausreichende Erfahrungen aus vergleichbaren Bauwerken vorliegen.*
- *Es handelt sich um Bauwerke, die über längere Zeiträume gleichartig genutzt worden sind, und die keine sicherheitsrelevanten Mängel und Schäden aufweisen.*
- *Es sind keine Widmungsänderungen, die größere Beanspruchungen hervorrufen, als die bisher in Verkehr gesetzten, und keine Zu- oder Umbauten geplant.*
- *Es ist kein sprödes Tragwerksversagen zu erwarten.*

Experimentelle Bewertung

Im Falle, wo keine rechnerische oder qualitative Beurteilung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke erbracht werden kann, ist eine experimentelle Beurteilung mittels statischen und dynamischen Belastungsproben durchzuführen. Die Ergebnisse sind in entsprechende Protokolle

darzustellen und zu interpretieren.

Dokumentation

Schließlich ist jeder Tragwerksbeurteilung nach ONR 24009 entsprechend zu dokumentieren. Der minimale Umfang der Dokumentation ist in dem ONR 24009 vorgeschrieben.

4.3 ÖNORM B 1998-3

ÖNORM B 1998-3 ist der nationale Anhang der ÖNORM EN 1998-3 und regelt die nationalen Parameter zur Bewertung der seismischen Tragfähigkeit bestehender Bauwerke.

Der Widerstand und die Zuverlässigkeit eines bestehenden Bauwerks gegen den Lastfall Erdbeben wird mit dem s.g. Erdbebenerfüllungsfaktor geregelt. Der Erdbebenerfüllungsfaktor lässt sich wie folgt berechnen:

$$\alpha = \frac{R_d}{E_d} \quad (4.2)$$

dabei sind:

R_d - Erdbebenwiderstand des Bauwerks;

E_d - Erdbebenbeanspruchung des Bauwerks.

Der Erdbebenerfüllungsfaktor steht in Zusammenhang mit der Zuverlässigkeit und der Versagenswahrscheinlichkeit. Der Zusammenhang ist auf Abb. 4.3 dargestellt.

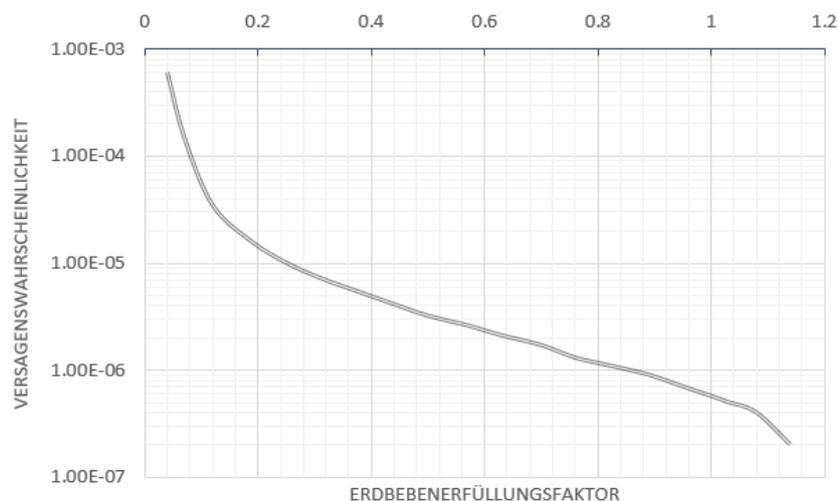


Abb. 4.3: Zusammenhang zwischen Erdbebenerfüllungsfaktor und Versagenswahrscheinlichkeit, nach [11]

Wie bereits im Abschnitt 4.2 erwähnt, für bestehende Bauwerke ist ein niedriges Zuverlässigkeitsniveau für außergewöhnliche Einwirkungen (LF Erdbeben) zulässig; jedoch müssen Mindestbefüllungs-faktoren abhängig von der Schadensfolgeklasse sichergestellt werden. Die Mindestbefüllungs-faktoren sind in ÖNORM B 1998-3 definiert (Tab. 4.4). Wichtig ist dabei, dass das Sicherheitsniveau des Bestands zum Zeitpunkt der Baubewilligung nicht verschlechtert werden darf. Bei geringfügigen Auswirkungen gegenüber der erforderlichen Zuverlässigkeit sind die Anmerkungen in ÖNORM B 1998-3 und ONR 24009 anzuwenden.

Risikoklasse bzw. Schadenfolgeklasse	Erdbebenerfüllungsfaktor
	α_{min}
RC1 bzw. CC1	0,09
RC2 bzw. CC2	0,25
RC3 bzw. CC3	0,85

Tab. 4.4: Mindestbefüllungs-faktoren laut ÖNORM B 1998-3, nach [11]

Fundamental für die bestehenden Bauwerke in Falle von Erhöhung der Personenanzahl (z. B. wegen Dachgeschossausbau) ist die Berechnung eines neuen Erdbebenerfüllungsfaktors α_{soll} aus der erforderlichen Versagenswahrscheinlichkeit nach der Bauwerksänderung:

$$P_{f,soll} = (PZ_{ist} * P_{f,ist} + \Delta PZ * P_{f,neu}) / (PZ_{ist} + \Delta PZ) \quad (4.3)$$

wobei:

PZ_{ist} - Personenanzahl in dem bestehenden Bauwerk;

ΔPZ - Zunahme der Personenanzahl nach der Bauwerksänderung;

$P_{f, neu}$ - Versagenswahrscheinlichkeit eines neuen Bauwerks aus $\alpha = 1, 0$;

$P_{f, ist}$ - vorhandene Versagenswahrscheinlichkeit des Bestandsbauwerks aus α_{ist} ;

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

Der neue Erdbebenerfüllungsfaktor muss zwei Bedingung einhalten:

$$\alpha_{soll} \geq \alpha_{min} \quad (4.4)$$

$$\alpha_{soll} \geq \alpha_{ist} \quad (4.5)$$

mit:

α_{min} - Mindesterdbebenerfüllungsfaktor gemäß der Schadensfolgeklasse;

α_{ist} - Erdbebenerfüllungsfaktor des Bestandsbauwerks;

α_{soll} - erforderlicher Erdbebenerfüllungsfaktor nach der Bauwerksänderung.

Weiters sind in ÖNORM B 1998-3 die Kenntnisstände (KL) für die Zustandsaufnahmen definiert. Es wird zwischen KL 1 (beschränkter Zustand), KL 2 (normaler Zustand) und KL 3 (vollständiger Zustand) unterschieden. In Abhängigkeit von dem KL, werden die Berechnungsmethoden, Sicherheitsbeiwerte und Zahlenwerte definiert. Die Unterlagen für die Erzielung der Kenntnisstände sind in Tab. 4.5 angegeben.

Die Sicherheitsbeiwerte und zulässigen Berechnungsmethoden in Abhängigkeit von dem Kenntnisstand sind in ÖNORM B 1998-3 mit Bild B.3 definiert. Wie von dem Bild B.3 ersichtlich, sind die Sicherheitsbeiwerte oder Confidence Factors (CF) für die drei KL unterschiedlich. Die folgenden Werte sind für CF empfohlen:

$CF_{KL1} = 1,35$ - beschränkter Kenntnisstand;

$CF_{KL2} = 1,20$ - normaler Kenntnisstand;

$CF_{KL3} = 1,00$ - vollständiger Kenntnisstand.

Mit diesen CF's werden die Materialeigenschaften der Bauteile in der Berechnung dividiert.

Kenntnisstand	Geometrie		Konstruktive Einzelheiten		Werkstoffeigenschaften	
	Vorhandene Dokumentation	Erforderliche Untersuchungen	Vorhandene Dokumentation	Erforderliche Untersuchungen	Vorhandene Dokumentation	Erforderliche Untersuchungen
KL 1	Originalpläne mit Hauptabmessungen der Bauteile	stichprobenweise Überprüfung	-	-	Werte aus Normen und Vorschriften zur Zeit der Errichtung der Bauteile	stichprobenweise Überprüfung
	keine Unterlagen	beschränkte Aufnahme	wenig bis keine Unterlagen	simulierter Entwurf und beschränkter Umfang der Untersuchungen	keine Unterlagen	beschränkter Umfang
KL 2	unvollständig detaillierte Unterlagen	stichprobenweise Überprüfung	unvollständige Originalbaupläne	beschränkter Umfang	Originalstatik mit Bemessungsangaben auf Basis von Werten aus Normen und Vorschriften zur Zeit der Errichtung der Bauteile	beschränkter Umfang
	keine Unterlagen	erweiterte Aufnahme	keine Unterlagen	erweiterter Umfang	keine Unterlagen	erweiterter Umfang
KL 3	vollständig detaillierte Unterlagen	stichprobenweise Überprüfung	detaillierte Originalbaupläne	beschränkter Umfang	Angaben zu den Baustoffen bzw. Angaben aus Original-Versuchsberichten	beschränkter Umfang
					Originalstatik mit Bemessungsangaben auf Basis von Werten aus Normen und Vorschriften zur Zeit der Errichtung der Bauteile	erweiterter Umfang
	keine Unterlagen	umfassende Aufnahme	keine Unterlagen	umfassender Umfang	keine Unterlagen	umfassender Umfang

Anmerkung: Die stichprobenweise Überprüfung umfasst im Regelfall zumindest 50% der für den beschränkten Umfang vorgesehenen Untersuchungen

Tab. 4.5: Kenntnisstände für die Zustandsaufnahme lt. ÖNORM B 1998-3, nach [11]

4.3.1 Untersuchungen an bestehendem Mauerwerk

Um eine rechnerische Beurteilung der Tragfähigkeit eines bestehenden Bauwerks durchzuführen, ist es notwendig, in Rahmen der Bestandserhebung, die Geometrie und die Werkstoffeigenschaften der tragenden Bauteile festzustellen.

Wie bei den anderen Baustoffen (z. B. Beton) lassen sich die Prüfverfahren bei Mauerwerksbauten in zwei Gruppen unterteilen:

- zerstörungsfreie bzw. zerstörungsarme Prüfverfahren (in der Literatur sind auch als In-Situ Verfahren zu finden);
- zerstörende Prüfverfahren.

Der Umfang der Untersuchung ist jedenfalls mit dem KL verbunden und in ÖNORM B 1998-3 definiert. So, bei Mauerwerksbauten, um KL 3 zu erreichen, sind die folgenden Kriterien zu erfüllen:

- *pro angefangene 1000 m² Bruttogeschossfläche mit gleichartigen Materialien eine Prüfserie;*
- *mindestens zwei Prüfserien pro Bestandsobjekt;*
- *für die Prüfung eines Teilbereichs mit gleichartigen Materialien innerhalb eines Objektes mindestens eine Prüfserie*[11].

Eine Prüfserie wird bei Mauerwerksbauten wie folgt definiert:

- *mindestens drei Einzelprüfkörper gemäß ÖNORM B 1996-3:2016, D.2.1;*
- *mindestens drei Prüfstellen einer Komponentenfestigkeitsbestimmung durch Entnahme von Materialproben und eine Druckfestigkeitsprüfung gemäß ÖNORM B 1996-3:2016 D.2.2 und D.2.3;*
- *mindestens sechs Prüfstellen einer Komponentenfestigkeitsbestimmung mittels Rückprall- und Eindringmessungen zur Druckfestigkeitsbestimmung gemäß ÖNORM B 1996-3:2016, D.2.2 und D.2.3* [11].

Wird KL 2 oder KL 1 gebraucht, sind mindestens 50% (KL 2) bzw. 20% (KL1) der KL 3 - Untersuchungen durchzuführen [11].

4.3.2 Mauerwerksprüfung

Bei der Mauerwerksprüfung werden Prüfkörper von den tragenden Bauteilen entnehmen. In diesem Sinne ist die Probe von sinnvoller Stelle zu entnehmen und auf die möglichen statischen Auswirkungen zu beachten. Bei Entnahme der Prüfkörper von tragenden Wänden ist auf die Bestimmungen gemäß ÖNORM EN 1996-1-1, Abschnitt 8.6 zu beachten und im Regelfall ein statischer Nachweis für den geschwächten Wandbereich vorzulegen [11].

Die weiteren Anmerkungen zur Mauerwerksprüfung sind von ÖNORM B 1996:2016 D2.2 und D2.3, bzw. von den verweisenden Normen zu entnehmen.

Mauersteinprüfung [ÖNORM B 1996-3]

Laut ÖNORM B 1996-3:2016 sind die Mauerwerkssteinprüfungen gemäß ÖNORM EN 772-1 oder als zerstörungsfreie Prüfungen mit dem Rückprallhammer wie folgt durchzuführen:

- für die Mittelwertprüfung an einer Prüfstelle sind abweichend von den Bestimmungen der ÖNORM EN 772-1 mindestens 5 Einzelwerten heranzuziehen;
- bei Anwendung eines Rückprallverfahrens zur Bestimmung der Steindruckfestigkeit sind je Probestelle mindestens 10 Einzelprüfungen auszuwerten;
- für die Festlegung der Mauersteinkategorie sind alle Einzelwerte der Prüfserien innerhalb einer Mauerwerksart mit gleichartigen Materialien zu bestimmen [26].

Mörtelprüfung [ÖNORM B 1996-3]

Die Mörtelprüfung ist jedenfalls mit ÖNORM B 1996-3 definiert. Wichtig ist, für die Prüfung des Fugenmörtels geeignete Verfahren anzuwenden, die eine gesicherte Umrechnung der geprüften Festigkeiten auf die Mörteldruckfestigkeit nach ÖNORM EN 998-2 besitzen [1]. Auf die folgenden Punkte ist zu beachten [1][26]:

- bei Mörtel mit Druckfestigkeit $\leq 5\text{N/mm}^2$ ist zur Prüfung der Mörteldruckfestigkeit bevorzugt, das Stempeldruckverfahren anzuwenden. Für die Auswertung einer Probestelle sind mindestens 10 Einzelprüfwerte erforderlich;
- bei Anwendung eines Eindring- oder Rückprallverfahrens zur Bestimmung der Mörteldruckfestigkeit sind je Probestelle mindestens 10 Einzelversuche auszuwerten [26].

Nach der Komponentenprüfung bzw. wenn die Stein- und die Mörteldruckfestigkeit ermittelt sind, lässt sich die charakteristische Druckfestigkeit des Mauerwerks mit der folgenden Formel ermitteln [7]:

$$f_k = K * f_b^\alpha * f_m^\beta \quad (4.6)$$

mit:

f_k - charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk (N/mm^2);

K - Konstante, die sofern notwendig nach 3.6.2.2(3) und/oder 3.6.1.2(6) zu modifizieren ist;

α , β - Konstanten;

f_b - nominelle Mauersteindruckfestigkeit in Lastrichtung (N/mm^2);

f_m - Druckfestigkeit des Mauermörtels (N/mm^2).

Kapitel 5

Methoden zur Erdbebenanalyse

Laut ÖNORM EN 1998-1 lassen sich die Erdbebenberechnungsmethoden in zwei Gruppen unterteilen (Tabelle 5.1).

Erdbeben - Berechnungsmethoden	
Lineare Berechnungsmethoden	Nichtlineare Berechnungsmethoden
Vereinfachtes Antwortspektrumverfahren	Nichtlineare statische Analyse (Push-Over Verfahren)
Multimodales Antwortspektrumverfahren	Nichtlineare dynamische Analyse

Tab. 5.1: Berechnungsmethoden lt. ÖNORM EN 1998-1, nach [5]

In der Praxis werden grundsätzlich die linearen Berechnungsmethoden besonders bei der Berechnung von neuen Bauwerken eingesetzt (Ausnahme: Berechnung von sehr wichtigen Bauwerken, wie z.B. ein Kraftwerk). Andererseits werden die nichtlinearen Methoden meist für Forschungszwecke angewendet, obwohl in der letzten Zeit die Anwendung der Push Over Analyse vielmehr in der Praxis bei der Ermittlung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke zu finden ist.

Folglich in diesem Kapitel werden die einzelnen Berechnungsmethoden und deren Eigenschaften beschrieben.

5.1 Vereinfachtes Antwortspektrumverfahren

Da bei diesem Verfahren die Erdbebenbeanspruchung durch eine äquivalente Erdbebenkraft ersetzt wird, ist dieses Verfahren die einfachste Methode zur Erdbebenanalyse. Die äquivalente Erdbebenkraft wird danach geschossweise unterteilt.

Laut ÖNORM EN 1998-1 (Abschnitt 4.3.3.2) erfolgt die Anwendung dieses Verfahrens nur unter den folgenden Voraussetzungen:

- die erste eigene Periode des Bauwerks ist kleiner als $2.5T_C$ oder T_D ;
- das Bauwerk hat regelmäßige Struktur in seiner Höhe;
- die Höhe des Bauwerks darf nicht 40 m überschreiten.

Eine modale Analyse ist zur Anwendung dieses Verfahrens nicht zwingend erforderlich. Die erste Eigenform des Bauwerks kann durch die folgende Formel abgeschätzt werden:

$$T_1 = C_1 * H^{(3/4)} \quad (5.1)$$

wobei für den Koeffizient C_1 die folgenden Werten genommen werden dürfen:

- 0,085 für Stahlrahmensysteme;
- 0,075 für Stahlbetonrahmensysteme;
- 0,050 für anderen Tragsysteme.

Die Berechnung der äquivalenten Gesamterdbebenkraft erfolgt durch die folgende Formel:

$$Fd = Sd(T_1) * m * \lambda \quad (5.2)$$

dabei sind:

Fd - Gesamterdbebenkraft;

$Sd(T_1)$ - Ordinate des Erdbebenbemessungsspektrums bei der ersten Eigenperiode T_1 ;

m - Gesamtmasse des Bauwerks aus Eigengewicht, andere ständige Lasten und Teil der Nutz-, bzw. Verkehrslasten;

λ - Korrekturbeiwert (0,85 falls $T_1 < 2 * T_c$ und das Bauwerk mehr als zwei Geschosse hat, anderenfalls 1,0).

Da die Tragwerksysteme im Hochbau für Erdbebenanalyse als Kragarm mit konzentrierten Massen auf die Geschosse idealisiert werden (Abb. 5.1), wird die Gesamterdbebenkraft geschossweise wie folgt unterteilt:

$$Fi = Fd(T_1) * (z_i * m_i) / (\sum(z_j * m_j)) \quad (5.3)$$

wobei:

Fi - ist die Erdbebenkraft für das „i“ Geschoss;

m_i - ist die Masse des „i“ Geschosses;

z_i - ist der Abstand des „i“ Geschosses zu der Bodeneinspannung;

j - bewegt sich zwischen 1 und n , wobei n der Anzahl der Geschosse ist.

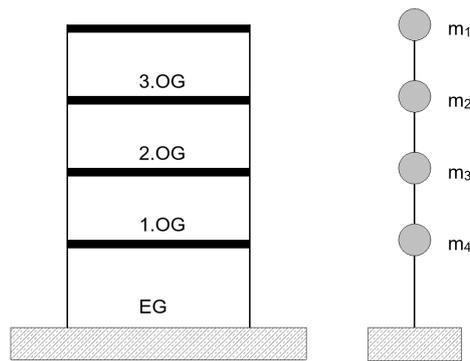


Abb. 5.1: Idealisiertes System zur Erdbebenanalyse mit konzentrierten Massen auf die Geschosse

5.2 Multimodales Antwortspektrumverfahren

Erfüllt das Bauwerk nicht die Voraussetzungen des vereinfachten Antwortspektrumverfahrens, wird das multimodale Antwortspektrumverfahren angewendet. Heutzutage, mit der Entwicklung der schnellen Rechner gewinnt diese Methode immer mehr an Bedeutung.

Der Unterschied zum vorherigen Verfahren liegt in der Anzahl der zu berücksichtigten Eigenformen bei der Erdbebenberechnung. Im Gegensatz zur Methode aus Abschnitt 5.1. werden bei dieser Methode alle Eigenperioden berücksichtigt, die einen maßgebenden Einfluss auf die seismische Antwort der Gesamtkonstruktion haben.

Laut ÖNORM EN 1998-1 (Abschnitt 4.3.3.3) sollten bezüglich der Anzahl der zu berücksichtigten Eigenperioden die folgenden zwei Punkte in Betracht genommen werden:

- die Summe der effektiven Masse bei den berücksichtigten Eigenperioden soll mindestens 90% der totalen Masse sein;
- alle Eigenperioden mit effektiver Masse größer als 5% der totalen Masse sollen in der Berechnung berücksichtigt werden.

Die Gesamtantwort des Bauwerkes infolge Erdbebenbeanspruchung wird durch Überlagerung der Antworten einzelner Eigenformen ermittelt. Für die Überlagerung werden die folgenden zwei Regeln angewendet:

SRRS Regel (Quadratsummenwurzel) bei $T_j \leq 0,9 * T_i$

$$E = \sqrt{\sum_{i=1}^n E_i^2} \quad (5.4)$$

anderenfalls CQC Regel (vollständig quadratische Kombination)

$$E = \sqrt{\sum_{j=1}^n \sum_{i=1}^n E_i \rho_{ij} E_j} \quad (5.5)$$

dabei sind:

E - die gesamte seismische Antwort (Kraft oder Verschiebung)

E_i - die seismische Antwort der betrachteten Eigenform (Kraft oder Verschiebung)

n - Anzahl der Eigenformen

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{1,5}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2r(1+r)^2} \quad (5.6)$$

$$r = \frac{f_i}{f_j} = \frac{T_j}{T_i} \quad (5.7)$$

mit:

r - Frequenzverhältnis

ξ - Lehr'sches Dämpfungsmaß

Falls das Bauwerk mit einem 3D Modell analysiert wird, sollten in der Berechnung zusätzlich die zufälligen Torsionseffekte berücksichtigt werden. Die Berücksichtigung kann wie folgt gemacht werden:

$$M_{ai} = e_{ai} * F_i \quad (5.8)$$

wobei:

M_{ai} - Torsionsmoment

e_{ai} - zufällige Exzentrizität

$$e_{ai} = 0,05 * L_i \quad (5.9)$$

L_i - Grundrissabmessung

F_i - Erdbebenkraft für das betrachtete Geschoss

5.3 Nichtlineare Push Over Analyse

Das Push - Over Verfahren ist eine nichtlineare statische Methode, bei der unter ständig wirkende Vertikallasten und schrittweise steigende Horizontallasten die Kapazitätskurve eines Bauwerks für horizontale Beanspruchungen ermittelt wird (Abb. 5.2) [5].

