

Diploma Thesis

**Assessment of the seismic safety of existing reinforced concrete buildings and determination of the necessary upgrading measures in Albania**

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

---

Diplomarbeit

**Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Stahlbetongebäude und Ermittlung der erforderlichen Ertüchtigungsmaßnahmen in Albanien**

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

von

**Besar Hoti, BSc**

Matr.Nr.: 01328864

unter der Anleitung von

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

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

Wien, im Oktober 2021

---



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar  
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

# Danksagung

Zunächst möchte ich mich herzlichst bei Herrn Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Andreas Kolbitsch, welcher es mir ermöglichte an meinem gewünschten Thema am Institut für Hochbau, Baudynamik und Gebäudetechnik zu arbeiten, bedanken.

Weiters bedanke ich mich bei meiner Familie, insbesondere bei meinen Eltern, Asime und Hazir, für ihre fortwährende Unterstützung während meines Studiums.

Vor allem danke ich meiner Frau, Leme, für ihre Unterstützung und immerwährende Motivation während meines gesamten Studiums. Ohne ihre Unterstützung wäre das Studium für mich viel schwieriger. Bei meinen Töchtern, Esmā, Uerda und Sara, möchte ich mich entschuldigen, dass ich während dem Studium nicht ausreichend mit ihnen spielen konnte.



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar  
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

# Kurzfassung

Am 26.11.2019 ereignete sich ein schweres Erdbeben mit einer Magnitude von M6,4 in Albanien Hafenstadt Durrës, bei dem 51 Menschen ums Leben kamen und welches weitaus mehr Verletzte nach sich zog. Zudem verursachte das Erdbeben große Schäden an zahlreichen Gebäuden der Stadt. Seither besteht bei vielen Bauobjekten dringender Bedarf an diversen Ertüchtigungsmaßnahmen sowie an einer erdbebensicheren Bauweise. Unter diesen Objekten befinden sich auch viele unbeschädigte Bauwerke, bei denen ebendiese Thematik untersucht werden muss. Einerseits ist dies dadurch begründet, dass diese Bauwerke mit den alten Baunormen bemessen und geplant wurden. Andererseits zeichnet sich Albanien generell als potenziell gefährdeter Ort für Erdbebenschäden an Bauwerken aus und erfordert daher eine korrekte Bemessung laut aktuellen Baunormen.

Die vorliegende Diplomarbeit beschäftigt sich mit den Strategien und Techniken der Nachrüstung von bestehenden Stahlbetonhochbauten bezüglich Erdbeben bzw. mit der Erdbebener-tüchtigung von bestehenden Stahlbetonhochbauten. Hierbei wird anhand der in Eurocode 8 – Teil 3 definierten Anforderungen sowie mithilfe von verschiedenen Methoden die Behandlung von bestehenden Stahlbetongebäuden nähergebracht. Mit Hilfe der für die Berechnung von bestehenden Stahlbetongebäuden unter seismischen Lasten entwickelten, kommerziellen Software *Seismosoft* (*SismoBuild/SeismoStruct*) wurden in einer Fallstudie vier verschiedene Ertüchtigungsstrategien (Stahlbetonwände, Stahlfachwer, Ummantelung und FRP Ummantelungen) und dabei zwei Methoden, nämlich Push Over und Zeitverlaufmethoden, angewendet. Unter Gegenüberstellung der Ergebnisse dieser verschiedenen Strategien und Methoden wurde verdeutlicht, welche Strategie sich in welchem Ausmaß positiv auf das Verhalten eines Gebäudes unter Erdbebenlast auswirkt.



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar  
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

# Abstract

On November 26, 2019, a severe earthquake with a magnitude of M6.4 occurred in Albania's port city, Durrës, by which 51 people were killed and many more injured. The earthquake also caused great damage to numerous buildings in the city. Since then, there has been an urgent need for various retrofitting measures and an earthquake-resistant construction method for many buildings. Among these objects there are also many undamaged structures for which this very topic needs to be investigated. On the one hand, this is due to the fact that these structures were designed and planned using old building standards. On the other hand, Albania is generally characterized as a potentially endangered place for earthquakes to damage buildings and therefore requires correct dimensioning according to current building standards.

The present diploma thesis deals with the strategies and techniques of retrofitting existing reinforced concrete buildings with regard to earthquakes or with the seismic retrofitting of existing reinforced concrete buildings. Using the requirements defined in Eurocode 8 - Part 3 and using various methods, the treatment of existing reinforced concrete buildings is brought closer. With the help of the commercial software *Seismosoft (SismoBuild/SeismoStruct)* developed for the calculation of existing reinforced concrete buildings under seismic loads, four different retrofitting strategies (reinforced concrete walls, steel framework, casing and FRP casing) and two methods, namely push Over and time-out methods were applied. By comparing the results of these different strategies and methods, it was pointed out for each strategy to what extent it has a positive effect on the behavior of a building under seismic load.



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar  
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

# Inhaltsverzeichnis

<b>Kurzfassung</b>	<b>V</b>
<b>Abstract</b>	<b>VII</b>
<b>1 Einführung</b>	<b>1</b>
1.1 Motivation . . . . .	1
1.2 Ziel der Arbeit . . . . .	1
1.3 Aufbau der Diplomarbeit . . . . .	1
<b>2 Erbeben und Erbebengefährdungen in Albanien</b>	<b>3</b>
2.1 Erdbeben . . . . .	3
2.2 Erbebengefährdungen in Albanien . . . . .	4
2.2.1 Erdbebennormen in Albanien – KTP . . . . .	7
2.2.2 Eurocodes und deren Anwendung in Albanien . . . . .	11
2.2.3 Das Erdbeben vom 26. November 2019 und dessen Auswirkungen auf Gebäude . . . . .	12
2.2.4 Die Entwicklung von Wohngebäuden in Albanien . . . . .	16
<b>3 Seismische Bewertung bestehender Stahlbetongebäude</b>	<b>19</b>
3.1 Allgemeine . . . . .	19
3.2 Normen für die Beurteilung bestehender Stahlbetontragwerke . . . . .	19
3.2.1 ÖNORM B 4008-1 . . . . .	19
3.2.2 Beurteilung bestehender Gebäude nach ÖNORM EN 1998:2013, Teil 3 . . . . .	22
3.3 Bemessungsverfahren für den Lastfall Erdbeben . . . . .	32
3.3.1 Vereinfachtes Antwortspektrumverfahren . . . . .	