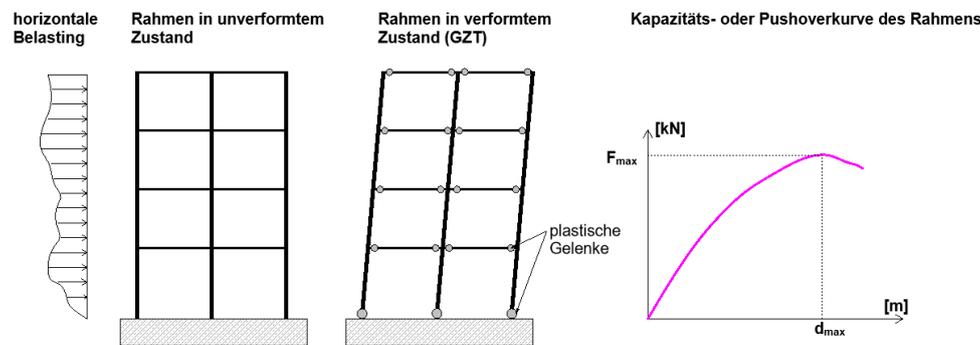


Abb. 5.2: Push Over Verfahren - Kapazitätskurve, nach [13]

In den letzten Jahren gewinnt dieses Verfahren immer mehr an Bedeutung und wird meist zur Analyse von neuen oder bestehenden Bauwerken für die folgenden Zwecke angewendet [5]:

- zur Ermittlung oder Überprüfung der Erdbebenerfüllungsfaktor;
- zur Ermittlung der Art des Tragwerksversagens und die Verteilung der Tragwerksschäden infolge Erdbeben;
- für Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke;
- für Berechnung von neuen Tragwerken als Alternative zu den linearen Berechnungsmethoden.

Lt. ÖNORM EN 1998-1, Abschnitt 4.3.3.4.2.2 sollten für die Berechnung mindestens zwei vertikale Verteilungen der horizontalen Lasten berücksichtigt werden (Abb. 5.3):

- *eine gleichmäßige Verteilung der horizontalen Lasten, die den Massen proportional sind, unabhängig von der Höhenlage;*
- *eine modale Verteilung, proportional den Horizontalkräften nach der Verteilung wie bei der linear-elastischen Berechnung in der betrachteten Richtung ermittelt.*

Zusätzlich gilt lt. ÖNORM EN 1998-1: *die horizontalen Lasten müssen an den Massenpunkten des Modells angreifen. Die zufällige Ausmittigkeit muss berücksichtigt werden.*

Das Endergebnis des Push - Over Verfahrens ist die Kapazitätskurve des Bauwerks, mit deren Hilfe die Tragfähigkeit gegen Erdbeben ermittelt werden kann. Die Push - Over Methode lässt sich für alle Tragwerkssysteme anwenden. Bei den Mauerwerkssystemen werden die einzelnen Kapazitätskurven von den Wänden ermittelt und gegebenenfalls zu einer Gesamtkurve summiert. Die Ermittlung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke mittels Push Over Verfahren ist in EC 8 definiert und ist im Zusammenhang mit der N2 Methode anzuwenden.

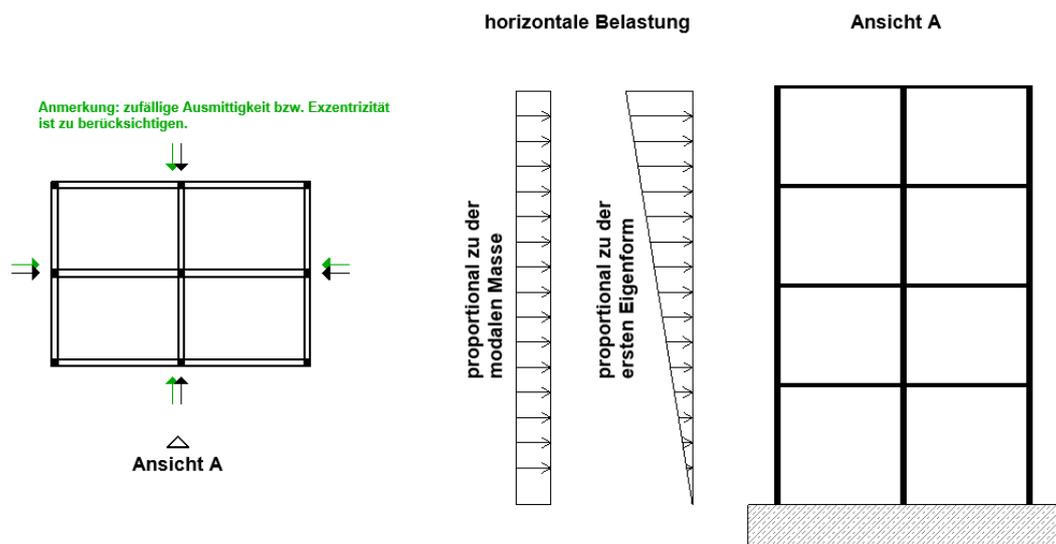


Abb. 5.3: Vertikale Verteilung der horizontalen Lasten für die Push Over Analyse

5.3.1 N2 Methode

Die in ÖNORM EN 1998-1 vorgeschriebene N2 Methode zur Ermittlung der Erdbebensicherheit bestehender Bauwerke lässt sich in folgenden Schritten erklären:

Schritt 1:

Ermittlung der Kapazitätskurve des Bauwerks mittels Push - Over Analyse. Die Kapazitätskurve stellt die Funktion der Verschiebung des Bauwerks und der dazugehörigen horizontalen Belastung bzw. Erdbebenkraft dar (Abb. 5.2). Die Verschiebung des Tragwerks wird meist als Verschiebung eines Kontrollknotens interpretiert. Der Kontrollknoten befindet sich normalerweise im Massenmittelpunkt des obersten Geschosses. Bei den Gründerzeitbauwerken sind die Kapazitätskurven aller tragenden Wände in den beiden Richtungen zu ermitteln und die Erdbeben tragfähigkeit einzelner Wände mittels die N2 Methode zu überprüfen. Es besteht auch die Möglichkeit eine Kapazitätskurve des Gesamtbauwerks für jeweils jede Richtung durch Überlagerung der Kapazitätskurven einzelner Wände zu ermitteln und ausschließlich die N2 Methode für das Gesamtbauwerk anzuwenden.

Schritt 2: Transformation der Kapazitätskurve des Mehrmassenschwingers (MMS) in Kapazitätskurve für Einmassenschwinger (EMS).

Bei mehrgeschossigen Bauwerken stellt die ermittelte Kapazitätskurve aus Schritt 1 die Verformungskapazität eines Mehrmassenschwingers (MMS). Da das Erdbebenspektrum bzw. das *Acceleration Displacement Response Spectrum* (ADRS) aus der Bewegungsgleichung des EMS entwickelt ist, muss die Kapazitätskurve des MMS in Kapazitätskurve eines äquivalenten EMS transformiert sein. Die Transformation erfolgt durch den modalen Partizipationsfaktor:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i * \phi_{1,i}}{\sum m_i * \phi_{1,i}^2} \quad (5.10)$$

mit:

m_i - konzentrierte Masse auf dem i - Geschoss

ϕ_i - Modalwert für das i - Geschoss

Die Werte der Kapazitätskurve beider Achsen sind mit dem modalen Partizipationsfaktor zu dividieren.

Die Eigenperiode des EMS wird wie folgt ermittelt:

$$T^* = 2 * \pi * \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad (5.11)$$

mit:

$$m^* = \sum m_i * \phi_i \quad (5.12)$$

m^* - gesamte modale Masse

$$k^* = \frac{F_y^*}{d_y^*} \quad (5.13)$$

k^* - effektive Steifigkeit des EMS

Schritt 3: Bilinearform der Kapazitätskurve des EMS

Um eine bessere visuelle Interpretation der Kapazitätskurve zu bekommen (als auch einfachere Ermittlung der Zielverschiebung), wird die Kapazitätskurve des EMS in einer bilinearen Form umgewandelt (Abb. 5.4).

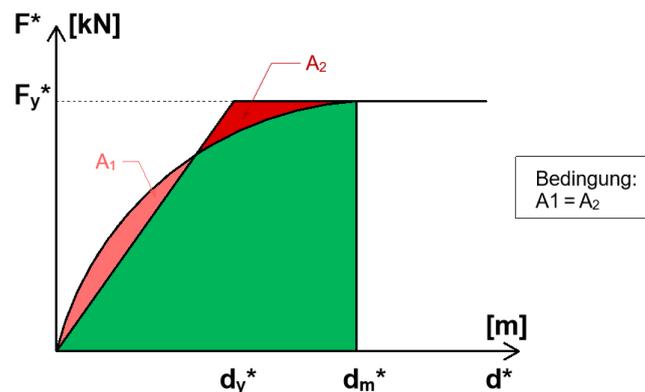


Abb. 5.4: Idealisierung der Kapazitätskurve des EMS, nach [5]

Die Umwandlung in einer bilinearen Form erfolgt aus dem Prinzip, dass der Energiegehalt unter den beiden Kurven gleich gehalten ist. Die folgenden Formeln werden für die Umwandlung

gebraucht:

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

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

mit:

d_y^* - Übergang von elastischen in plastischen Bereich

d_m^* - maximale erlaubte Verschiebung der Wand $d_m^* = \frac{d_u}{\Gamma}$

E_m^* - der Energiegehalt unter der Kurve des EMS

d_u - maximale zulässige Verschiebung des MMS.

Bei der Betrachtung einer Wandscheibe ist die maximale zulässige Verschiebung abhängig von dem Versagensmechanismus in ÖNORM EN 1998-3 definiert:

beim Biegeversagen:

$$d_u = 0,008 * \frac{H_0}{l} * H_{mwk} \quad (5.16)$$

wobei:

$$H_0 = \frac{\sum m_i * \phi_i * z_i}{\sum m_i * \phi_i} \quad (5.17)$$

H_{mwk} - Gesamthöhe der Mauerwerksscheibe;

l – die Länge der Mauerwerksscheibe;

beim Schubversagen:

$$d_u = 0,004 * H_{mwk} \quad (5.18)$$

Schritt 4: Transformation des Antwortspektrums in ADRS Format

Die Transformation des elastischen Erdbebenspektrums in einem ADRS erfolgt mit der folgenden Formel:

$$S_d = S_a * \frac{T^2}{4 * \pi^2} \quad (5.19)$$

ADRS steht für *Acceleration displacement response spectrum*. Auf Abb 5.5 ist die Transformation des Spektrums zu sehen.

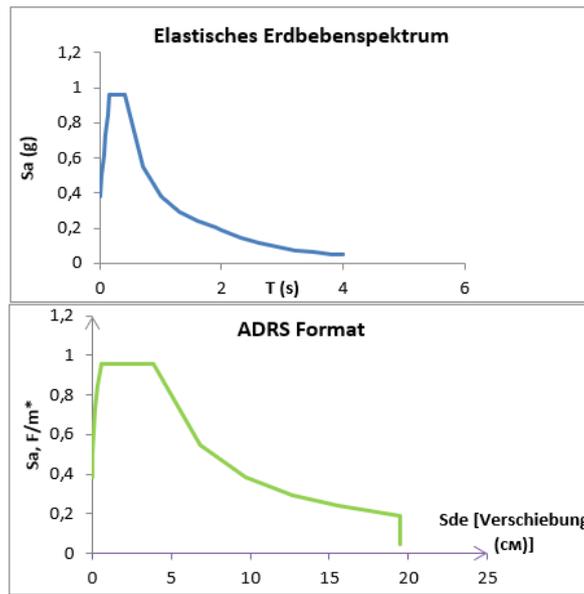


Abb. 5.5: Erdbebenantwortspektrum und dazugehörige ADRS

Schritt 5: Ermittlung der Zielverschiebung des Bauwerks

In diesem Schritt wird die bilineare Kapazitätskurve des EMS in dem ADRS hineingelegt und die Zielverschiebung ermittelt. Die Zielverschiebung kann entweder grafisch oder rechnerisch festgelegt werden. Abhängig von der Größe der Periode T^* lassen sich zwei Fälle betrachten:

bei $T^* < T_C$, (siehe Abb. 5.6)

$$\mu = (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} + 1 \quad (5.20)$$

die Zielverschiebung lässt sich wie folgt ermitteln:

$$d_{max}^* = S_d = \frac{S_{de}}{R_\mu} (1 + (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*}) \quad (5.21)$$

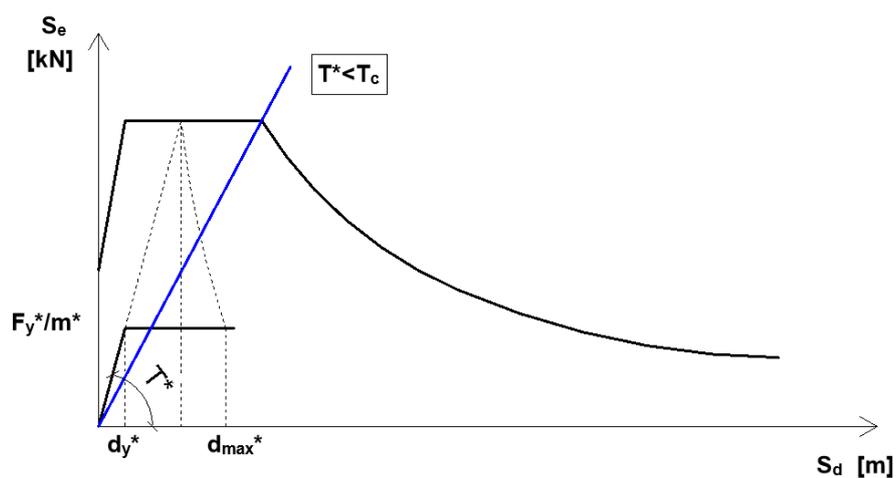
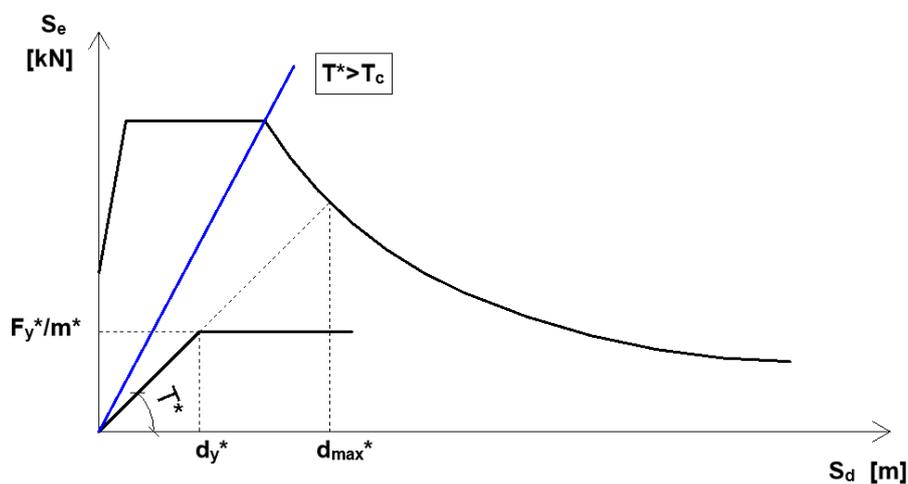
$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} \quad (5.22)$$

bei $T^* \geq T_C$, (siehe Abb. 5.7)

$$\mu = R_\mu \quad (5.23)$$

die Zielverschiebung lässt sich wie folgt ermitteln:

$$d_{max}^* = S_d = S_{de} \quad (5.24)$$

Abb. 5.6: Zielverschiebung des EMS bei $T^* < T_C$, nach [5]Abb. 5.7: Zielverschiebung des EMS bei $T^* \geq T_C$, nach [5]

Schritt 6: Rücktransformation der Verschiebung des EMS in Verschiebung des MMS und Vergleich der Zielverschiebung mit der tatsächlichen vorhandenen Verschiebung

Die Rücktransformation erfolgt durch Multiplizieren der Zielverschiebung des EMS (Schritt 5) mit dem modalen Partizipationsfaktor:

$$d_{max} = d_{max}^* * \Gamma \quad (5.25)$$

5.4 Nichtlineare dynamische Analyse

Mit diesem Verfahren wird die Erdbebenbelastung an das Bauwerk bestens simuliert. Tatsächliche Erdbebenbeschleunigungsaufnahmen können mit diesem Verfahren an das Bauwerk eingesetzt werden. Der Vorteil ist, dass sich die Antwort des Bauwerks in jedem Zeitpunkt ermitteln lässt. Nachteilig ist aber, dass diese Analyse besondere Kenntnisse im Bereich Modellierung und nichtlineares Materialverhalten voraussetzt. Deswegen ist die Anwendung dieses Verfahrens noch immer für die Forschungszwecke eingeschränkt.

Kapitel 6

Erdbebenertüchtigungsmaßnahmen

Da die Gründerzeitbauwerke nach tradierten Regeln ohne Berücksichtigung des Lastfalls Erdbeben geplant und ausgeführt sind, ist zu erwarten, dass sie einen kleinen Widerstand gegen Erdbebeneinwirkungen aufweisen. Zusätzlich, um die Anforderung des größeren Raums für die Geschäftslokale insbesondere in den inneren städtischen Bereichen zu schaffen, erfahren die Gründerzeitbauwerke oft Umbaumaßnahmen, die ihr Tragwerkssystem deutlich verändern [14]. Diese beide Betrachtungspunkte führten in den letzten Jahrzehnten dazu, eine Reihe der Forschungen bezüglich Erdbebenertüchtigung von Gründerzeitbauwerken umgesetzt zu werden.

Grundsätzlich werden Erdbebenertüchtigungsmaßnahmen einem Bauwerk aus den folgenden Gründen eingesetzt:

- das Bauwerk ist nicht nach den Normen und Richtlinien zum Zeitpunkt der Einrichtung geplant und ausgeführt worden;
- die Materialeigenschaften der tragenden Bauteile sind im Laufe der Zeit verschlechtert worden;
- Änderung des Tragsystems vom Bauwerk wegen Umbaumaßnahmen.

Der Umfang der Ertüchtigungsmaßnahmen hängt von der Schadensfolgeklasse des Bauwerks bzw. von dem lt. ÖNORM B 1998-3 zu erreichenden Sicherheitsniveau ab und wurde bereits im Kapitel 4 beschrieben.

Um die Ertüchtigung des Bauwerks effizienter und wirtschaftlicher zu machen, muss entsprechende Untersuchung des Bestands durchgeführt werden, wobei die folgenden Punkte lt. [14] erfasst werden müssen:

- die Höhe der seismischen Beanspruchung für das Bestandsobjekt;
- das Fundierungskonzept und die Bodensituation;
- Tragsystem der bestehenden Konstruktion;
- eventuelle Vorschädigungen der tragenden Bauteile;
- Erdbebenwiderstand des Bestands und dessen Einzelbauteile;
- Verformung der tragenden Bauteile;
- Schwachstellen des Trag- und Aussteifungssystems;

- Erreichbarkeit von den tragenden Bauteilen;
- Maßnahmenumsetzung im laufenden Betrieb;
- denkmalpflegerische Einschränkungen;
- Wirtschaftlichkeit der Maßnahmen.

Nach der Untersuchung, abhängig von der Situation des Bestands bzw. was verbessert werden muss, muss eine Strategie für Erdbebenertüchtigung entwickelt werden. Laut [14] können die Ertüchtigungsstrategien in den folgenden Gruppen unterteilt werden:

- Verstärkung von den bereits vorhandenen Aussteifungsbauteilen oder Einsatz von neuen Aussteifungselementen: Maßnahmen zur Verbesserung der Lastableitung im Boden sowie Maßnahmen zur Verringerung der horizontalen Verformungen des Bauwerks infolge Erdbeben;
- duktilitätssteigende Strategie: Maßnahmen zur Schaffung größerer horizontale Verformungen infolge Erdbeben, ohne dabei die Tragfähigkeit der tragenden Elemente zu verlieren;
- Strategie zur Beeinflussung des seismischen Verhaltens des Bauwerks: Maßnahmen zur Vermeidung der Torsionseigenformen mit Zuordnung von symmetrischen Aussteifungselementen.

Nach der Implementierung der EN 1998 in den EU Länder ist parallel die Forschung im Bereich Bestandsertüchtigung gegen Erdbeben viel vergrößert. In letzter Zeit sind viele neue Maßnahmen zur Erdbebenertüchtigung entwickelt; einige sind bereits in der Praxis umgesetzt und geprüft worden, andere dagegen sind noch als Forschungsprojekte ohne eigentliche Prüfung in der Praxis geblieben. Das Ziel dieses Kapitels ist, eine Übersicht der meist verwendeten Erdbebenertüchtigungsmaßnahmen für Bauwerke der Gründerzeit zu schaffen und deren Eigenschaften anzugeben. Weiters, abhängig von der Bauteilanzwendung werden die Maßnahmen in diesem Kapitel in zwei Gruppen unterteilt, nämlich:

- Maßnahmen zur Wandverstärkung und Wandersetzung;
- Maßnahmen zur Erzielung der Scheibentragwirkung von Geschossdecken der Gründerzeit.

6.1 Maßnahmen zur Wandverstärkung und Wandersetzung

6.1.1 Erdbebenertüchtigung mit neuen Stahlbetontragwänden

Aufgrund der geringen Kapazität des gründerzeitlichen Mauerwerks horizontale Kräfte (LF Erdbeben) aufzunehmen, ist es meist schwierig, der Erdbebennachweis für die Mauerwerkswände und damit für das Gesamttragwerk zu erbringen. Eine gute Möglichkeit, die Gesamttragfähigkeit von Bauwerken der Gründerzeit zu verbessern, ist das Einziehen von zusätzlichen oder neuen Stahlbetonwänden; dabei von entscheidender Bedeutung ist die Einbindung der neuen Stahlbetonwände in die Bestandsstruktur insbesondere in die Decken [15] [14].

Laut [15] ist es empfehlenswert, bei der Erdbebenertüchtigung mit neuen Stahlbetonwänden auf die folgenden Entwurfsregeln Betracht zu nehmen:

- in der Regel sollten die Stahlbetonwände durch die gesamte Höhe des Bauwerks gehen;
- um Torsionseffekte zu vermeiden, sollen die Wände symmetrisch im Grundriss angeordnet sein;
- die Stahlbetonwände sollten in den Fundamenten eingespannt sein;
- auf eine Regelmäßigkeit der Stahlbetonwände im Aufriss sollte geachtet werden;
- die Stahlbetonwände sollten ein einfacher Querschnitt aufweisen (im Regelfall ein Rechteck) mit einer minimalen Dicke von 22 cm, damit die Bewehrung angeordnet und eingebaut werden kann;
- der totale Bewehrungsgehalt kann bis 2% betragen. Da die Mauerwerkswände eine sehr geringe Duktilität aufweisen und damit sich eine kleine Kopfverschiebung leisten können, brauchen die neuen Stahlbetonwände keine große Duktilität zu haben.

In [15] wird an die Berechnung der Kapazität eines Mauerwerksbauwerks mit zusätzlichen aussteifenden Stahlbetontragwänden eingegangen. Die Gesamtkapazität des Bauwerks lässt sich einfach durch Überlagerung der Kapazitäten einzelner Mauerwerks- und ggf. Stahlbetonwände ermitteln:

$$V_b = \sum_j^m V_j(\Delta) \quad (6.1)$$

wobei, „j“ ist der Index der Wände von 1 bis „m“, „m“ ist der Anzahl der tragenden Wände in einer Richtung und „V_b“ ist die Gesamtkapazität (Querkraft) des Bauwerks in Richtung der Wände [15]. Die Überlagerung der Kapazitätskurven einzelner Wände ist nur dann erlaubt, wenn das Bauwerk Regelmäßigkeit im Grundriss aufweist, bzw. wenn die Torsionseffekte als ausgeschlossen betrachtet werden können; zusätzlich muss eine schubsteife Geschossdecke vorhanden sein, damit die Erdbebenkräfte auf Geschossebene verteilt werden können.

Auf Abb. 6.1 ist ein Beispiel bzw. ein fiktives Bauwerk aus [15] dargestellt; einmal mit aussteifenden Wänden nur aus Mauerwerk (links) und einmal mit aussteifenden Wänden aus Mauerwerk und Stahlbeton (rechts).

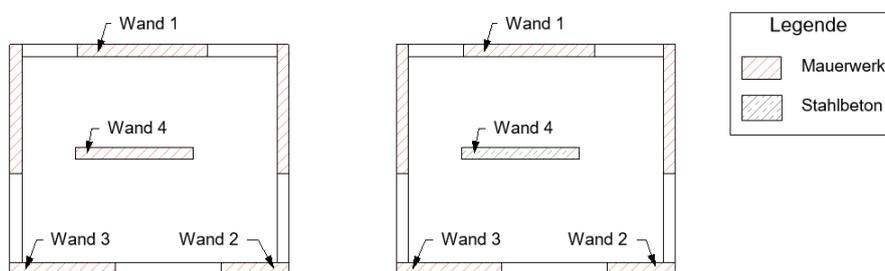


Abb. 6.1: Fiktives Bauwerk mit vier aussteifenden Wänden in X-Richtung. Nach der Ertüchtigung ist die Mauerwerkswand 4 mit einer STB Wand ersetzt (rechts), nach [15]

Die Kapazität des gesamten Bauwerks von Abb. 6.1 lässt sich durch Überlagerung der Kapazitätskurven einzelner Wände ermitteln. Auf Abb. 6.2 ist die Überlagerung der Kapazitätskurve

gegeben; dabei ist die deutliche Erhöhung des Erdbebenwiderstands des Bauwerks in X-Richtung nach dem Ersatz der Mauerwerkswand 4 mit einer Stahlbetonwand anzumerken.

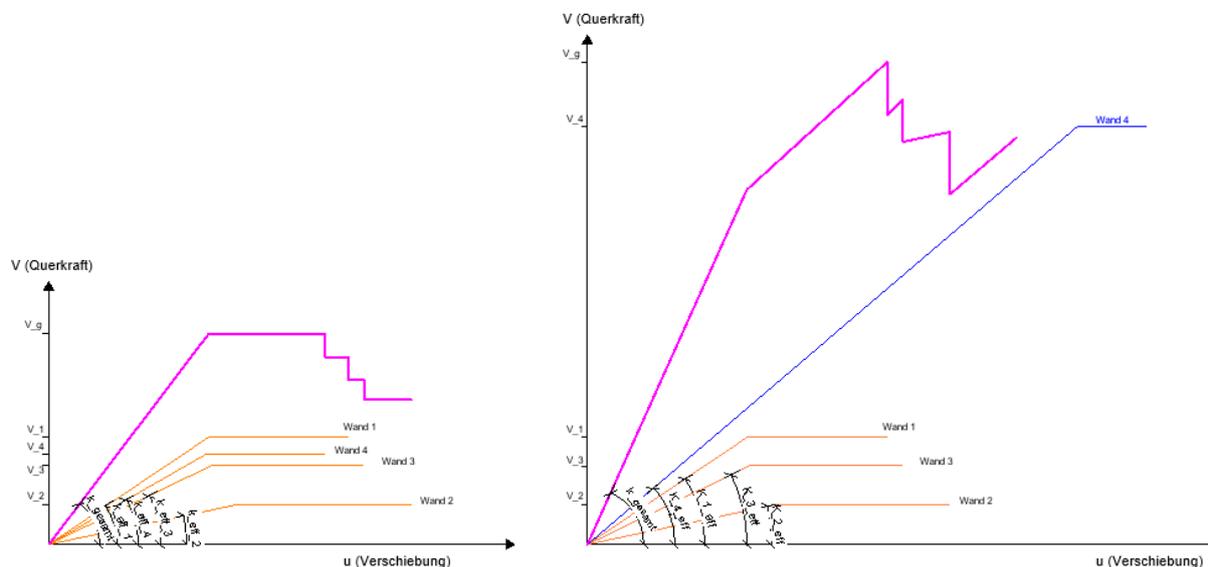


Abb. 6.2: Vergleich der Gesamtkapazitätskurve des fiktiven Bauwerks vor (links) und nach der Ertüchtigung (rechts), nach [15]

Die Ertüchtigung mit Stahlbetonwänden wird auch oft als Ersatz für bestehende Mauerwerkswände mit ungeeigneten oder schwachen Materialeigenschaften angewendet; dabei ist es sehr wichtig zu überprüfen, ob der Ersatz der Wand wirtschaftlicher als eine Wandverstärkung ist. Wird der Fall mit Wandersetzung ausgewählt, ist die neue Wand kraftschlüssig an die bestehenden Decken und umgebenden Wände anzuschließen [14].

Das Einziehen von zusätzlichen Wänden ist insbesondere bei Bauwerken mit s.g. Soft Storeys nützlich. Der Begriff Soft Storey bezeichnet die Geschosse (meist Erdgeschosse) mit großen Öffnungen zwecks Geschäftslokale. Bei den Gründerzeitbauwerken werden die Soft Storeys meist durch Entfernen von Trennwänden erzielt, was deutlich die Erdbeben Tragfähigkeit des Bauwerks verringert. Mit Einziehen von neuen Trennwänden aus Stahlbeton in einer kleineren Anzahl können die entfernten Trennwände kompensiert werden und zusätzlich die Antwort des Gesamtbauwerks infolge Erdbeben verbessert werden [14].

6.1.2 Wandverstärkungen mit Spritzbetonschalen

Durch Einsatz von bewehrten Spritzbetonschalen auf die eine Seite der Mauerwerkswand oder beidseitig, kann erheblich die Kapazität der Wand bezüglich Aufnahme von horizontalen Kräften erhöht werden (Abb. 6.3). Diese Verstärkungsmaßnahme ist besonders für dünne Mauerwerkswände geeignet, die aufgrund Umbaumaßnahmen und Änderungen an das Tragsystem höhere seismische Beanspruchungen aufnehmen müssen.

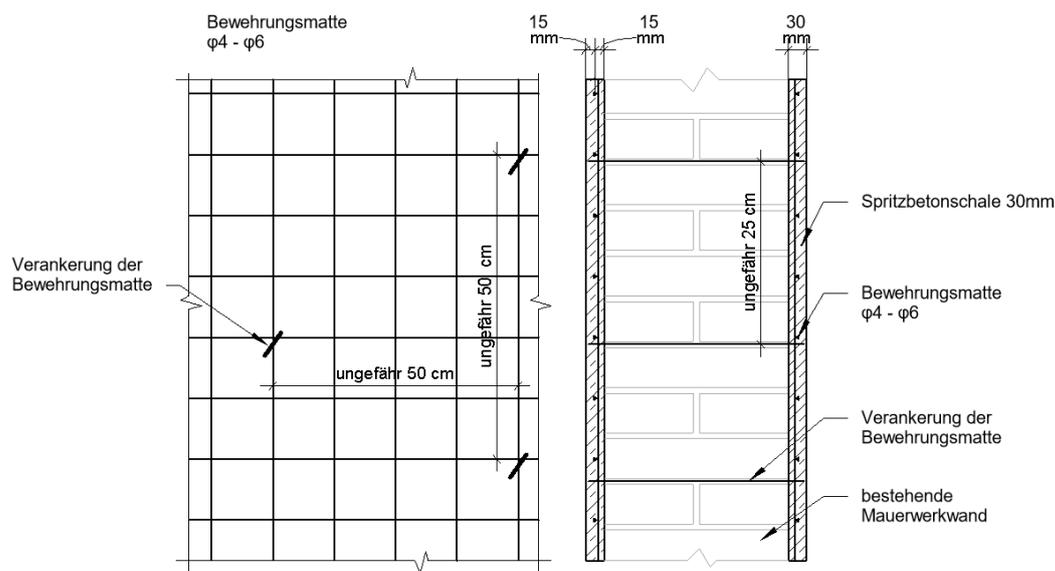


Abb. 6.3: Mauerwerksverstärkung mit Spritzbetonschalen, nach [16]

Die Vorgehensweise der Mauerwerksverstärkung mit Spritzbetonschalen ist in [16] ausführlich beschrieben. Der Prozess wird mit den folgenden Schritten zusammengefasst:

- der Putz von der Wand wird abgeplatzt und der Mörtel in eine Tiefe von 10-15 mm entfernt. Danach wird die Wandfläche augenscheinlich überprüft und beim Vorhandensein von Rissen wird die Wand verpresst;
- die Wandfläche wird sauber gemacht und mit Wasser genässt;
- Einsatz von der ersten Spritzbetonschale mit einer Dicke von 10-15 mm;
- Aufbringen von Bewehrungsmatten auf die eine Seite der Wand oder beidseitig und Verankerung der aufgetragenen Bewehrungsmatte mit der Wand (Abb. 6.3);
- Aufbringen von weiteren Spritzbetonschalen, damit der gesamte Dicke der Schale ungefähr 30 mm wird.

Die Spritzbetonschalen können aus Stahlbeton oder aus Ferrocement hergestellt werden. Es besteht auch die Möglichkeit anstatt mit gewöhnlichem Bewehrungsstahl, die Spritzbetonschalen mit Kohlenfasern zu bewehren. Sehr wichtig ist dabei, eine ausreichende Verankerung der Bewehrung der Spritzbetonschale in der Wand zu gewährleisten. Bei einer nicht ausreichenden Verankerung können sich die Spritzbetonschalen bei größerer Beanspruchung von der Wand abspalten [16].

Der Nachweis der Verstärkung im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist aufgrund des unterschiedlichen Verhaltens beider Materialien (Stahlbeton und Mauerwerk) schwierig zu berechnen. In [16] wird die rechnerische Beurteilung der verstärkenden Mauerwerkswand mit einer äquivalenten Steifigkeit wie folgt berechnet:

$$K_{e, eg} = K_{e, W} + K_{e, coat} \quad (6.2)$$

wobei:

$K_{e, eg}$ - äquivalente Schubsteifigkeit der verstärkenden Wand

$K_{e, W}$ - Schubsteifigkeit der Mauerwerkswand

$K_{e, coat}$ - Schubsteifigkeit der Spritzbetonschale

Laut [16], falls die Spritzbetonschalen relativ dünn sind, lässt sich die Schubsteifigkeit der verstärkenden Wand durch Multiplikation der ursprünglichen Schubtragfähigkeit der Wand mit einem experimentell bestimmten Faktor ermitteln. Der experimentelle Faktor ist meist in einer Größenordnung von dem Verhältnis zwischen der Tragfähigkeit der verstärkenden Wand und der Tragfähigkeit der ursprünglichen Mauerwerkswand. Bei dickeren Spritzbetonschalen, mit einer Dicke ab 50 mm lässt sich die Schubtragfähigkeit wie folgt ermitteln:

$$H_{sd, eg} = C_{rh} A_{rh} \frac{f_{yk}}{\gamma_s} + C_{rv} A_{rv} \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (6.3)$$

wobei:

$H_{sd, eg}$ - Bemessungsschubtragfähigkeit für die äquivalente Wand

A_{rh}, A_{rv} - Fläche der horizontalen bzw. vertikalen Bewehrung

C_{rh} - Abminderungsfaktor für die Kapazität der horizontalen Bewehrung ($C_{rh} = 0,9$)

C_{rv} - Abminderungsfaktor für die Kapazität der vertikalen Bewehrung ($C_{rv} = 0,2$)

f_{yk} - Fließgrenze der Bewehrung

γ_s - Materialsicherheitsbeiwert für Stahl ($\gamma_s = 1,0$)

6.1.3 Mauerwerksverstärkung mit Injektion

Hauptsächlich unterliegt das gründerzeitliche Mauerwerk aus den folgenden zwei Gründen einer Verstärkung [1]:

- Störungen des Mauerwerksverbandes und Stemmarbeiten (das Mauerwerksgefüge wird oft durch Erschütterungen z. B. Umbaumaßnahmen, Verkehrseinwirkungen oder Stemmarbeiten geschwächt);
- schwankende Mörtelfestigkeiten (die Mörtelfestigkeit der Gründerzeitbauwerke weist aufgrund der Bindemittelauswaschung oder des unterschiedlichen Bindemittelgehalts sowie Mischrezepturen eine unregelmäßige Festigkeit auf).

Die beiden der oben genannten Gründe können durch Verstärkung mittels Injizieren eliminiert werden. Grundsätzlich lässt sich das Mauerwerkinjizieren abhängig von dem Injektionsgut in zwei Gruppen unterteilen [1] [14]:

- Injektion mit mineralischen Stoffen
- Injektion mit organischen Harzen

6.1.3.1 Injektion mit mineralischen Stoffen

Das Injizieren mit mineralischen Stoffen wie Zementinjektion wird zur Auffüllung der Hohlräume und Schadstelle ins Mauerwerk sowie Sanierung von Rissen (mit Breite von 0,3-3 mm) angewendet; so wird der Formschluss zwischen den bestehenden Strukturelementen wiederhergestellt und die Anwendung von Abminderungsfaktoren wegen Strukturstörungen vermieden. Dies bringt eine Verbesserung der Druckbeanspruchbarkeit des Mauerwerks und hat nur einen kleinen Effekt auf die Erhöhung der Schubbeanspruchbarkeit der Mauerwerkswand [1], [14].

Die folgenden Injektionsmethoden sind bei Injektion mit mineralischen Stoffen zu unterscheiden [1]:

- Zementinjektion;
- Injektionsmaterial mit hydraulischen Bindemitteln;
- Mikrozementinjektionen.

Vor dem Beginn mit der Injektionsarbeit sind die maßgebenden Wandoberflächen vom lockeren Putz zu befreien und zu verdämmen. Um das Verdämmen zu erzielen, wird ein s.g. Opferputz aufgebracht, der sofern nötig nach dem Injizieren entfernt werden könnte [1], [14].

6.1.3.2 Injizieren mit organischen Harzen

Diese Art der Injektion ist besonders für erdbebengefährdete Gebiete geeignet, da durch Verwendung von organischen Harzen als Injektionsgut, wird sich die Mörtelfestigkeit wesentlich erhöhen und dadurch weisen die Mauerwerkswände eine größere Druck-, Zug- und Schubfestigkeit auf. Neben den positiven Einfluss auf der Mörtelfestigkeit, können auch die Risse in die Ziegel mit organischen Harzen saniert werden und dadurch die ganze Mauerwerkswand verfestigt werden.

Laut [14] werden unter anderem die folgenden positiven Effekten des Injizierens mit organischen Harzen erzielt:

- die Verbindung zwischen Mörtel und Ziegel wird durch die Injektion wesentlich verbessert;
- die Mauerwerksdruckfestigkeit kann im besten Fall maximal die Steindruckfestigkeit erreichen;
- die Mauerwerkdruckfestigkeit beträgt nach dem Injizieren ungefähr 3- bis 4-mal von der Mauerwerkdruckfestigkeit des unverfestigten Mauerwerks.

Da die Injektion mit Kunstharzen wesentlich teurer als Injektion mit mineralischen Stoffen (wie z. B. Zementsuspension) ist, wird sehr oft ein zweistufiges Verfahren angewendet. Bei diesem Verfahren wird zuerst eine Injektion mit z. B. Zementinjektion zur Ausfüllung der Hohl- und Schadstellen, bzw. zur Sanierung der größeren Risse durchgeführt und danach zur Erzielung eine größere Schubbeanspruchbarkeit erfolgt eine Injektion mit Kunstharzen. Nachteilig für dieses Verfahren ist die Wartezeit zwischen den beiden Stufen bzw. der Abschluss der

Austrocknungsphase, die mehreren Wochen dauern kann [1]. Eine weitere Optimierungsmöglichkeit beim Injizieren mit Kunstharzen ist in [14] gegeben. Nämlich, bei der Wandverstärkung muss nicht die ganze Wand mit Injektionsgut aus Kunstharz vergütet sein, sondern können nur die Teilbereiche der Wand, die am meisten beansprucht sind (wie z. B. Druckspannungskonzentration am Wandfuß), mit Kunstharz vergütet zu sein.

6.1.4 Vernadeln

Durch Einsatz von Verpressankern können Mauerwerkswände gegen Zug und Schubkräfte gesichert sein. Diese Methode wird vor allem bei Wänden verwendet, die aus verschiedenen Lastfällen (Erdbeben oder Wind) Zugkräfte bekommen. In der Fachliteratur ist diese Verstärkungsmethode als Verpressen oder Vernadeln zu finden. Historisch gesehen werden die Verpressanker zunächst im Spezialtief- und Bergbau eingesetzt. Seit 1920 ist aber der Anwendungsbereich bei Mauerwerksbauten (besonders bei Denkmalschutzbauwerken) ausgebreitet, vor allem weil durch den Einsatz der Verpressanker das Erscheinungsbild des Bestandsbauwerks nur wenig beeinflusst wird.

6.1.4.1 Aufbau des Verpressankers

Ein Verpressanker setzt sich zusammen aus einem Anker, der zentrisch in ein Bohrloch mit Durchmesser 30-80 mm eingelegt und mit Zementsuspension verpresst wird (Abb. 6.4) [17]. Um die zentrische Lage des Ankers ins Bohrloch zu gewährleisten, müssen beim Ankereinbau Abstandhalter vorgesehen werden.

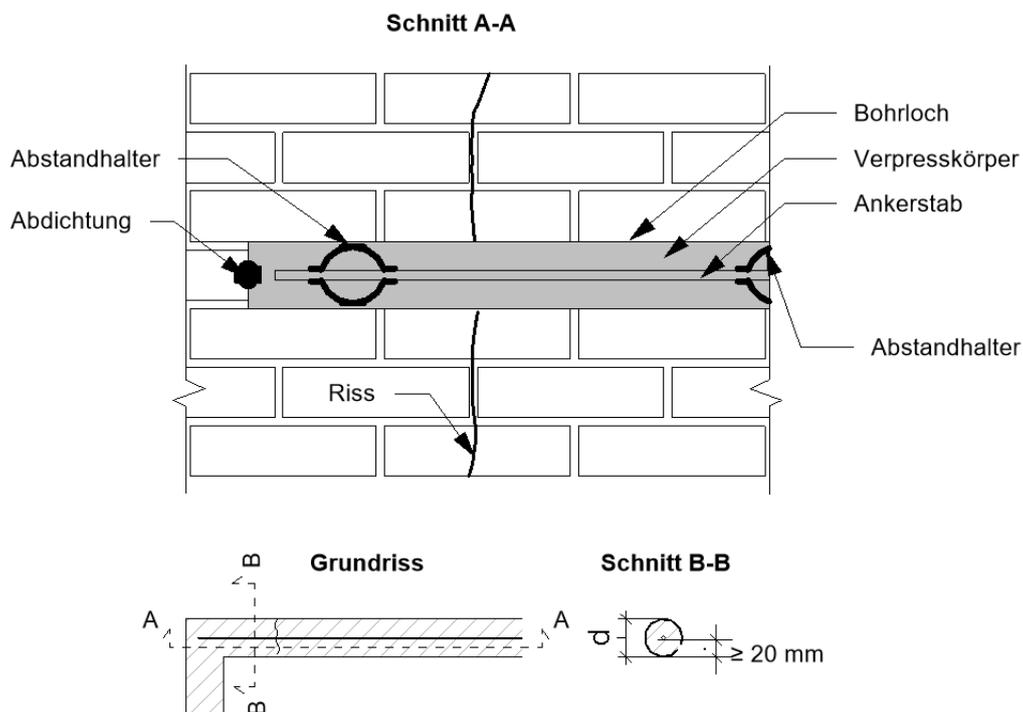


Abb. 6.4: Verpressanker im Mauerwerk in schematischer Darstellung: Längsschnitt, Querschnitt und Grundriss, nach [17]

Die Anker können schlaff oder vorgespannt ins Mauerwerk ausgeführt werden. Die vorgespannten Ankerstäbe werden im Abschnitt 6.1.5 behandelt.

Genormte Bewehrungsstähle und Gewindestäbe können als Anker eingesetzt werden. Bei den Denkmalschutzbauwerken werden zusätzlich nichtrostende Materialeigenschaften der Anker gefordert. Vor der Planung ist die Verfügbarkeit der Anker zu prüfen; werden längere Anker geplant, so können die Montagestöße oder die Verlängerungen mit den im Betonbau zugelassenen Verbindungselementen wie Muffenstoß oder Schrauben ausgeführt werden. Da Stäbe mit kleinerem Durchmesser bessere Verbundeigenschaften bei den Verbundsystemen als Stäbe mit größerem Durchmesser aufweisen, sind möglichst dünnere Stäbe bei der Mauerwerksverstärkung auszuwählen [17].

Für den Verpresskörper werden Zementsuspensionen mit einem Wasserbindemittelgehalt (W/B) von 0,5 bis 1,0 angewendet. Der W/B Gehalt hängt von den Mauerwerkssteinen und der Umgebung ab und ist von dem Tragwerksplaner sorgfältig festzustellen. Nach der Erhärtung muss der Verpresskörper die folgenden zwei Funktionen erfüllen können: sichere Kraftübertragung zwischen Verpressanker und Mauerwerk sowie Korrosionsschutz des Ankers.

6.1.4.2 Bemessung und Entwurf von Verpressankern

Da die Verpressanker noch nicht genormt sind, erfolgt die Bemessung und den Entwurf nach Bemessungsansätzen von Forschungsprojekten und Erfahrungen aus der Praxis. Hier werden Bemessungsansätze aus den Veröffentlichungen [17] und [18] dargestellt.

Wie bei den anderen Verstärkungsmaßnahmen, vor der Planung ist das bestehende Bauwerk zu untersuchen. Bei Mauerwerkswänden ist besonders das Mauerwerksgefüge, die Ziegel- und Mörtelfestigkeit sowie die eventuellen Schäden bzw. Schwachstellen festzustellen. Laut [17] sind die folgenden Voraussetzungen zu erfüllen, um die Verpressanker als Verstärkungsmaßnahme anzuwenden:

- das Mauerwerk muss zugänglich sein, damit die Durchführung der Bohrungen ohne größere Einschränkungen erfolgen kann;
- das Mauerwerksgefüge muss für eine Verstärkung mit Verpressankern tauglich sein; dies bedeutet, dass lockere Mauer- und Mörtelgefüge sowie Vorhandensein der Risse bevor Verpressankereinbau mit entsprechenden Methoden wie z.B. Injizieren zu sanieren sind.

Bemessungsansätze lt. [17]: *Die Bemessung der Verpressanker bezieht sich auf die 5% Quantilwerte der Verbundfestigkeit. Die nominelle Verbundfestigkeit bezieht sich auf die Nenndurchmesser des Stabs und wird als Verbundspannung bei einer Bruchverschiebung des Ankerstabs an der unbelasteten Ankerseite von 0,1 mm definiert. Das Bemessungsverfahren berücksichtigt als grundlegenden Einflussfaktoren die Druckfestigkeit des Verpresskörpers und die lokale Verbundlage (Stein oder Fuge). Einwirkungen und Teilsicherheitsbeiwerte sind nach EC 1 festzulegen. Für die Verbundfestigkeit wird ein Teilsicherheitsbeiwert von 1,35 empfohlen. Mit X_a wird die Verbundfestigkeit in nicht wassersaugendem Steinmaterial ermittelt. Die Verbundfestigkeit setzt eine Mindestverbundlänge $L_b = 150$ mm in monolithischen Stein und $L_b = 190$ mm im Fugenschnitt von Ziegelmauerwerk bzw. 430 mm im Fugenschnitt von Quadermauerwerk voraus.*

Der Bemessungswert der Verbundfestigkeit wird wie folgt ermittelt [17]:

$$X_{A,d} = \frac{\emptyset_j}{\gamma_M} * \left(\frac{f_{G,c}^2}{500} + X_{B,W} \right) \quad (6.4)$$

Auf Grundlage der Verbundfestigkeit wird der Bemessungswert des Ankerwiderstands ermittelt [18]:

$$R_{A,d} = X_{A,d} * \frac{A_B}{A_{G,d}} * A_{A,d} \quad (6.5)$$

Schließlich muss die Zugkraft in dem Anker begrenzt werden, um ein Zugversagen des umgebenden Querschnitts auszuschließen [18]:

$$F \leq \frac{1,9 * f_{B,t} * L_B * \pi * d_B * (h_S^2 - d_B^2)}{\gamma_M * \tan\emptyset * (d_B^2 - h_S^2)} \quad (6.6)$$

dabei bedeuten:

$X_{A,d}$ - Bemessungswert der Verbundfestigkeit, unabhängig von der Verbundlänge;

L_B - erforderliche Mindestkrafteintragungslänge:

150 mm im monolithischen Stein;

190 mm bzw. 430 mm im Fugenschnitt von Ziegel- bzw. Quadermauerwerk;

\emptyset_j - Abminderungsfaktor bei Verbund im Bereich von Fugen ($\emptyset_j = 0,5$);

γ_M - Teilsicherheitsbeiwert für die Steinzugfestigkeit ($\gamma_M = 1,5$);

$f_{G,c}$ - Druckfestigkeit des Verpressgutes;

$X_{B,W}$ - Verbundfestigkeitssteigerung in wassersaugendem Steinmaterial (zwischen 0 – 15 N/mm²);

A_B - äußere Ankerverbundfläche im Stein (vorhandene Mantelfläche des Verpresskörpers im Bereich von Steinquerschnitten);

$A_{G,d}$ - äußere Ankerverbundfläche, entspricht der Verpresskörpermantelfläche, es gilt:

$$A_{G,d} = A_B + A_j \quad (6.7)$$

A_j - äußere Ankerverbundfläche in der Fuge (vorhandene Oberfläche des Verpresskörpers im Bereich von Fugen);

$A_{A,d}$ - Ankerverbundfläche (Mantelfläche des Ankerstabs aus Nenndurchmesser und Verbundlänge);

$f_{B,t}$ - Steinzugfestigkeit;

L_B - Krafteintragungslänge;

F - Zugkraft im Ankerstab;

d_B - Bohrlochdurchmesser, $d_B \geq 3d_A$, mit d_A – Nenndurchmesser des Ankerstabs;

h_S - Steinhöhe in maßgebender Versagensebene;

$\tan\emptyset$ - Neigungswinkel zwischen Drucktrajektorien und Stabachse, näherungsweise kann angenommen werden:

- 50° in wassersaugendem Steinmaterial;
- 60° in nichtwassersaugendem Steinmaterial.

6.1.4.3 Qualitätssicherung

Bei der Sanierung und Ertüchtigung von Bauwerken, die von großer Bedeutung sind, müssen Prüfversuche der vernadelten Bauteile durchgeführt werden. Die Prüfserien dienen zum einen dazu, die Bemessungsansätze zu überprüfen, zum anderen, Mängel von der Berechnung oder der Ausführung zu vermeiden. Der Anzahl der Prüfversuche ist von dem Tragwerksplaner in Zusammenhang mit der Ausführungsfirma zu bestimmen [17].

6.1.5 Vorspannen von Mauerwerk

6.1.5.1 Allgemeines

Wenn die Verstärkung durch Injizieren oder Vernadeln keine ausreichende Tragfähigkeitserhöhung erbringt, wird das Vorspannen von Mauerwerk als Verstärkungsmaßnahme angewendet. Mit dem Vorspannen werden gezielte Druckkräfte ins Mauerwerk eingeleitet, um Zugspannungen zu vermeiden bzw. bestehende oder zukünftige Risse zu verschließen. Vom Einsatz her wird das Vorspannen von Mauerwerk als Verstärkungsmaßnahme bei bestehendem Mauerwerk oder als integraler Teil des neugebauten Mauerwerks angewendet. In diesem Abschnitt wird nur das Vorspannen von bestehendem Mauerwerk behandelt.

6.1.5.2 Wirkungsweise der Vorspannung und Vorspannungsarten

Die Auswirkung der Vorspannung wird anhand eines einfach gelagerten Einfeldträgers aus Stahlbeton erläutert. Wie aus Abb. 6.5 ersichtlich, das Ziel der Vorspannung ist es, die durch die äußeren Einwirkungen verursachten Zugspannungen mit dem Spannungszustand der Lastfall Vorspannung zu überlagern, um die Zugspannungen in dem Bauteil zu verringern oder zu eliminieren.

Bei Mauerwerksbau wird es zwischen Vorspannung mit nachträglichem Verbund und Vorspannung ohne Verbund unterschieden. Bei der Vorspannung mit nachträglichem Verbund wird das Bohrloch nach dem Vorspannen mit Injektionsgut verfüllt, damit eine schubfeste Verbindung

zwischen dem Spannglied und dem Bauteil herrscht. Dahingegen bleibt das Spannglied bei der Vorspannung ohne Verbund nach dem Vorspannen frei ins Bohrloch. Die Vorteile der Vorspannung ohne Verbund sind die jederzeit kontrollierbare Spannkraft und die Möglichkeit das Spannglied in einem späteren Zeitpunkt nachzuspannen oder komplett auszuwechseln; nachteilig ist aber das Fehlen von Korrosionsschutz.

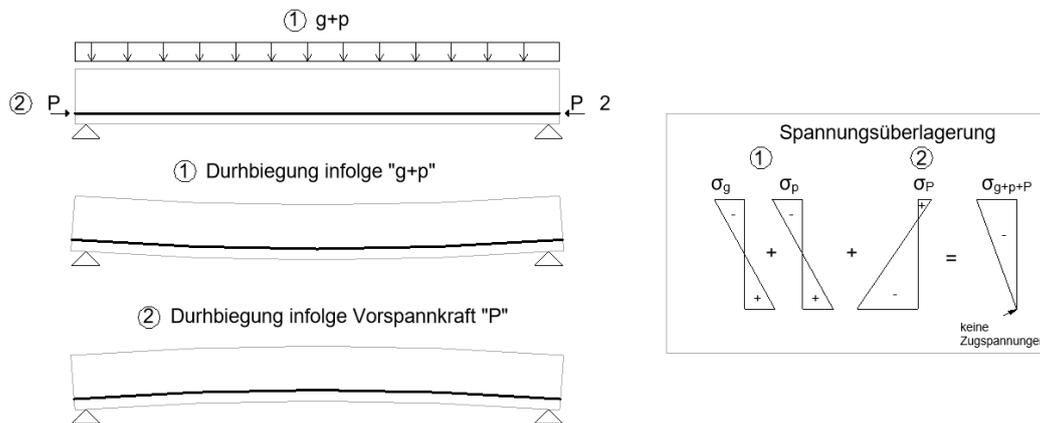


Abb. 6.5: Wirkungsweise einer Vorspannung

6.1.5.3 Vorspannen als Verstärkungsmethode bei Bestandsmauerwerk

Die Verstärkung mit Vorspannung verlangt eine vorhergehende Untersuchung des Bestands. Laut [18] sind die folgenden Punkte zu untersuchen, um eine umfassende Beurteilung des Tragwerkszustands zu bekommen:

- Mauerwerkssteine (Druckfestigkeit, Biegezugfestigkeit, Verformungskennwerte, Bearbeitung der Oberfläche);
- Mörtel (Druckfestigkeit, Haftverbund mit dem Stein);
- Mauerwerksgefüge;
- Bauteile (Abmessungen, Schlankheit, Aussteifungen, Exzentrizität der Kraftwirkung, Verbindung der Bauteile untereinander).

Zusätzlich ist beim gerissenen Mauerwerk die Risse festzustellen und die Schadensursache zu identifizieren. Das Mauerwerk ist ein sprödes Material mit geringer Zugfestigkeit; beim Vorhandensein von Zugzwangsspannungen entstehen Risse ins Mauerwerk. Laut Abb. 6.6 lassen sich die Mauerwerkrisse anhängig von der Ursache wie folgt unterteilen:

- die Risse 1 und 2 entstehen von zentrischem Zwang: Biegung parallel zur Lagerfuge;
- die Risse 3 und 4 entstehen von zentrischem Zwang: Biegung senkrecht zur Lagerfuge;
- die Risse 5 und 6 entstehen durch kombinierte Einwirkung von horizontalen und vertikalen Kräften;

- die Risse 7 durch überhöhte Auflast auf einem Teilbereich;
- die Risse 8 sind NetZRisse, die aus Eigenspannungen von Temperatur oder Schwinden entstehen.

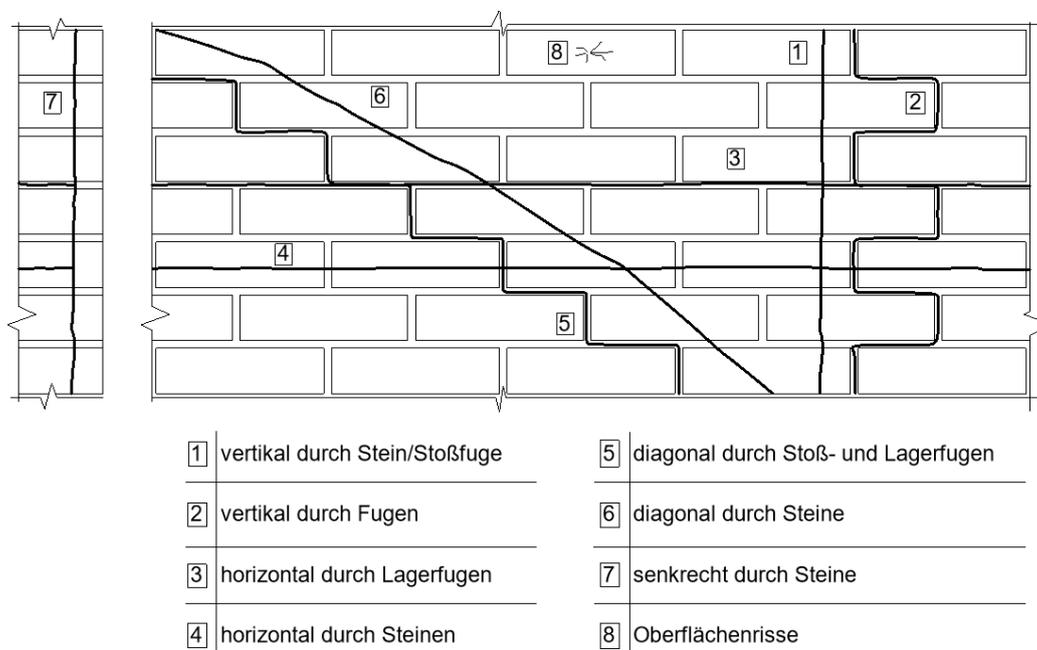


Abb. 6.6: Rissarten im Mauerwerk, nach [19]

Bis heute werden meist traditionelle Spannglieder aus Stabstahl für die Mauerwerksvorspannung verwendet. Einen Überblick über die vorhandenen und in der Praxis eingesetzten Stabstähle ist in der Tabelle 6.1 dargestellt.

Art	Stabdurchmesser (<i>mm</i>)	Stahlgüte (<i>N/mm²</i>)
Spannstähle mit durchlaufend aufgewalzten Gewinderippen z.B. Dywidag	15	855/1080
	22,6	835/1030
	32	835/1030
	36	1080/1230
Hochfeste korrosionssichere Stähle glatt oder gerippt	10	880/990
	12	850/980
	16	800/930
	20	790/900
	25	700/850
	32	630/790

Tab. 6.1: Spannstahl zur Mauerwerkinstandsetzung, nach [19]

Mit der zunehmenden Forschung im Bereich Faserverbundwerkstoffe (FVW) nimmt in letzter Zeit den Einsatz von Spanngliedern aus FVW zu. Gegenüber den herkömmlichen Spanngliedern aus Stahl weisen die FVW Stäbe bessere mechanische Eigenschaften (Zugfestigkeit, E-Modul), Korrosionsschutz und ein geringes Gewicht auf; nachteilig ist aber der Preis der FVW Stäbe.

Welche Art von Spanngliedern anzuwenden ist, lässt sich nicht einfach entscheiden und hängt von den lokalen Bestandsbedingungen ab.

Um eine regelmäßige Verteilung der Druckspannungen zu erzielen, werden meist die Spannglieder zentrisch im Wandquerschnitt angeordnet. Abhängig von dem Ziel können die Spannglieder parallel oder senkrecht zur Lagerfuge geführt werden. Bei einer parallelen Anordnung wirken, die durch das Vorspannen erzeugten Druckspannungen parallel zur Lagerfuge und erzeugen einen zweiachsigen Spannungszustand, was die Gefahr der Rissentstehung infolge Querspannungen verringert. Eine senkrechte Anordnung der Spannglieder ist dagegen günstig, um die erforderliche Standsicherheit der Wände mit geringer Auflast gegenüber horizontalen Kräften zu erzielen; zusätzlich sind die entstehenden Druckspannungen infolge Vorspannung senkrecht zur Lagerfuge mit dem Spannungszustand vom Auflast zu überlagern und jedenfalls die Stabilität der Wand nachzuweisen [19].

Die größte Problematik der Mauerwerksvorspannung liegt bei der Spanngliedverankerung. Einerseits sind die bestehenden Mauerwerksbauten nicht für Vorspannung konstruiert, andererseits weist das Mauerwerk im Vergleich zum Beton eine geringere Druck- und Querkzugfestigkeit auf, was größere Krafteinleitungsbereiche erfordert. Im Allgemeinen werden bei der Mauerwerksvorspannung zwei Verankerungsarten angewendet [19]:

- Verankerung durch Ankerkopf aus Stahl oder Beton (Abb. 6.7);
- Verankerung durch Verbund.

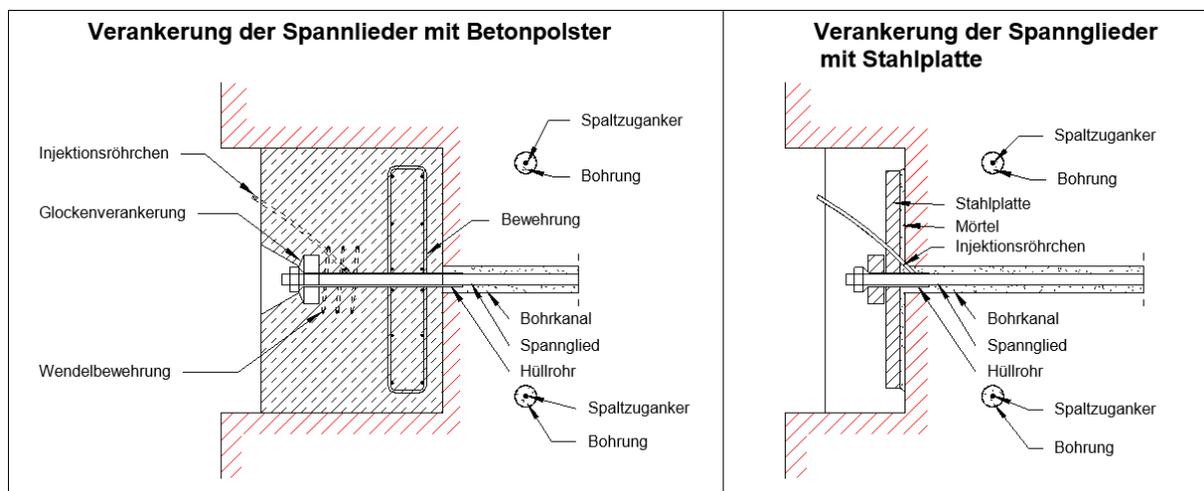


Abb. 6.7: Ankerkörper aus Stahlbeton und Stahl, nach [18]

Auf Abb. 6.7 sind Verankerungsmöglichkeiten mit Betonpolster und Stahlplatte dargestellt. Verankerung mit Betonpolster wird für größere Kräfte bzw. größere erforderliche Krafteinleitungsbereiche angewendet. In dem Betonpolster ist Biege- und Zugspaltbewehrung zu berechnen und anzuordnen. Der Nachteil des Betonpolsters ist der deutlich größer erforderliche Ausstammbereich im Vergleich zur Verankerung mit einer Stahlplatte. Aus diesem Grund wird die Verankerung mit Betonpolster kaum bei Denkmalschutzbauwerken eingesetzt. Die Kraftverankerung mit

Stahlplatte dagegen verlangt eine kleinere Ausstammung des Mauerwerks, was zu dem Favoriten für Instandsetzung und Ertüchtigung von Denkmalschutzbauwerken kommt. Aus Korrosionsschutzgründen wird meist am Ende die Stahlplatte einbetoniert.

Die letzte Möglichkeit ist die Verankerung mit Verbund. In diesem Fall wird die Kraft durch Haft- und Scherverbund entlang einer Verankerungslänge von Bohrloch ins Mauerwerk übertragen. Bei dieser Verankerungsart ist besonders die Verbundfestigkeit zwischen Anker und Verpresskörper bzw. Mauerwerk sicherzustellen und entsprechend in die Berechnung zu berücksichtigen.

Modellbildung und Bemessung

Die in diesem Abschnitt dargestellten Hinweise für die Berechnung von vorgespannten Mauerwerkswänden sind von [18] entnommen worden. Dabei werden die Spannkraftverluste und die Sicherung der Krafteinleitungsbereiche als maßgebende Punkte der Berechnung des vorgespannten Mauerwerks behandelt.

Lt. [18] ist es empfohlen, die zulässigen Spannungen in den Spanngliedern im Gebrauchszustand bis zwei Drittel der zulässigen Spannung des Spannglieds zu halten. Weiters sind bei der Berechnung der Spannkraftverluste infolge thermischer Einwirkung, spontane plastische Verformungen und Kriechen in die Berechnung zu berücksichtigen.

Liegen die Spannglieder drinnen ins Bauwerk, wo die thermischen Einwirkungen gering gehalten sind, können die Kraftverluste infolge thermischer Einwirkungen vernachlässigt werden. Plastische Verformungen aufgrund Bauwerkserschütterungen, Setzungen oder ähnliche Anregungen führen zu zusätzlichen Spannkraftverlusten. Um die Spannkraftverluste gering zu halten, ist es empfehlenswert die Vorspannung des Mauerwerks nach diesen Anregungen durchzuführen. Ist das aber nicht möglich, ist es eine Vorspannung ohne Verbund durchzuführen, damit es später die Möglichkeit gibt, die Spannglieder nachzuspannen und ggf. zu verpressen.

Die Kraftverluste infolge Kriechen sind auf jeden Fall zu berücksichtigen. Die lassen sich lt. [18] wie folgt ermitteln (gilt beim Vorspannen parallel zur Lagerfuge):

$$\Delta P_{\varphi} = \varphi_{\infty} * \sigma_{w,p} * A_p * E_p / E_{w,II} \quad (6.8)$$

wobei,

ΔP_{φ} – Spannkraftverluste infolge Kriechen

$\sigma_{w,p}$ – angestrebte Mauerwerksvorspannung

E_p – E-Modul des Spannstahls

$E_{w,II}$ – E-Modul des Mauerwerks parallel zur Lagerfuge

A_p – Querschnittsfläche des Spanngliedes

φ_{∞} – Endkriechzahl

Weiters sind die Teilflächenpressungen ins Mauerwerk beim Ankerkörper aus Stahl zu begrenzen und die Spaltzugkräfte aufzunehmen. Nach [18] sollen die Teilflächenpressungen parallel zur

Lagerfuge den unten definierten zulässigen Wert nicht überschreiten:

$$zul\ p_T = p_{T0} * (1,75 - 0,75 * \frac{h_{pl}}{t_w}) \quad (6.9)$$

wobei:

p_{T0} – Grundwert der Teilflächenpressung (im Regelfall ist gleich zu der zulässigen Druckspannung des Mauerwerks);

t_w – Wanddicke;

h_{pl} – Höhe bzw. Breite der Ankerplatte.

Um die Spaltzugkräfte in dem Kräfteinleitungsbereich aufzunehmen, werden oft die Kräfteinleitungsbereiche mit Vernadelung quer zur Mauerwerkswand gesichert. Um Stabilitätsprobleme zu vermeiden, muss beim Vorspannen von Mauerwerk eine Mindestauflast vorhanden sein. Nach [18] lässt sich die Mindestauflast beim Vorspannen parallel zur Lagerfuge wie folgt ermitteln:

$$erf\ q = 1,67 * \gamma * \frac{\sigma * P}{t * E_{w,II}} \quad (6.10)$$

wobei:

γ – Sicherheitsbeiwert ($\gamma = 5,0$ empfohlen);

P – Spannkraft;

t – Schichthöhe.

$$\sigma = \frac{P}{h_{pl} * t_w} \quad (6.11)$$

mit:

t_w – Wanddicke und h_{pl} – Höhe der Ankerplatte;

$E_{w,II}$ – Elastizitätsmodul des Mauerwerks parallel zur Lagerfuge;

Kann die erforderliche Auflast nicht gesichert werden, so ist die Spannkraft und die mittlere Druckspannung gering zu halten, oder die Mauerwerkswand vertikal zu vernadeln [18].

Endverankerung durch Verbund

Die Endverankerung der Spannglieder beim bestehenden Mauerwerk stellt eine große Problematik dar. Um das Erscheinungsbild des Mauerwerks zu bewahren, wird meist auf die Endverankerung durch Verbund eingegangen. In diesem Fall soll die Spannkraft entlang einer bestimmten Übertragungslänge durch Haftung, Reibung und Scherverbund ins Mauerwerk eingeleitet werden; problematisch ist aber, dass sich den Verlauf der Verbundspannungen schwierig

abschätzen lässt. Zusätzlich muss in Betracht genommen werden, dass zwei Scherfugen vorhanden sind: Spannglied – Injektionsmantel und Injektionsmantel – Mauerwerk; deswegen ist im Einzelfall zu überprüfen, welche Scherfuge für die Berechnung maßgebend ist. Lt. [18], da den Verlauf der Verbundspannungen ins Mauerwerk unklar ist, wird empfohlen bei größeren Spannkraften Endverankerungselemente vorzusehen.

6.1.5.4 Verstärkung mit Faserverbundwerkstoffen

Die Forschung und Implementierung von Faserverbundwerkstoffen (FVW) als Maßnahme für nachträgliche Bauteilverstärkung nimmt seit 1990 besonders in Italien, USA und Kanada an Bedeutung zu. Zunächst werden die FVW als Verstärkung für Stahlbetonbauteile eingesetzt, heutzutage wird aber ihren Einsatz für fast alle Baumaterialien verbreitet. Bei den Gründerzeitbauwerken wird diese Verstärkungsmaßnahme meist zur Erhöhung der Schubtragfähigkeit der tragenden Mauerwerkswände verwendet. Den größten Vorteil der Verstärkung mit FVW sind der geringe Applikationsaufwand und die bescheidenen Änderungen der Abmessungen und der Steifigkeitseigenschaften der verstärkten Bauteile. Dies ist insbesondere in höheren Erdbebengebieten sehr wichtig, da die Steifigkeit des Bauwerks in erster Linie mit der Größe der Erdbebenkraft in Verbindung steht.

In diesem Abschnitt wird kurz auf die Struktur der FVW eingegangen und wird eine Übersicht über die Applikation der FVW als Verstärkungsmaßnahmen von Mauerwerksbauten gegeben.

Die FVW bestehen aus zwei Komponenten:

- Faser;
- Matrix.

Die Faser als Komponente der FVW übernehmen die Tragfunktion und können aus natürlichen Materialien (z. B. Zellulose) oder aus künstlichen Materialien (Kohlenstofffaser, Glasfaser, Aramidfaser etc.) hergestellt werden. Die Matrix hingegen schafft eine Zusammenarbeit der Faser und hat gleichzeitig die Schutzfunktion vor chemischen Eingriffen und mechanischen Beanspruchungen. Hinsichtlich des Materials wird die Matrix bei den im Bauwesen verwendeten FVW meist aus Polymeren hergestellt [20].

Auf Abb. 6.8 sind die drei typischen Versagensmechanismen der Mauerwerkswände unter horizontale Belastung dargestellt. Im Folgenden werden diese Versagensmechanismen betrachtet und die mögliche Anwendung der FVW zur Sicherung der Mauerwerksscheiben gegeben [20].

Auf welche Art die Mauerwerksscheiben versagen werden, hängt nicht nur von den Materialeigenschaften des Ziegels und des Fugenmörtels ab, sondern auch von der Art der Belastung. Bei einer Kombination von horizontaler Belastung mit einer geringeren vertikalen Auflast (Fall 1) treten Risse in die Mauerwerksscheibe, die grundsätzlich abgetreppt den Fugenverlauf verfolgen, ohne in die Ziegel hineinzugehen. Mit Steigerung der Auflast (Fall 2) verbreiten sich die Risse in die Mauerwerksziegel und letztendlich bei sehr großer Auflast (Fall 3) versagt die Wand infolge konzentrierter Druckbeanspruchung im Bereich des Wandfußes. Die ersten beiden Versagensmechanismen lassen sich sehr einfach durch Einsetzen von FVW in der Wandebene gesichert bzw. verstärkt werden. Die FVW können in Form von Textilien (z. B. Gewebe) durch die ganze Wandoberfläche, als FVW-Lamellen in statischer Sicht wie Zuganker durch erzielte Bereiche der Wand, oder als Kombination von beiden eingesetzt werden (Abb. 6.9). Wichtig ist, einen

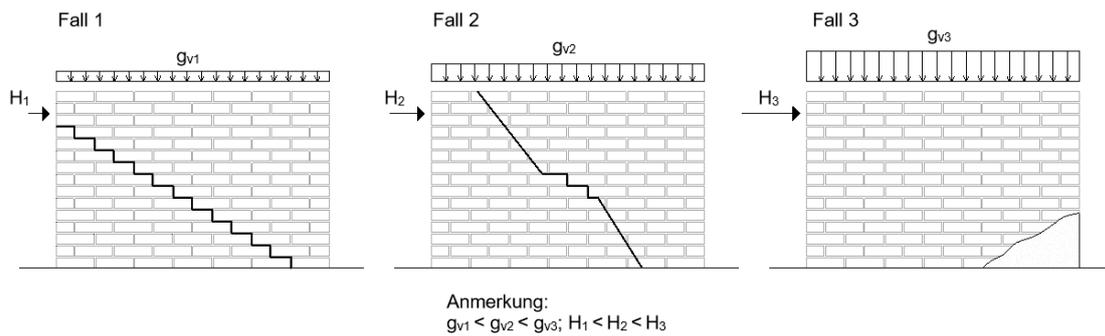


Abb. 6.8: Versagensmechanismen der Mauerwerkswände unter horizontale Belastung, nach [20]

gesicherten Klebeverbund zwischen den FVW und der Wandoberfläche zu gewährleisten [20] [21].

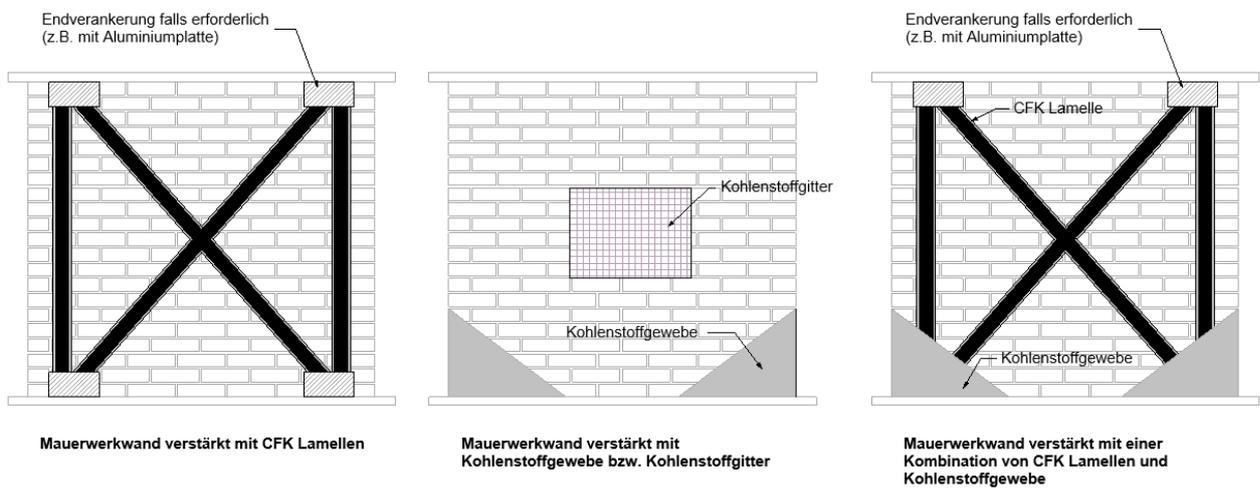


Abb. 6.9: Verstärkung von Mauerwerksscheibe mit FVW

Auf Abb. 6.10 ist eine mit FVW Lamellen als Zugstäbe verstärkende Mauerwerksscheibe dargestellt. Die Bemessung der verstärkenden Mauerwerksscheibe lässt sich mit den im Betonbau bekannten Stabwerkmodellen sehr einfach durchsetzen.

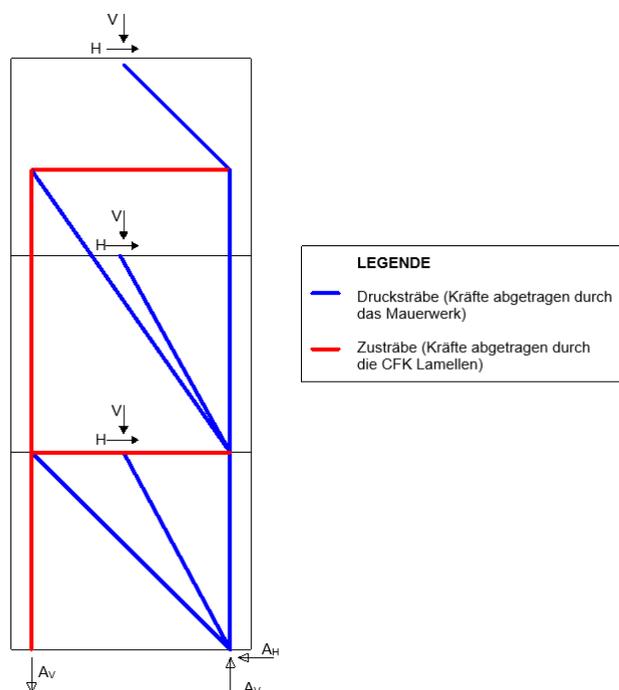


Abb. 6.10: Verstärkung der Mauerwerksschieben mit FVW Lamellen

6.1.5.5 Stahlrahmen und Stahlfachwerke

Stahlrahmen und Stahlfachwerke werden bei Erdbebenertüchtigung von Gründerzeitbauwerken hauptsächlich als Ersatz für die aufgrund Umbaumaßnahmen entfallenen oder mit Öffnungen geschwächten Aussteifungswände (Haupt- und Trennwände) eingesetzt (Abb.6.11). Seltener finden Stahlelemente (Fachwerke und Rahmen) bei mangelhafter horizontaler Aussteifung Einsatz als zusätzliche Verstärkungselemente ins Bauwerk.

Der Hauptpunkt bei dieser Verstärkungsmaßnahme ist die Sicherstellung einer schubsteifen Verbindung zwischen den Stahlelementen und dem bestehenden Tragsystem. Lt. [14] kann die Verbindung bzw. die Schubübertragung zwischen Stahlelementen und Mauerwerk mit Klebean kern oder mit Einsatz von FRP Gewebe mit Epoxidharz sichergestellt werden. Falls die entfernte Mauerwand nicht durch einen Stahlrahmen kompensiert werden kann, bietet sich die Möglichkeit mittels Stahlverbände in der Deckenebene die horizontalen Kräfte auf die benachbarten Aussteifungswände zu übertragen (Abb. 6.12).

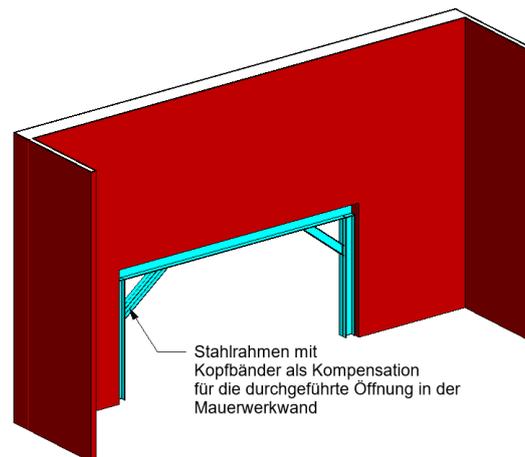


Abb. 6.11: Stahlrahmen mit Kopfbändern als Kompensationsmaßnahme für die geschwächte Mauerwand

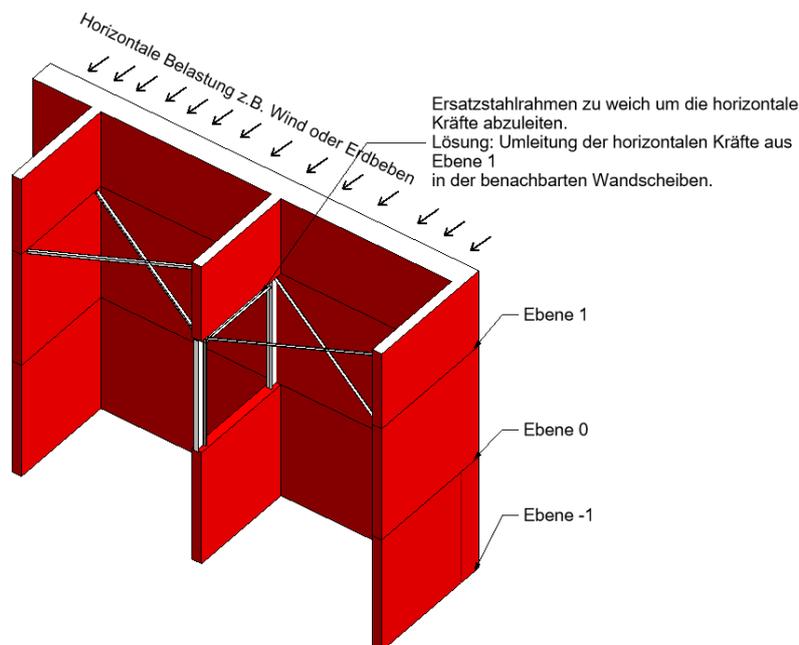


Abb. 6.12: Ersatzmaßnahmen bei vertikal nichtdurchlaufender Aussteifungssituationen, nach [14]

6.2 Geschosdecken, Maßnahmen zur Erzielung der Scheibentragwirkung

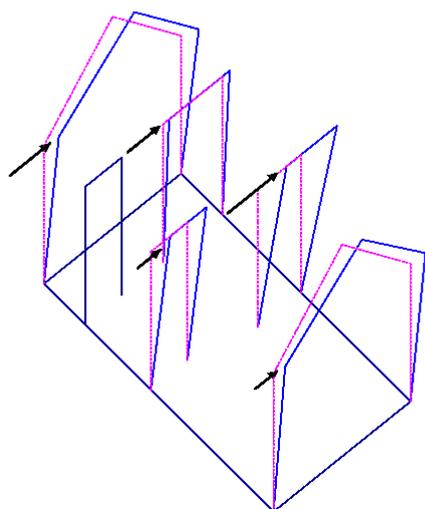
Die Geschosdecken spielen eine wichtige Rolle beim Erdbebenverhalten des Gesamttragwerksystems. Abhängig von der Schubsteifigkeit können die Geschosdecken als schubweich oder schubsteif betrachtet werden. Vorteilhaft für das Tragwerksverhalten während Erdbeben sind die schubsteifen Geschosdecken, da die eine Scheibentragwirkung und dadurch eine Verteilung der horizontalen Erdbebenkräfte in der Deckenebene ermöglichen.

Die günstige Wirkung einer schubsteifen Decke wird anhand der Abb. 6.13 dargestellt. Die oberste verstärkte schubsteife Bestandsdecke stellt die Gesamttragwirkung des Tragsystems während Erdbeben sicher und ermöglicht nach der Erschöpfung der Tragfähigkeit einiger Wände, die Tragreserven anderer Wände (falls vorhanden) ausgenutzt zu sein.

Laut ONR 24009 können nur die folgenden Deckenarten (unter Voraussetzung einer entsprechenden Verschleißung) als horizontalkraftverteilend angesehen werden [1]:

- Stahlbetondecken;
- Verbunddecken;
- Platzdecken;
- Gewölbe;
- Vollholzdecken.

Verschiebung der Wände ohne aussteifende oberste Bestandsdecke



Verschiebung der Wände mit aussteifender oberster Bestandsdecke

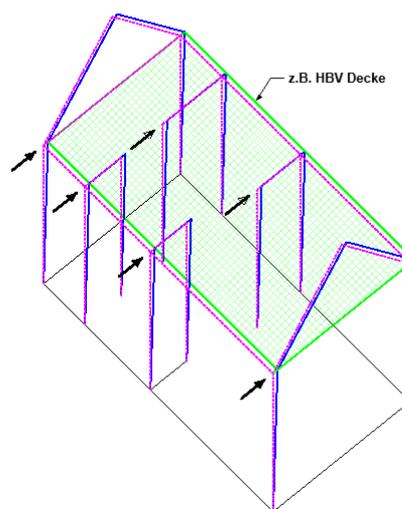


Abb. 6.13: Verschiebung der Querwände ohne (links) und mit (rechts) aussteifender oberster Bestandsdecke, nach [1]

Wie bereits im Kapitel 3 beschrieben, bei den Gründerzeitbauwerken sind meist Holzdeckenkonstruktionen für die Geschossunterteilung zu finden. Aus mehreren Gründen vielen dieser Geschossdecken erfüllen nicht mehr die erforderlichen Anforderungen angesichts der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit, deswegen sind in den letzten Jahrzehnten viele Verstärkungsmöglichkeiten entwickelt. Mit besonderer Bedeutung für das Thema Erdbebenertüchtigung sind die Maßnahmen, die eine schubweiche Holzdeckenkonstruktion horizontalkraftverteilend (schubsteif) in seiner Ebene machen. In diesem Sinne wird in diesem Abschnitt eine der meist verwendeten Verstärkungsmaßnahme zur Erzielung der Scheibenwirkung bei den Holzdeckenkonstruktionen der Gründerzeit dargestellt. Es handelt sich um die Verstärkung der Holzdecken mit Aufbringen

einer Betonaufschicht (Holz-Beton-Verbunddecke).

HBV Decke

Die Verstärkung einer bestehenden Holzdecke mit Aufbringen einer Betonaufschicht bringt mehrere Vorteile:

- Erhöhung der Tragfähigkeit und der Steifigkeit der Decke;
- geringere Schwingungsanfälligkeit;
- Verbesserung der Schal- und Brandschutzeigenschaften;
- Erschaffung der Scheibentragwirkung in der Deckenebene.

Seit 1970 wird intensiv auf diese Verstärkungsmaßnahme mit dem Ziel Erhöhung der Tragfähigkeit und Steifigkeit bestehender Holzdecken geforscht. Besonders wird diese Maßnahme zur Verstärkung gründerzeitlicher Dippelbaum- und Tramdecken eingesetzt (Abb. 6.14). Wesentlich für die Bemessung sind die Materialkennwerte der bestehenden Holzdecken unter Berücksichtigung der Holzschäden und der zeitabhängigen Veränderung der Materialeigenschaften.

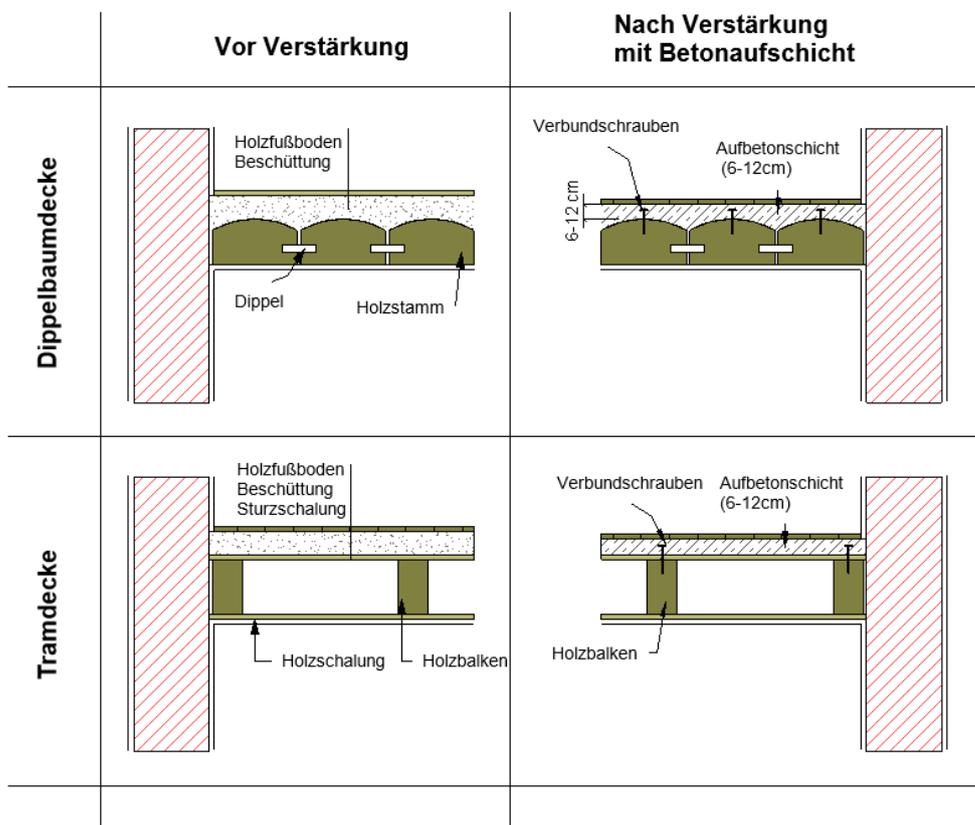


Abb. 6.14: Sanierungsmaßnahmen bei Dippelbaum – und Tramdecken

Die Aufbetonschichten werden meist in einer Dicke von 6-12 cm ausgeführt. Neben Verwendung von Normalbeton (C25/30) mit herkömmlichen Bewehrungsmatten, werden heutzutage Aufbetonschichten aus Leichtbeton oder Betonschichten mit Fasserbewehrung immer mehr angewendet.

Der grundlegende Punkt dieser Verstärkungsmaßnahme ist die Sicherstellung der Verbindung bzw. der Aufnahme der Schubspannungen zwischen der Aufbetonschicht und der Holzkonstruktion. Dafür sind verschiedene Verbindungsmittelfamilien verfügbar und bereits eingesetzt; hier wird nur einen kurzen Überblick eingegeben.

Bis 1980 werden nur einfache Verbindungsmittel wie Nagel angewendet [1]. Heutzutage besonders für neue HBV Decken sind mehrere Typen verfügbar. Allgemein lassen sich die Verbindungsmittelfamilien in vier Gruppen unterteilen (Abb. 6.15), nämlich:

- Verbindung durch Kleber;
- Reibungsverbund und Formschluss;
- Mechanischer Verbund;
- Mischformen.

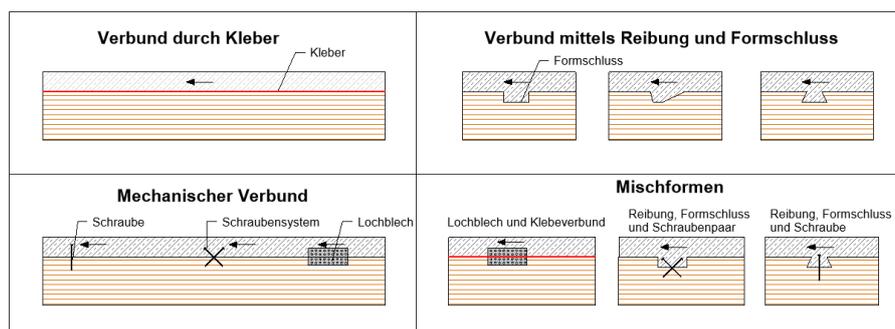


Abb. 6.15: Verbindungsmittelfamilien bei HBV Decken

Kleberverbindungen, Verbindungen mit Formschluss und Mischverbindungen haben in der letzten Zeit an Forschung gewonnen und werden meist für neue HBV Decken angewendet. Bei der Verstärkung bestehender Holzdecken wird meist die Übertragung der Schubkräfte in der Schubfuge durch mechanischen Verbund bzw. Schrauben sichergestellt. Auf Abb. 6.16 sind die zwei am häufigsten verwendeten Schraubensysteme zur Verstärkung bestehender Holzdecken dargestellt.

Berechnungsmethoden und Nachweise

Die folgenden Methoden werden in der Praxis bei der Berechnung von HBV Decken angewendet:

- γ Verfahren;
- Schubanalogieverfahren;
- Berechnung mittels Finite Elemente.

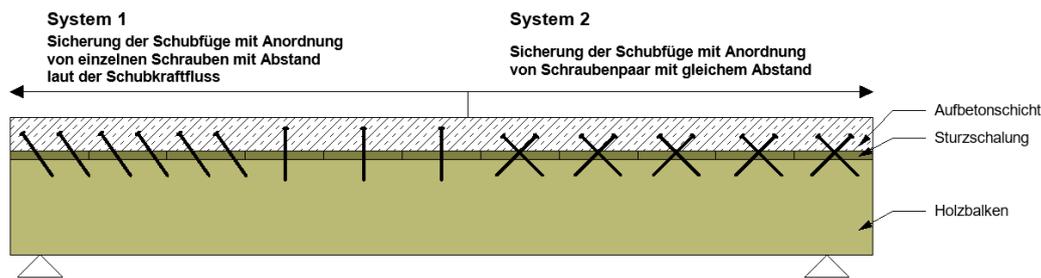


Abb. 6.16: Verbindungssysteme mit Schrauben zur Verstärkung bestehender Holzdecken

Von diesen Methoden hat das γ Verfahren den größten Einsatz in der Praxis genommen. Aus diesem Grund wird hier das γ Verfahren erläutert.

Das γ Verfahren kann nur unter den folgenden Voraussetzungen angewendet werden [23]:

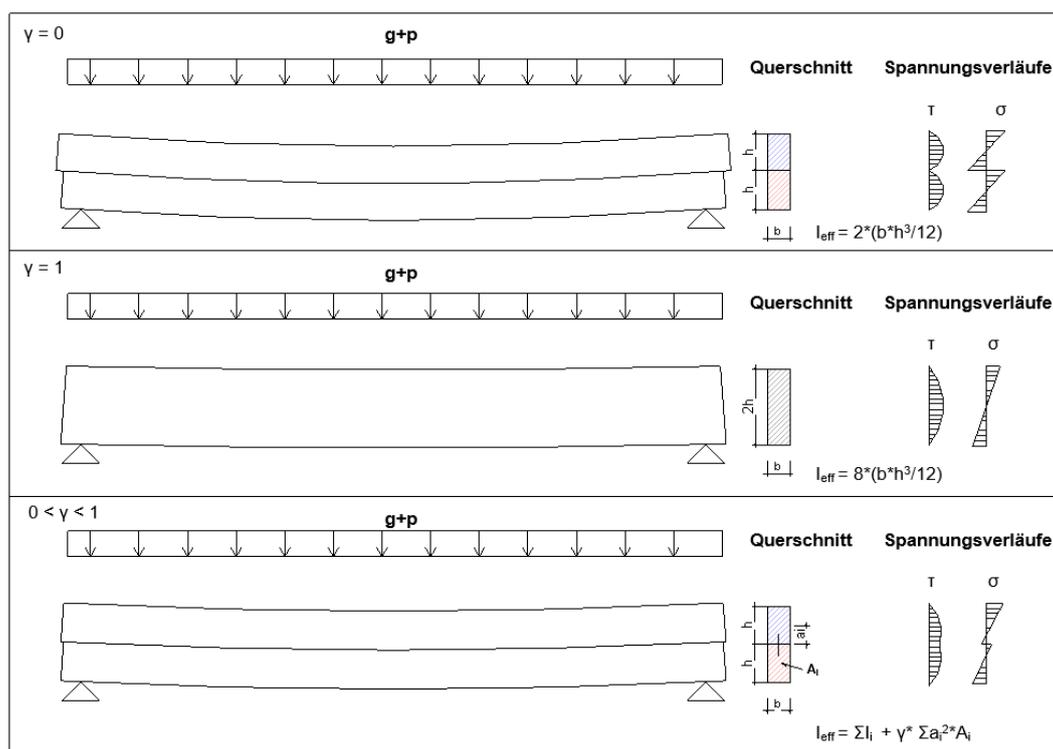
- Statisch bestimmter Einfeldträger;
- Sinusförmige Belastung;
- Konstante Querschnitte (max. drei Teilquerschnitte);
- Gültigkeit der Bernoulli Hypothese in den Teilquerschnitten;
- Kontinuierlicher, konstanter Verbund;
- Vernachlässigung der Schubverformungen der Teilquerschnitte.

Trotz der Anwendungseinschränkungen bietet das γ Verfahren eine gute Näherung für die Praxis. Eine Anwendung dieses Verfahrens ist zur Ermittlung der Schnitt- und Verformungsgrößen unter Berücksichtigung der Momentennullpunkte auch bei einem Drucklaufträger oder einem Kragarm möglich.

Das γ Verfahren lässt sich am einfachsten aus Abb. 6.17 erklären. Abhängig von dem Grad der Verbindung zwischen den Holzbaeklen, die ein aufeinander liegen (bei HBV Decke zwischen dem Holz und der Betonaufschicht), können die folgenden drei Extremfällen betrachtet werden:

- keine Verbindung ($\gamma = 0$)
- starre Verbindung ($\gamma = 1$)
- nachgiebige Verbindung ($0 < \gamma > 1$)

Abhängig von der Größe von γ wird von der ideellen Steifigkeit des starren Verbunds eine wirksame Steifigkeit des elastischen Verbundes durch Abminderung des Steineranteils des Trägheitsmomentes mit dem Nachgiebigkeitsfaktor γ berechnet [23]. Da die Holz- und Betonmaterialeigenschaften zeitabhängig sind, sind die Nachweise im Regelfall zum Zeitpunkt $t = 0$ und $t = \infty$ durchzuführen.

Abb. 6.17: γ Verfahren

Im Folgenden wird die Anwendung des γ Verfahrens an Beispiel eines „T“ Querschnitts (Abb. 6.18) mit dem ganzen Formelapparat dargestellt.

Die Effektive Biegesteifigkeit wird wie folgt ermittelt:

$$EI_{eff} = E_2 * I_{eff} = E_2 * (n * I_1 + I_2 + \gamma * \frac{n * A_1 * A_2}{n * A_1 + A_2} * e^2) \quad (6.12)$$

dabei lässt sich γ wie folgt berechnen:

$$\gamma = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 * E_1 * A_1 * a_1}{K/s * l^2 * e}} \quad (6.13)$$

$$\gamma = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 * E_1 * A_1 * a_1}{K/s * l^2 * e}} \quad (6.14)$$

$$a_1 = \frac{A_2 * e}{n * A_1 + A_2} \quad (6.15)$$

$$a_1 = \frac{n * A_1 * e}{n * A_1 + A_2} \quad (6.16)$$

K/s – Steifigkeit der Verbundfuge;

K – Verschiebungsmodul der Verbindungsmittel;

s – Abstand zwischen der Verschiebungsmittel;

l – Stützweite des Verbundträgers;

n – das Verhältnis $\frac{E_1}{E_2}$

E_i – Elastizitätsmodul der Teilquerschnitte;

A_i – Fläche der Teilquerschnitte;

I_i – Trägheitsmoment der Teilquerschnitte;

S_i – Schwerpunkt der Teilquerschnitte.

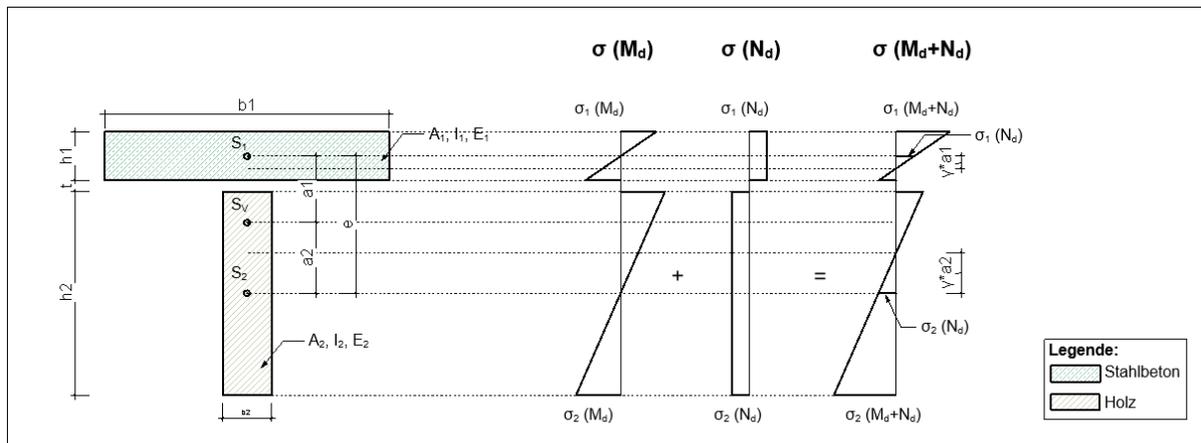


Abb. 6.18: Das γ Verfahren anhand eines „T“ Querschnitts

Wenn die effektive Biegesteifigkeit und das γ Beiwert ermittelt sind, lassen sich die Nachweise der Normal- und Schubspannungen mit den folgenden Formeln ermitteln:

Normalspannungen des Teilquerschnitts „1“:

$$\sigma_{1,N,d} = \frac{M_d}{I_{ef}} * n * \gamma * a_1 \quad (6.17)$$

$$\sigma_{1,M,d} = \frac{M_d}{I_{ef}} * n * \frac{h_1}{2} \quad (6.18)$$

Normalspannungen des Teilquerschnitts „2“:

$$\sigma_{2,N,d} = \frac{M_d}{I_{ef}} * \gamma * a_2 \quad (6.19)$$

$$\sigma_{2,M,d} = \frac{M_d}{I_{ef}} / \frac{h_1}{2} \quad (6.20)$$

Die maximalen Schubspannungen beider Teilquerschnitte befinden sich in der Spannungsnullebenen und lassen sich mit der folgenden Formel bestimmen:

$$\tau_{2,d,max} = \frac{V_d}{2 * I_{ef}} \left(\gamma * a_2 + \frac{h_2}{2} \right)^2 \quad (6.21)$$

Der Schubfluss t_d und die Beanspruchung T_d der Verbindungsmittel können wie folgt berechnet werden:

$$t_d = V_d \frac{n * \gamma * a_1 * A_1}{I_{ef}} \quad (6.22)$$

$$T_d = t_d * s \quad (6.23)$$

Für die Berechnung der effektiven Steifigkeit darf der effektive Verbindungsmittelabstand genutzt werden, wenn die Verbindungsabstände s_{max} und s_{min} entsprechend der Querkraftlinie angeordnet sind.

$$s_{efd} = 0,75s_{min} + 0,25s_{max} \quad (6.24)$$

mit:

$$s_{max} \leq 4 * s_{min} \quad (6.25)$$

Kapitel 7

Zusammenfassung

Um die Notwendigkeit neue Wohnflächen für die wachsende Bevölkerung in den Städten Europas zu schaffen, werden sehr oft die Bestandsbauten mit einem oder mehreren Dachgeschossen ausgebaut. Zusätzlich, um die heutigen Anforderungen der Bewohner zu erfüllen, mussten viele Bestandsbauten umgebaut bzw. adaptiert werden. Von diesen Maßnahmen sind besonders die Bauwerke der Gründerzeit betroffen, da die nach tradierten Regeln ohne Berücksichtigung der Erdbebeneinwirkungen bemessen und ausgeführt sind. Mit der Einführung der Eurocodes ist aber der Nachweis der Standsicherheit unter Berücksichtigung des Lastfalls Erdbeben sowohl für Neubauten als auch für Bestandsbauten, die eine Tragwerksänderung (z.B. Umbau) erfahren, zu erbringen. Dies führte zur Erkenntnis, dass viele Gründerzeitbauten nicht in der Lage sind, die Erdbebenanforderungen des EC 8 zu erfüllen und mussten somit gegen den LF Erdbeben verstärkt werden.

Diese Diplomarbeit beschäftigt sich mit der Erdbebenertüchtigung von den Bauwerken der Gründerzeit; dabei ist der Schwerpunkt auf den normativen Grundlagen zur Behandlung bestehender Bauwerke und auf den Erdbebenertüchtigungsmaßnahmen für Gründerzeitbauwerke gelegt. Nicht alle bestehenden Bauwerke müssen für den Lastfall Erdbeben überprüft oder verstärkt werden. Welche Bauwerke und in welchem Masse untersucht werden müssen, ist von den Richtlinien „Leitfaden zur OIB-Richtlinie 1“, „Erläuternde Bemerkungen zur OIB-Richtlinie 1“, ONR 24009 und der ÖNORM B 1998-3 (gelten in Österreich) zu entnehmen; dabei ist auf die folgenden vier wichtigen Begriffen Betracht zu nehmen: „Bestandserhebung“, „rechtmäßiger Bestand“, „Erdbebenerfüllungsfaktor“ und „Personenanzahl“.

Ein rechtmäßiger Bestand liegt vor, wenn das Bauwerk, das zum Zeitpunkt der Baubewilligung geforderte Sicherheitsniveau erfüllt. Als Grundlage für die Feststellung, ob ein rechtmäßiger Bestand gegeben ist, ist die Bestandserhebung anzuwenden. Grundsätzlich darf das Sicherheitsniveau eines Bestands nicht verschlechtert werden. Für die bestehenden Bauwerke sind lt. ÖNORM B 1998-3 Abweichungen des Sicherheitsniveaus im Vergleich zu Neubauten für außergewöhnliche Einwirkungen wie Erdbeben zulässig. Dies ist mit dem Erdbebenerfüllungsfaktor in Abhängigkeit von der Schadenfolgeklasse definiert. Dabei ist es sehr wichtig, auf die Personenanzahl zu achten, da der Erdbebenerfüllungsfaktor mit der Erhöhung der Personenanzahl proportional steigt.

Weiters ist im Kapitel 5 auf die Berechnungsmethoden zur Erdbebenanalyse eingegangen. Lt. ÖNORM EN 1998-1 können lineare und nichtlineare Methoden zur Erdbebenanalyse angewendet werden. In den letzten Jahren ist die Anwendung der s.g. push over Methode gesteigert, insbesondere dazu, weil diese Methode in erster Linie die Kapazität des Bauwerks mittels der Push Over Kapazitätskurve und die Schwachstellen einzelner Bauteile (z.B. Mittelwand) darstellt. Welche Methode anzuwenden ist, hängt auch von der s.g. KL ab, und ist in ÖNORM B 1998-3 definiert.

Schließlich sind im Kapitel 6 die Erdbebenertüchtigungsmaßnahmen für die Gründerzeitbauwerke gegeben; dabei ist in erster Linie auf die Verstärkung der Mauerwerkswände eingegangen. In den letzten Jahren ist eine Reihe von Ertüchtigungsmaßnahmen für Mauerwerksbauten entwickelt. Im Kapitel 6 sind nur die in der Praxis meist verwendeten Ertüchtigungsmaßnahmen gegeben. Welche Ertüchtigungsmaßnahme anzuwenden ist, unterscheidet sich von Fall zu Fall und lässt sich nicht einfach sagen. Jedes bestehende Bauwerk stellt eine eigene Problematik dar und ist deswegen als Einzelfall zu betrachten. Wichtig ist eine entsprechende Untersuchung des Bestands lt. den Normen durchzuführen, die Schwachstellen des Bauwerks zu erkennen und davon eine Ertüchtigungsstrategie zu entwickeln. Da viele Ertüchtigungsmaßnahmen nicht in den Normen und in den Richtlinien geregelt sind, ist es bei wichtigeren Bauwerken empfehlenswert, eine Qualitätssicherung mittels Prüfversuche durchzuführen, um die Effektivität der Ertüchtigungsmaßnahmen zu überprüfen.

Kapitel 8

Anhang

In diesem Anhang wird die Erdbebenberechnung einer Zwischenwand lt. der folgenden drei Berechnungsmethoden durchgeführt:

- vereinfachtes Antwortspektrumverfahren;
- multimodales Antwortspektrumverfahren;
- Push Over Verfahren.

Anschließend werden die Ergebnisse zusammengefasst und diskutiert.

Die Geometrie des Bauwerks bzw. der Zwischenwand im Grund- und Aufriss ist von Abb. 8.1 zu entnehmen.

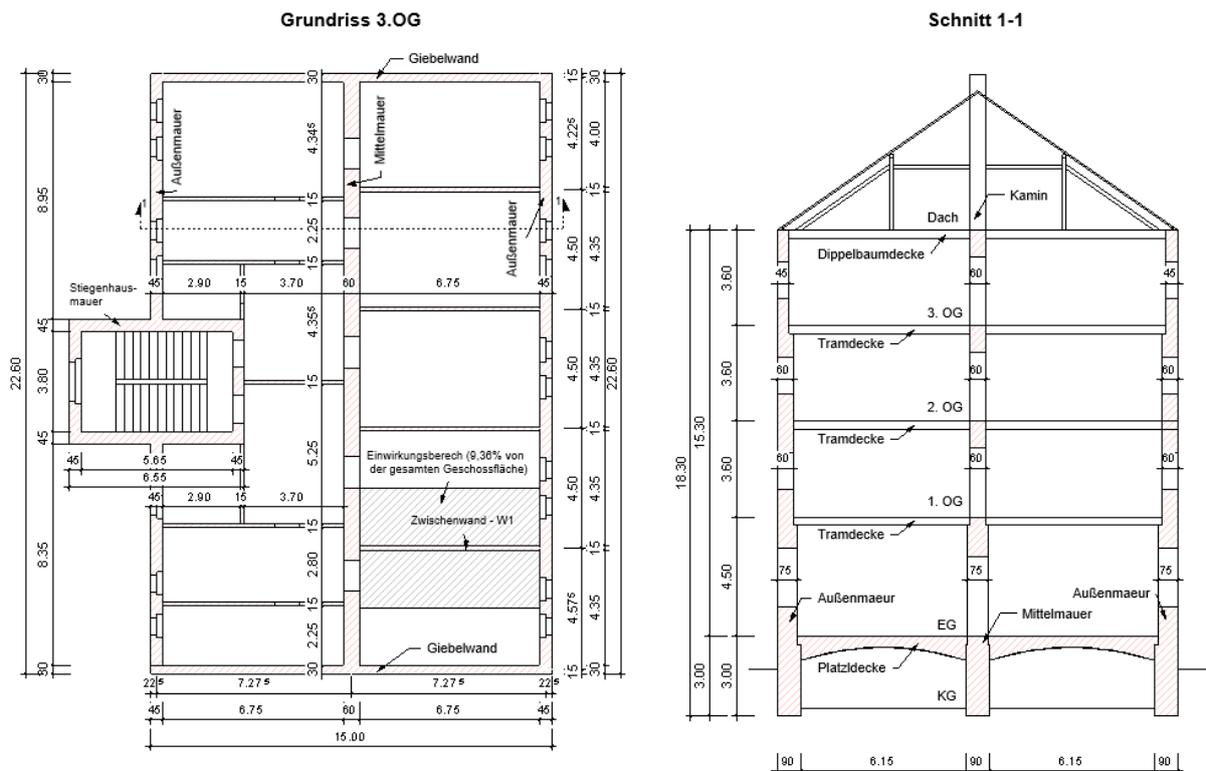


Abb. 8.1: Grundriss und Schnitt des Bauwerks

Lastannahmen

Die für die Berechnung genommenen Lasten sind in Tab. 8.1 dargestellt. Bei den ständigen Lasten handelt sich um Eigengewicht der Decken inklusive der Deckenaufbaulasten. Die Nutzlasten sind lt. ÖNORM EN 1991-1-1, Kategorie A angenommen und gemäß ÖNORM EN 1998-1 mit dem Faktor 0,3 bei der modalen Analyse bzw. Erdbebenberechnung abgemindert.

Decke über	ständige Lasten kN/m ²	Nutzlasten kN/m ²
3 OG	4,5	1
2 OG	2,5	2
1 OG	2,5	2
EG	2,5	2

Tab. 8.1: Lastannahmen pro Geschoss

Für die Berechnung der Eigenlasten der Mauerwerkswände sind die folgenden Gewichte abhängig von der Wanddicke angenommen:

- Mauerwerkswand 15cm, $g = 3,1 \text{ kN/m}^2$;
- Mauerwerkswand 30 cm, $g = 5,8 \text{ kN/m}^2$;
- Mauerwerkswand 45 cm, $g = 8,5 \text{ kN/m}^2$;
- Mauerwerkswand 60 cm, $g = 11,2 \text{ kN/m}^2$;
- Mauerwerkswand 75cm, $g = 14,0 \text{ kN/m}^2$.

Massenermittlung

Auf der Abb. 8.2 sind die Massen von den Wänden für die Erdbebenberechnung geschossweise dargestellt.

	Geschoss		Dach			
	Dicke (cm)	Höhe (m)	Länge (m)	g (kN/m ²)	Durchbruchanteil (%)	Gewicht (kN)
Giebelwände	30	0	30	5.8	0	0
Außenwände	45	0	39.9	8.5	15	0
Stiegenhausm.	45	0	20.7	8.5	10	0
Mittelwand	60	4	22	11.2	15	837.760
Zwischenwände	15	0	0	3.1	0	0
					Σ	837.760

	Geschoss		3 Obergeschoss			
	Dicke (cm)	Höhe (m)	Länge (m)	g (kN/m ²)	Durchbruchanteil (%)	Gewicht (kN)
Gabelwände	30	3.6	30	5.8	0	626.400
Außenwände	45	3.6	39.9	8.5	15	1037.799
Stiegenhausm.	45	3.6	20.7	8.5	10	570.078
Mittelwand	60	3.6	22	11.2	15	753.984
Zwischenwände	15	3.6	62.75	3.1	5	665.2755
					Σ	3653.537

	Geschoss		1 und 2 Obergeschoss			
	Dicke (cm)	Höhe (m)	Länge (m)	g (kN/m ²)	Durchbruchanteil (%)	Gewicht (kN)
Gabelwände	30	3.6	30	5.8	0	626.400
Außenwände	60	3.6	39.9	11.2	15	1367.453
Stiegenhausm.	45	3.6	20.7	8.5	10	570.078
Mittelwand	60	3.6	22	11.2	15	753.984
Zwischenwände	15	3.6	62.75	3.1	5	665.276
					Σ	3983.191

	Geschoss		Erdgeschoss			
	Dicke (cm)	Höhe (m)	Länge (m)	g (kN/m ²)	Durchbruchanteil (%)	Gewicht (kN)
Gabelwände	30	4.5	30	5.8	0	783
Außenwände	75	4.5	39.9	14	15	2136.645
Stiegenhausm.	45	4.5	20.7	8.5	10	712.598
Mittelwand	75	4.5	22	14	15	1178.100
Zwischenwände	15	4.5	62.75	3.1	5	831.594
					Σ	5641.937

Abb. 8.2: Massenermittlung von den Wänden

Die Massen aus den Deckenbelastungen sind in der Tab. 8.2 gegeben.

Decke über	A (m ²)	g - ständige Lasten (kN)	p - Nutzlasten (kN)
3 OG	353,4	1590,3	106,02
2 OG	353,4	883,5	212,04
1 OG	353,4	883,5	212,04
EG	353,4	883,5	212,04

Tab. 8.2: Deckenmassen pro Geschoss

Für die Erdbebenberechnung wird das Gebäude als Kragarm mit vier Massen betrachtet. Das statische System und die Unterteilung der Massen pro Geschoss sind auf Abb. 8.3 dargestellt.

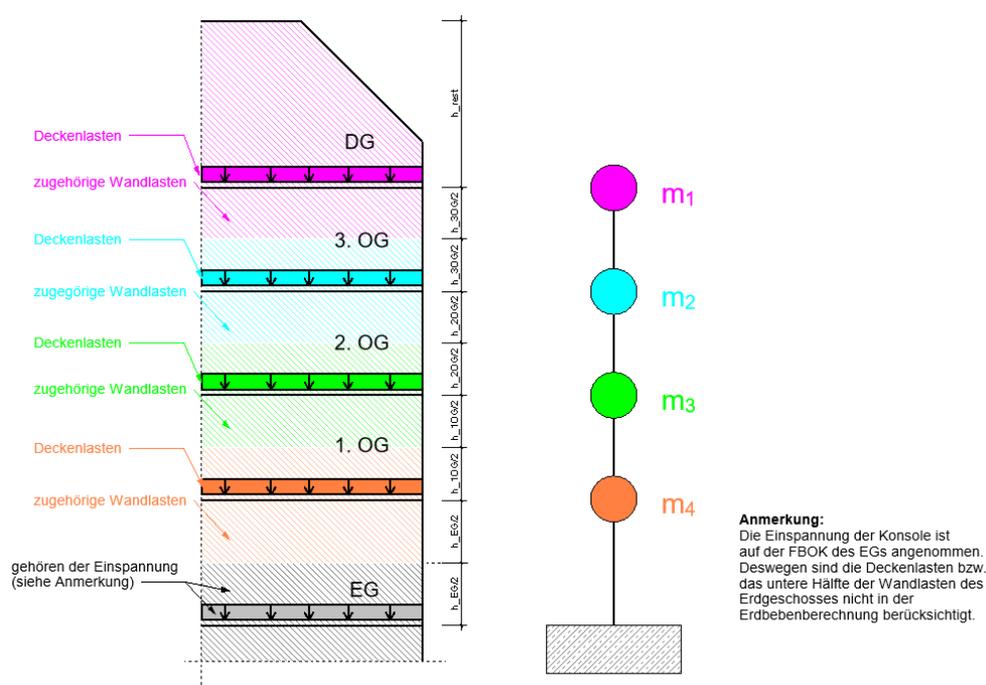


Abb. 8.3: Massenaufteilung pro Geschoss

Anschließend sind die folgenden Massen für die Erdbebenberechnung zu berücksichtigen (Tab. 8.3).

	Decke über	g (kN)	p (kN)	Wandmassen(kN)	M_{gesamt} (kN)
m_1	3. OG	1590,3	106,02	2664,53	4360,85
m_2	2. OG	883,5	212,04	3818,36	4913,90
m_3	1. OG	883,5	212,04	3983,19	5078,73
m_3	1. OG	883,5	212,04	4812,56	5908,10
				Σ	20261,59

Tab. 8.3: Ermittlung der Gesamtmasse zur Erdbebenberechnung

Erdbebenbeanspruchung

Das Bauwerk befindet sich in Wien, Österreich. Die notwendigen Daten zur Ermittlung des Antwortspektrums sind aus der Tab. 8.4 zu entnehmen.

Ort	Wien, Österreich
Erdbebenzone	3
Referenzbodenbeschleunigung	0.80 m/s^2
Antwortspektrum Typ	1
Bodenparameter S	1,2
Verhaltensbeiwert q	1,5
$T_B(s)$	0,15
$T_C(s)$	0,5
$T_D(s)$	2

Tab. 8.4: Erforderliche Daten zur Ermittlung des Bemessungs- bzw. Linearesantwortspektrum

Dabei ist es wichtig, zwischen Bemessungs-Antwortspektrum und Elastisches-Antwortspektrum zu unterscheiden. Das Erste wird für die ersten zwei Berechnungsmethoden gebraucht, das Zweite dagegen für das Push Over Verfahren.

Die Antwortspektren sind auf Abb.8.4 dargestellt. Der Unterschied liegt bei dem Verhaltensbeiwert "q", das bei den ersten zwei Methoden zu berücksichtigen ist.

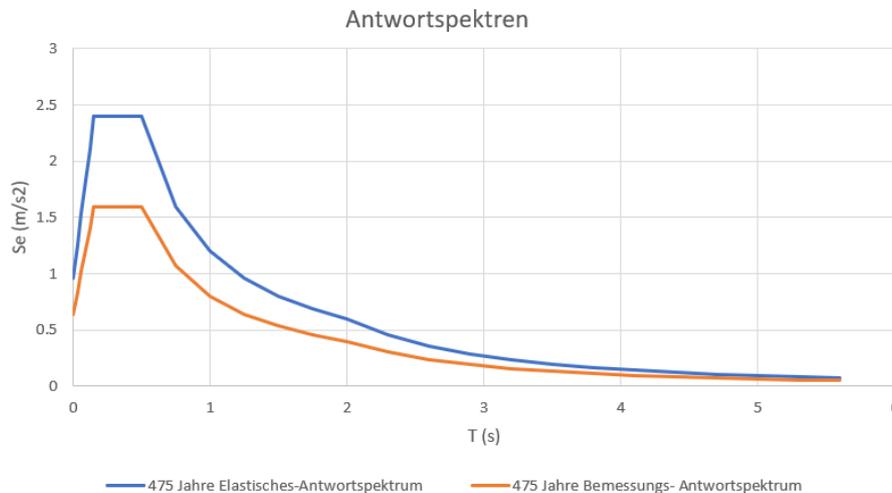


Abb. 8.4: Antworspektren

Materialeigenschaften

Das Mauerwerk hat die folgenden Materialeigenschaften:

- $f_{bk} = 2,1kN/cm^2$ - Mittelwert der Steindruckfestigkeit
- $f_{mk} = 0,1kN/cm^2$ - Mittelwert der Mörteldruckfestigkeit

-
- $f_{v,k0} = 0,01kN/cm^2$ - charakteristische Anfangsscherfestigkeit
 - $f_k = 0,347kN/cm^2$ - charakteristischer Wert der Mauerwerksdruckfestigkeit
 - $f_{mk} = 0,49kN/cm^2$ - Mittelwert der Mauerwerksdruckfestigkeit
 - $f_{v,m0} = 0,02kN/cm^2$ - Mittelwert der Anfangsscherfestigkeit
 - $E_{1,k} = 105kN/cm^2$ - charakteristisches Elastizitätsmodul ungerissen
 - $G_{1,k} = 42kN/cm^2$ - charakteristisches Schubmodul ungerissen
 - $E_{2,k} = 52,5kN/cm^2$ - charakteristisches Elastizitätsmodul gerissen
 - $G_{2,k} = 21kN/cm^2$ - charakteristisches Schubmodul gerissen
 - $E_{1,m} = 162,75kN/cm^2$ - Mittelwert des Elastizitätsmoduls ungerissen
 - $G_{1,m} = 65,1kN/cm^2$ - Mittelwert des Schubmoduls ungerissen
 - $E_{2,m} = 81,375kN/cm^2$ - Mittelwert des Elastizitätsmoduls gerissen
 - $G_{2,m} = 32,55kN/cm^2$ - Mittelwert des Schubmoduls gerissen
 - $\gamma_m = 2,5$ - Teilsicherheitsbeiwert Mauerwerk
 - $\gamma_{m,E} = 2/3 * \gamma_m = 1,67$ - Teilsicherheitsbeiwert Mauerwerk für außergewöhnliche Einwirkungen

Vereinfachtes Antwortspektrumverfahren

Die Berechnung und Verteilung der Gesamterdbebenkraft erfolgt gemäß der Formeln (5,2) und (5.3). Die erste Eigenform des Gesamtbauwerks wird lt. ÖNORM EN 1998-1 4.3.3.2.2 (3) berechnet und beträgt:

$$T_1 = C_t * H^{3/4} = 0,050 * 15,3^{3/4} = 0,38 \text{ s}$$

Dementsprechend beträgt den Spektralwert $S_d(T_1) : 1,6 \text{ m/s}^2$. Die berechneten Erdbebenkräfte für das Gesamtbauwerk sind in Tab. 8.5 gegeben.

	h_i (m)	$m_i * h_i$	F_i (kN)
m_1	15,3	66720,98	957,89
m_2	11,7	57492,67	825,40
m_3	8,1	41137,71	590,60
m_4	4,5	26586,47	381,70
	Σ	191937,83	2755,59

Tab. 8.5: Erdbebenkräfte für das gesamte Bauwerk

Im Weiterem wird es angenommen, dass 9,36 % (siehe Abb. 8.1) der Gesamterdbebenkraft der Zwischenwand - W1 gehören. Die zugehörigen Erdbebenkräfte der Zwischenwand - W1 sind in Tab. 8.6 gegeben.

Wand 1	h_i (m)	Faktor	Masse (kNs^2/m)	F_i (kN)
m_1	15,3	0,0936	40,82	89,66
m_2	11,7	0,0936	45,99	77,26
m_3	8,1	0,0936	47,54	55,28
m_4	4,5	0,0936	55,30	35,73
		Σ	189,65	257,93

Tab. 8.6: Erdbebenkräfte für die Zwischenwand (Wand 1)

Somit ergeben sich die folgenden Querkräfte:

$$V_1 = F_1 = 89,66 \text{ kN}$$

$$V_2 = F_1 + F_2 = 166,92 \text{ kN}$$

$$V_3 = F_1 + F_2 + F_3 = 222,20 \text{ kN}$$

$$V_4 = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 = 257,93 \text{ kN}$$

Nachweis der Schubtragfähigkeit

Da die geschossweise Festhaltung der Zwischenwand über die weichen Holzdecken unklar (noch nicht definiert) ist und damit der Schlankheitsgrad der Zwischenwand zu groß ist, wird hier nur ein Nachweis über die Schubtragfähigkeit gegeben sein. Es wird nur der Haftschernanteil lt. ÖNORM 1996-1 (ohne Normalkraftanteil) berücksichtigt [25].

Querkrafttragfähigkeit:

$$V_{Rd} = D * t * f_{vd0} = 60,75 \text{ kN}$$

mit:

$$f_{vd0} = \frac{f_{vk0}}{\gamma_{m,E}} = 0,006 \text{ kN/cm}^2$$

Fazit:

$$V_{Ed} > V_{Rd}$$

$$\alpha_{W1} = \frac{V_{Rd}}{V_{Ed}} = 0,236 < \alpha_{min} = 0,25$$

Multimodales Antwortspektrumverfahren

Eigenfrequenzen und Eigenschwingungsformen

Im Vergleich zu dem vereinfachten Antwortspektrumverfahren, wo die erste Eigenform des Gesamtbauwerks, mit der in EN 1998-1 angegebenen Formel, abgeschätzt wurde, wird hier die Zwischenwand als separates Bauteil (stat. System - Konsole) betrachtet und dementsprechend die modale Analyse nur für die Zwischenwand gemacht. Die modale Analyse der Wand ist in dem FE-Program RFEM - Dlubal durchgeführt. Die Ergebnisse (Eigenformen und Eigenwerte) sind in der Tab. 8.7 dargestellt.

Eigenschwingungsform	1	2	3
Eigenschwingungsdauer (s)	1,100	0,249	0,122
Eigenfrequenz (Hz)	0,909	4,016	8,197
Eigenvektor	$\varphi_{11} = 0,970$ $\varphi_{12} = 0,670$ $\varphi_{13} = 0,390$ $\varphi_{14} = 0,160$	$\varphi_{21} = 0,710$ $\varphi_{22} = -0,198$ $\varphi_{23} = -0,740$ $\varphi_{24} = -0,659$	$\varphi_{31} = -0,642$ $\varphi_{32} = 0,630$ $\varphi_{33} = 0,230$ $\varphi_{34} = -0,752$

Tab. 8.7: Eigenvektoren und Eigenwerte

Berechnung der generalisierten Massen:

$$m_1^* = \varphi_{11}^2 * m_1 + \varphi_{12}^2 * m_2 + \varphi_{13}^2 * m_3 = 67,70 \text{ kNs}^2/\text{m}$$

$$m_2^* = \varphi_{21}^2 * m_1 + \varphi_{22}^2 * m_2 + \varphi_{23}^2 * m_3 = 72,63 \text{ kNs}^2/\text{m}$$

$$m_3^* = \varphi_{31}^2 * m_1 + \varphi_{32}^2 * m_2 + \varphi_{33}^2 * m_3 = 68,87 \text{ kNs}^2/\text{m}$$

Berechnung der Partizipationsfaktoren:

$$L_1 = (\varphi_{11} * m_1 + \varphi_{12} * m_2 + \varphi_{13} * m_3) * \frac{1}{m_1^*} = 1,44$$

$$L_2 = (\varphi_{21} * m_1 + \varphi_{22} * m_2 + \varphi_{23} * m_3) * \frac{1}{m_2^*} = -0,71$$

$$L_3 = (\varphi_{31} * m_1 + \varphi_{32} * m_2 + \varphi_{33} * m_3) * \frac{1}{m_3^*} = -0,40$$

Berechnung der effektiven Massen:

$$M_{1, \text{eff}} = L_1^2 * m_1^* = 141,28 \text{ kN} * \text{s}^2/\text{m}$$

$$M_{2, \text{eff}} = L_2^2 * m_2^* = 36,66 \text{ kN} * \text{s}^2/\text{m}$$

$$M_{3, \text{eff}} = L_3^2 * m_3^* = 11,29 \text{ kN} * \text{s}^2/\text{m}$$

$$\sum M_{k, \text{eff}} = L_3^2 * m_3^* = 189,23 \text{ kN} * \text{s}^2/\text{m}$$

Eigenschwingungsform	1	2	3
Generalisierte Masse m^* (kNs^2/m)	67,70	72,63	68,87
Partizipationsfaktor L	1,44	-0,71	-0,40
Modale Masse (kNs^2/m)	141,28	36,66	11,29
Anteil an Gesamtmasse %	74,66	19,37	5,97

Tab. 8.8: Zusammenfassung der Ergebnisse der modalen Analyse

Spektralwerte

Die folgenden Spektralwerte sind von dem Bemessungsspektrum abgelesen (Tab. 8.9):

Eigenschwingungsform	1	2	3
Spektralwert $S_d(T)$ m/s^2	0,72	1,60	1,42

Tab. 8.9: Spektralwerte

Berechnung der Schnittgrößen

Berechnung der Erdbebenkräfte pro Geschoss:

erste Eigenform:

$$f_{11} = m_1 * \varphi_{11} * L_1 * S_d(T_1) = 41,18 \text{ kN}$$

$$f_{12} = m_2 * \varphi_{12} * L_1 * S_d(T_1) = 32,05 \text{ kN}$$

$$f_{13} = m_3 * \varphi_{13} * L_1 * S_d(T_1) = 19,28 \text{ kN}$$

$$f_{14} = m_4 * \varphi_{14} * L_1 * S_d(T_1) = 9,2 \text{ kN}$$

zweite Eigenform:

$$f_{21} = m_1 * \varphi_{21} * L_2 * S_d(T_2) = 33,10 \text{ kN}$$

$$f_{22} = m_2 * \varphi_{22} * L_2 * S_d(T_2) = -10,35 \text{ kN}$$

$$f_{23} = m_3 * \varphi_{23} * L_2 * S_d(T_2) = -39,98 \text{ kN}$$

$$f_{24} = m_4 * \varphi_{24} * L_2 * S_d(T_2) = -41,42 \text{ kN}$$

dritte Eigenform:

$$f_{31} = m_1 * \varphi_{31} * L_3 * S_d(T_3) = -15,07 \text{ kN}$$

$$f_{32} = m_2 * \varphi_{32} * L_3 * S_d(T_3) = 16,66 \text{ kN}$$

$$f_{33} = m_3 * \varphi_{33} * L_3 * S_d(T_3) = 6,29 \text{ kN}$$

$$f_{34} = m_4 * \varphi_{34} * L_3 * S_d(T_3) = -23,91 \text{ kN}$$

Berechnung der Querkräfte pro Geschoss:

erste Eigenform:

$$V_{11} = f_{11} = 41,18 \text{ kN}$$

$$V_{12} = f_{11} + f_{12} = 73,23 \text{ kN}$$

$$V_{13} = f_{11} + f_{12} + f_{13} = 92,52 \text{ kN}$$

$$V_{14} = f_{11} + f_{12} + f_{13} + f_{14} = 101,72 \text{ kN}$$

zweite Eigenform:

$$V_{21} = f_{21} = 33,11 \text{ kN}$$

$$V_{22} = f_{21} + f_{22} = 22,76 \text{ kN}$$

$$V_{23} = f_{21} + f_{22} + f_{23} = -17,23 \text{ kN}$$

$$V_{24} = f_{21} + f_{22} + f_{23} + f_{24} = -58,65 \text{ kN}$$

dritte Eigenform:

$$V_{31} = f_{31} = -15,06 \text{ kN}$$

$$V_{32} = f_{31} + f_{32} = 1,59 \text{ kN}$$

$$V_{33} = f_{31} + f_{32} + f_{33} = 7,88 \text{ kN}$$

$$V_{34} = f_{31} + f_{32} + f_{33} + f_{34} = -16,03 \text{ kN}$$

Überlagerung der Schnittgrößen mittels der SRSS - Regel:

Querkräfte:

$$V_{SRSS,1} = \sqrt{V_{11}^2 + V_{21}^2 + V_{31}^2} = 54,94 \text{ kN}$$

$$V_{SRSS,2} = \sqrt{V_{12}^2 + V_{22}^2 + V_{32}^2} = 76,70 \text{ kN}$$

$$V_{SRSS,3} = \sqrt{V_{13}^2 + V_{23}^2 + V_{33}^2} = 94,44 \text{ kN}$$

$$V_{SRSS,4} = \sqrt{V_{14}^2 + V_{24}^2 + V_{34}^2} = 118,51 \text{ kN}$$

Nachweis der Schubtragfähigkeit

Querkrafttragfähigkeit:

$$V_{Rd} = D * t * f_{vd0} = 60,75 \text{ kN}$$

mit:

$$f_{vd0} = \frac{f_{vk0}}{\gamma_{m,E}} = 0,006 \text{ kN/cm}^2$$

Fazit:

$$V_{Ed} = 118,51 \text{ kN}, \quad V_{Ed} > V_{Rd}$$

$$\alpha_{W1} = \frac{V_{Rd}}{V_{Ed}} = 0,51 > \alpha_{min} = 0,25$$

Push Over Verfahren

Für die Ermittlung der Kapazitätskurve der Zwischenwand W1 werden zwei vertikale Verteilungen der horizontalen Lasten berücksichtigt, im Weiteren bezeichnet als Mode 1 und Mode 2 (Abb. 8.5).

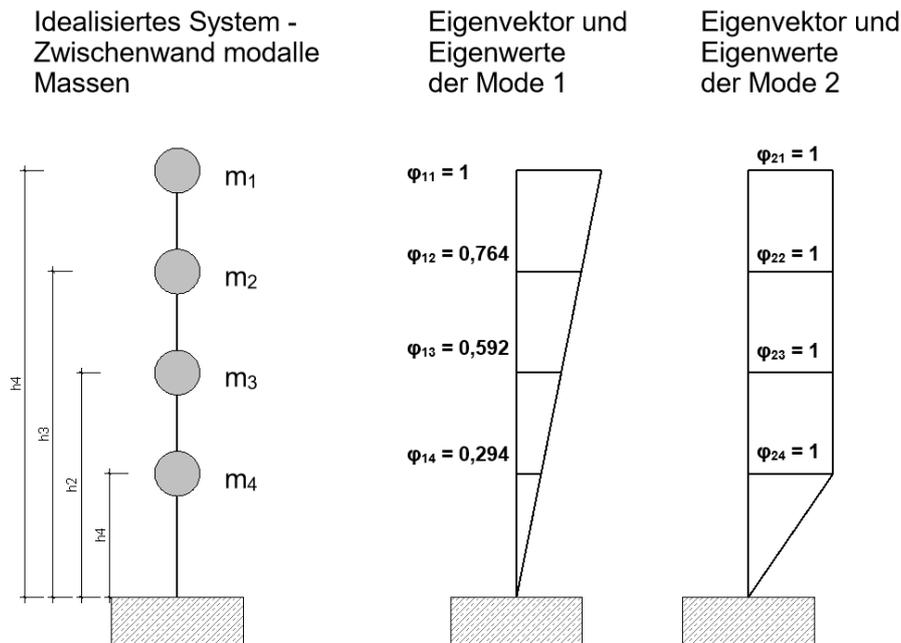


Abb. 8.5: Verteilung der vertikalen Lasten für das Push Over Verfahren

Berechnung der Partizipationsfaktoren:

Wie bei der multimodalen Antworspektrumverfahren wird hier die Zwischenwand als Kragarm betrachtet. Die zugehörigen Massen pro Geschoss für die Wand sind aus der Tab. 8.10 zu entnehmen.

m_i (kg)	h_i
40817,54	15,3
45994,14	11,7
47536,92	8,1
55299,85	4,5

Tab. 8.10: Konzentrierte Massen pro Geschoss

Die Partizipationsfaktoren beider Modes sind gemäß der Formel (5.10) berechnet und sind in den Tab. 8.11 und 8.12 gegeben.

φ_{1i}	$m_i^* = m_i * \varphi_{1i}$	$m_i * \varphi_{1i}^2$	Γ
1	40817,54	40817,54	
0,764	35139,52	26846,59	
0,529	25147,03	13302,78	
0,294	16258,16	4779,90	
Σ	117362,24	85746,81	

Tab. 8.11: Partizipationsfaktor für Mode 1

φ_{2i}	$m_i^* = m_i * \varphi_{2i}$	$m_i * \varphi_{2i}^2$	Γ
1	40817,54	40817,54	
1	45994,14	45994,14	
1	47536,92	47536,92	
1	55299,85	55299,85	
Σ	189648,44	189648,44	

Tab. 8.12: Partizipationsfaktor für Mode 2

Die Höhe des Angriffspunktes der Erdbebenkraft lässt sich aus der Formel (5.17) berechnen; somit ergeben sich die folgenden Werte für Mode 1 und 2:

$$H_0 = 11,18 \text{ bzw. } 9,47 \text{ m}$$

Für die Ermittlung der Kapazitätskurven werden noch die folgenden Geometrieigenschaften gebraucht (Tab. 8.13):

Wandhöhe H_{gesamt} (cm)	1530
Länge der Wand D (cm)	675
Dicke der Wand t (cm)	15
Trägheitsmoment I (cm^4)	384433593,8
Fläche der Wand A (cm^2)	10125

Tab. 8.13: Geometrieigenschaften

Ermittlung der Kapazitätskurven

Lt. ÖNORM EN 1998-3 sind die folgenden zwei Fällen bei der Ermittlung der Kapazitätskurven zu berücksichtigen:

- Biegung (Kippen); in diesem Anhang wird nur den Zustand „Grenzzustand der wesentlichen Schädigung“ kontrolliert;
- schubbeanspruchte Bauteile; wieder Kontrolle nur für den Zustand der wesentlichen Schädigung.

Für die Ermittlung der Kapazitätskurve wird ein elastisch – ideal plastisches Modell der Kurve (Abb. 8.6) angewendet.

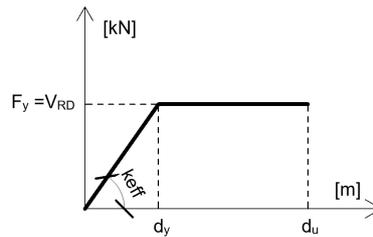


Abb. 8.6: Elastisch - ideal plastische Kapazitätskurve

Biegung - Kippen, Mode 1

Die Formeln für die Berechnung der Querkraftkapazität sowie die grenzelastische bzw. grenzplastische Verschiebung sind von ÖNORM EN 1998-3, Anhang C entnommen.

Querkraftkapazität:

$$F_y = V_{Rd,k} = \frac{D * N_{Ed}}{2 * H_0} * (1 - 1,15 * v_d) = \frac{675 * 304,15}{2 * 11,18} (1 - 1,15 * 0,061) = 85,8 \text{ kN}$$

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{D * t * f_d} = \frac{304,15}{675 * 30 * 0,49} = 0,061$$

$$f_d = \frac{f_m}{CF} = \frac{0,49}{1} = 0,49 \text{ kN/cm}^2$$

die elastische Grenzverschiebung in der Höhe von H_0 beträgt:

$$d_{y0} = \frac{H_0^3 * V_{Rd}}{EI * 3} + \frac{6}{5} \frac{H_0}{G * A} * V_{Rd} = 1,6 \text{ cm}$$

die elastische Grenzkopfverschiebung der Wand lässt sich wie folgt berechnen:

$$d_y = \frac{H_0^2 * V_{Rd}}{EI * 6} (3 * H_{tot} - H_0) + \frac{6}{5} \frac{H_0}{G * A} * V_{Rd} = 2,31 \text{ cm}$$

die effektive Steifigkeit im linearen Bereich:

$$k_{eff} = \frac{V_{Rd}}{d_y} = 37,1 \text{ kN/cm}$$

schließlich, die Begrenzung der plastischen Verschiebung wird wie folgt ermittelt:

$$d_u = 0,008 * \frac{H_0}{l} H_{tot} = 20,16 \text{ cm}$$

Schub, Mode 1

Die Kapazitätskurve bei Schubbeanspruchung wird analog wie bei Biegung (Kippen) ermittelt (Formeln aus ÖNORM EN 1998-3, Anhang C):

Querkraftkapazität:

$$V_{Rd,s} = D_d * t * f_{vd} = 51,2 \text{ kN}$$

D_d ist die Länge der überdrückte Teil der Wand und wird in dieser Berechnung als die erforderliche Länge zur Abtragung der Querkraftkapazität von Biegung (Kippen) angenommen. Die Druckspannungen werden in diesem Fall mit $0,065 * f_m$ begrenzt:

$$D_d = V_{Rd,k} / (0,065 * f_m * t) = 179,6 \text{ cm}$$

$$f_{vd} = 0,065 * f_m / \gamma_E = 0,019 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma_{m,E} = 2/3 * 2,5 = 1,67 \text{ ÖNORM EN 1996}$$

Die elastische Grenzverschiebung in der Höhe von H_0 beträgt:

$$d_{y0} = \frac{H_0^3 * V_{Rd}}{EI * 3} + \frac{6}{5} \frac{H_0}{G * A} * V_{Rd} = 0,97 \text{ cm}$$

Die elastische Grenzkopfverschiebung der Wand lässt sich wie folgt berechnen:

$$d_y = \frac{H_0^2 * V_{Rd}}{EI * 6} (3 * H_{tot} - H_0) + \frac{6}{5} \frac{H_0}{G * A} * V_{Rd} = 1,39 \text{ cm}$$

die effektive Steifigkeit im linearen Bereich:

$$k_{eff} = \frac{V_{Rd}}{d_y} = 37,1 \text{ kN/cm}$$

Schließlich, die Begrenzung der plastischen Verschiebung gemäß ÖNORM EN 1998-3, Anhang C:

$$d_u = 0,004 * H_{tot} = 6,12 \text{ cm}$$

Auswahl maßgebender Kapazitätskurve

Die Kapazitätskurven (Biegung und Schub) sind für Mode 1 und Mode 2 zu ermitteln. Da die Berechnung für Mode 2 analog wie bei Mode 1 durchzuführen ist, werden nur die Ergebnisse beider Modes in der Tab. 8.14 zusammengefasst.

Mode 1	Biegung (Kippen)			Schub		
	$V_{Rd,k}$ (kN)	d_y (cm)	d_u (cm)	$V_{Rd,s}$ (kN)	d_y (cm)	d_u (cm)
	85,8	2,31	20,16	51,2	1,39	6,12
Mode 2	Biegung (Kippen)			Schub		
	$V_{Rd,k}$ (kN)	d_y (cm)	d_u (cm)	$V_{Rd,s}$ (kN)	d_y (cm)	d_u (cm)
	100,72	1,78	17,18	60,31	1,07	6,12

Tab. 8.14: Werte der Kapazitätskurven

Es ist anzumerken, dass Mode 1 -Schub die maßgebende Kapazitätskurve zur Ermittlung der Zielverschiebung ist.

Ermittlung der Zielverschiebung

Die Zielverschiebung der Zwischenwand wird anhand des Schrittes 5 der N2 Methode (Abschnitt 5.3.1) durchgeführt.

Zunächst wird die Eigenperiode des Einmassenschwingers gemäß der Formel (5.11) ermittelt:

$$T^* = 2 * \pi * \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} = 1,12 \text{ s} \quad (8.1)$$

Danach wird die Kapazitätskurve durch den Partizipationsfaktor Γ dividiert und in dem ADRS eingefügt (Abb. 8.7).

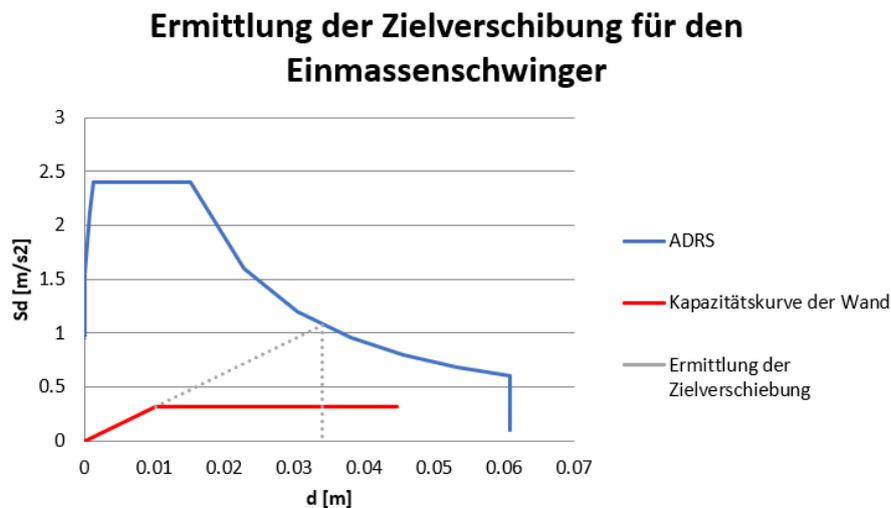


Abb. 8.7: Ermittlung der Zielverschiebung

Somit beträgt die Zielverschiebung für den Einmassenschwinger (EMS) 3,4 cm. Die Zielverschiebung für den Mehrmassenschwinger (MMS) ist gleich:

$$d_{u,mms} = d_{u,m} * \Gamma = 3,4 * 1,37 = 4,66 \text{ cm}$$

Schließlich beträgt die Erdbebenerfüllungsfaktor:

$$\alpha_{W1} = \frac{d_u}{d_{u,mms}} = 1,3 > \alpha_{min} = 0,25$$

Auswertung

Bevor mit der Auswertung und dem Vergleich der Ergebnisse begonnen wird, ist es anzudeuten, dass bei diesem Beispiel zwei verschiedene Gruppen von Berechnungsmethoden eingesetzt sind, nämlich:

- kraftbasierende Berechnungsmethoden;
- verschiebungsbasierende Berechnungsmethoden.

Der ersten Gruppe gehören das vereinfachte und multimodale Antwortspektrumverfahren; der zweiten Gruppe das Push Over Verfahren. Der wesentliche Unterschied dieser Gruppen lässt sich einfach mit dem Verhaltensbeiwert erklären.

Die Methoden der ersten Gruppe benutzen den Verhaltensbeiwert, um das nichtlineare Materialverhalten in der Berechnung einzusetzen. Dies bedeutet, dass obwohl eine lineare Berechnung durchgeführt wird, wird das Potenzial des Materials, sich nichtlinear zu verhalten und damit Energie zu verbrauchen, durch Reduzierung der tatsächlichen Erdbebenkräfte erreicht. Somit bekommt man die Bemessungskräfte bzw. das Bemessungs - Antwortspektrum.

Andererseits wird bei den verschiebungsbasierenden Berechnungsmethoden wie z.B. die Push Over Analyse das nichtlineare Materialverhalten direkt mit einem nichtlinearen Materialmodell berücksichtigt und somit wird das reale Potenzial des Bauteils, sich nichtlinear zu verhalten, ermittelt.

Kommentar der Ergebnisse

Obwohl die ersten zwei Berechnungsmethoden von einer gleichen Gruppe kommen, ist in diesem Beispiel einen großen Unterschied bei den Ergebnissen bzw. Erdbebenkräften zu sehen. Dies lässt sich mit den in der Berechnung berücksichtigten Eigenformen erklären. Bei der ersten Methode ist die erste Eigenform des Gesamtbauwerks mit der in EN 1998-1 gegebenen Formel ermittelt bzw. abgeschätzt und beträgt 0,38 s. Bei der zweiten Methode dagegen ist eine separate modale Analyse für die Zwischenwand durchgeführt und ist zu einer ersten Eigenform von 1,1 s gekommen. Dies bedeutet, dass ganz unterschiedliche Bodenbeschleunigungen in den beiden Berechnungen berücksichtigt sind, was zu unterschiedlichen Erdbebenkräften führte.

Bezüglich des Erdbebennachweises der Zwischenwand sind die folgenden Erdbebenerfüllungsfaktoren mit den drei verschiedenen Methoden ermittelt:

- vereinfachtes Antwortspektrumverfahren $\alpha_{W1} = 0,236 < \alpha_{ist} = 0,25$, Erdbebennachweis für die Zwischenwand nicht gebracht;
- multimodales Antwortspektrumverfahren $\alpha_{W1} = 0,51 > \alpha_{ist} = 0,25$, Erdbebennachweis für die Zwischenwand gebracht;
- Push Over Verfahren $\alpha_{W1} = 1,30 > \alpha_{ist} = 0,25$, Erdbebennachweis für die Zwischenwand gebracht.

Der Unterschied der Erdbebenerfüllungsfaktoren bei den ersten zwei Methoden liegt bei den unterschiedlichen ersten Eigenformen für die Ermittlung der Spektralbeschleunigungen zur Erdbebenberechnung und ist bereits oben kommentiert. Ohne diesen Unterschied werden die beiden Methoden ungefähr gleiche Ergebnisse liefern, da die im Hintergrund auf ähnliche Weise funktionieren.

Mit Bezug auf den Erdbebenerfüllungsfaktor von der Push Over Analyse lässt sich der Unterschied zu den Erdbebenerfüllungsfaktoren anderer Gruppe einfach mit dem Verhaltensbeiwert erklären. Der Verhaltensbeiwert q ist bei den ersten zwei Methoden gemäß EC 8 genommen und beträgt $q = 1,5$. Andererseits ist der Verhaltensbeiwert bei der Push Over Methode während der Berechnung ermittelt und beträgt $q = d_u/d_y = 6,12cm/1,39cm = 4,4$. Dies bedeutet, dass in diesem Beispiel die Zwischenwand viel höheres Potenzial hat, sich nichtlinear zu verhalten und damit Erdbebenenergie zu verbrauchen als in EC 8 vorgeschriebenen Wert von 1,5 für die linearen Berechnungsmethoden. Aus diesem Grund ist der Erdbebenerfüllungsfaktor bei der Push Over Analyse viel günstiger.

Welche Methode in der Praxis anzuwenden ist, ist von dem Ingenieur selbst auszusuchen. Die Methoden beider Gruppen haben eigene Vor- und Nachteile. Betrachtet man die Zeit als Faktor, dann ist es das vereinfachte Antworspektrum anzuwenden. Mit diesem Verfahren kann man sehr schnell (manchmal auch händisch) eine Erdbebenberechnung durchführen. Zum anderen bietet die Push Over Analyse einen viel besseren Überblick über das Potenzial des Bauteils sich nichtlinear zu verhalten, was zum wirtschaftlichen Ergebnis führt. Diese Methode ist aber viel aufwendiger und verlangt ein FE Software oder ein selbst programmiertes Programm.

Abbildungsverzeichnis

2.1	P-Wellen Ausbreitung, nach [3]	12
2.2	S-Wellen Ausbreitung im festen Gestein, nach [3]	13
2.3	Love – Wellen Ausbreitung, nach [3]	13
2.4	Rayleigh – Wellen Ausbreitung, nach [3]	13
2.5	Erdbebenzonenzuordnung Österreichs laut ÖNORM B 1998-1 [22]	14
2.6	Elastisches Antwortspektrum Typ 1, nach [5]	16
3.1	Grundriss und Schnitt eines Gründerzeitbauwerks	18
3.2	Mindestabmessungen der Mauerwerkswände lt. Wiener Bauordnung von 1859, nach [2]	19
3.3	Holzdeckenkonstruktionen der Gründerzeit, nach [2]	22
3.4	Flache Ziegelkappen zwischen Walzeisenträger, nach [2]	23
4.1	Ablaufschema zur Festlegung des rechtmäßigen Bestands, nach [8]	26
4.2	Ablaufschema zur Festlegung, ob Maßnahmen zur Ertüchtigung notwendig sind, nach [8]	27
4.3	Zusammenhang zwischen Erdbebenerfüllungsfaktor und Versagenswahrscheinlichkeit, nach [11]	31
5.1	Idealisiertes System zur Erdbebenanalyse mit konzentrierten Massen auf die Geschosse	38
5.2	Push Over Verfahren - Kapazitätskurve, nach [13]	40
5.3	Vertikale Verteilung der horizontalen Lasten für die Push Over Analyse	41
5.4	Idealisierung der Kapazitätskurve des EMS, nach [5]	42
5.5	Erdbebenantwortspektrum und dazugehörige ADRS	44
5.6	Zielverschiebung des EMS bei $T^* < T_C$, nach [5]	45
5.7	Zielverschiebung des EMS bei $T^* \geq T_C$, nach [5]	45
6.1	Fiktives Bauwerk mit vier aussteifenden Wänden in X-Richtung. Nach der Ertüchtigung ist die Mauerwerkswand 4 mit einer STB Wand ersetzt (rechts), nach [15]	49
6.2	Vergleich der Gesamtkapazitätskurve des fiktiven Bauwerks vor (links) und nach der Ertüchtigung (rechts), nach [15]	50
6.3	Mauerwerksverstärkung mit Spritzbetonschalen, nach [16]	51
6.4	Verpressanker im Mauerwerk in schematischer Darstellung: Längsschnitt, Querschnitt und Grundriss, nach [17]	54
6.5	Wirkungsweise einer Vorspannung	58
6.6	Rissarten im Mauerwerk, nach [19]	59
6.7	Ankerkörper aus Stahlbeton und Stahl, nach [18]	60
6.8	Versagensmechanismen der Mauerwerkswände unter horizontale Belastung, nach [20]	64
6.9	Verstärkung von Mauerwerksscheibe mit FVW	64
6.10	Verstärkung der Mauerwerksschieben mit FVW Lamellen	65

6.11	Stahlrahmen mit Kopfbändern als Kompensationsmaßnahme für die geschwächte Mauerwand	66
6.12	Ersatzmaßnahmen bei vertikal nichtdurchlaufender Aussteifungssituationen, nach [14]	66
6.13	Verschiebung der Querwände ohne (links) und mit (rechts) aussteifender oberster Bestandsdecke, nach [1]	67
6.14	Sanierungsmaßnahmen bei Dippelbaum – und Tramdecken	68
6.15	Verbindungsmittelfamilien bei HBV Decken	69
6.16	Verbindungssysteme mit Schrauben zur Verstärkung bestehender Holzdecken . .	70
6.17	γ Verfahren	71
6.18	Das γ Verfahren anhand eines „T“ Querschnitts	72
8.1	Grundriss und Schnitt des Bauwerks	76
8.2	Massenermittlung von den Wänden	78
8.3	Massenaufteilung pro Geschoss	79
8.4	Antworspektren	80
8.5	Verteilung der vertikalen Lasten für das Push Over Verfahren	88
8.6	Elastisch - ideal plastische Kapazitätskurve	90
8.7	Ermittlung der Zielverschiebung	92

Tabellenverzeichnis

2.1	Bedeutungskategorien für Hochbauten gemäß ÖNORM EN 1998-1, nach [5] . . .	15
2.2	Bedeutungsbeiwerte gemäß ÖNORM B 1998-1:2006, nach [6]	15
2.3	Baugrundklassen lt. ÖNORM EN 1998-1, nach [5]	16
2.4	Bodenparameter und charakteristische Perioden zum Konstruieren des Erdbebenantwortspektrums, nach [5]	17
3.1	Werte für die Haftscherfestigkeit (Anfangsscherfestigkeit) von Mauerwerk, nach [7]	21
4.1	Schadensfolgeklasse und Bedeutungskategorien nach EN 1991-1-7, nach [12] . . .	29
4.2	Methoden für Tragfähigkeitsbewertung bestehender Bauwerke, nach [10]	29
4.3	Akzeptable Zuverlässigkeiten für Bestandsbauten bei Erdbeben, nach [11]	30
4.4	Mindesterfüllungsfaktoren laut ÖNORM B 1998-3, nach [11]	32
4.5	Kenntnisstände für die Zustandsaufnahme lt. ÖNORM B 1998-3, nach [11] . . .	33
5.1	Berechnungsmethoden lt. ÖNORM EN 1998-1, nach [5]	36
6.1	Spannstahl zur Mauerwerkinstandsetzung, nach [19]	59
8.1	Lastannahmen pro Geschoss	77
8.2	Deckenmassen pro Geschoss	79
8.3	Ermittlung der Gesamtmasse zur Erdbebenberechnung	79
8.4	Erforderliche Daten zur Ermittlung des Bemessungs- bzw. Linearesantwortspektrum	80
8.5	Erdbebenkräfte für das gesamte Bauwerk	82
8.6	Erdbebenkräfte für die Zwischenwand (Wand 1)	82
8.7	Eigenvektoren und Eigenwerte	84
8.8	Zusammenfassung der Ergebnisse der modalen Analyse	85
8.9	Spektralwerte	85
8.10	Konzentrierte Massen pro Geschoss	88
8.11	Partizipationsfaktor für Mode 1	89
8.12	Partizipationsfaktor für Mode 2	89
8.13	Geometrieigenschaften	89
8.14	Werte der Kapazitätskurven	91

Literaturverzeichnis

- [1] A. Kolbitsch, Erhaltung und Erneuerung von Hochbauten - Vorlesungsskriptum, Wien, 2016.
- [2] A. Kolbitsch, Altbaukonstruktionen, Wien, 1989.
- [3] G. Serino, Earthquake Engineering and Structural Control - Lecture Notes, Universität Federico II Neapel, Italien, 2013.
- [4] ÖNORM B 1998-1 - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1998-1 und nationale Erläuterungen.
- [5] ÖNORM EN 1998-1 - Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1.
- [6] ÖNORM B 1998-1:2006.
- [7] DIN EN 1996-1-1 - Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1.
- [8] Leitfaden zur OIB Richtlinie 1.
- [9] Erläuterung zur OIB Richtlinie 1.
- [10] ONR 24009 - Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Hochbauten.
- [11] ÖNORM B 1998-3 - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1998-3 und nationale Erläuterungen.
- [12] ÖNORM EN 1991-1-7 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-7.
- [13] M. d. Ludovico, Desing and Retrofit of Concrete Structures - Lecture Notes, Universität Federico II Neapel, Italien, 2013.
- [14] A. Pech, Ertüchtigung von Mauerwerksbauten gegenüber Erdbebeneinwirkung - Mauerwerk Kalender 2007.
- [15] H. Bachmann und K. Lang, Zur Erdbebensicherung von Mauerwerksbauten, Zürich, 2002.
- [16] M. Tomazevic, Earthquake Resistant Desing of Masonry Buildings.
- [17] L. B. Gigla, Instandsetzung und Ertüchtigung von Mauerwerk, Teil 5: Vernadeln – Verankern - Mauerwerk Kalender 2014.
- [18] F. Wenzel, B. Gigla, M. Kahle, G. Stiesch und J. Kleinmanns, Historisches Mauerwerk.

Untersuchen, Bewerten, Instandsetzen, TH Karlsruhe, 2000.

[19] S. Korjenic und A. Kolbitsch, Mauerwerksertüchtigung durch Vorspannung mit Aramidstäben - Mauerwerk Kalender 2012.

[20] W. Seim, U. Pfeiffer und T. Vogt, Nachträgliche Verstärkung gemauerter Tragwerke mit Faserverbundwerkstoffen, Bautechnik 87 (2010), Heft 2.

[21] B. Zimmerli, J. Schwartz und G. Schwegler, Mauerwerk: Bemessung und Konstruktion.

[22] F.A. Rodler, Bestimmung von Erdbebenparametern aus makroseismischen Daten von Österreich, Diplomarbeit Universität Wien, 2012

[23] ÖNORM EN 1995-1-1: Bemessung und Konstruktion von Hochbauten und Industriebauwerken aus Holz.

[24] G. Achs, Erdbebengefährdung von Gründerzeithäusern. Beurteilung, Klassifizierung und experimentelle Untersuchungen, TU Wien: Dissertation, 2011.

[25] A. Krakora, P. Bauer, W. Brusatti, E. Kern, D. Stefanoudakis: Erdbebenbeanspruchung eines Gründerzeithauses mit Dachgeschossausbau "leicht"

[26] ÖNORM B 1996-3.

[27] Merkblatt Brandschutz Deckensysteme Holz-Beton-Verbund mit 60 min Feuerwiderstand, Lignum (2001) Schweizerische Holzwirtschaftskonferenz, Zürich.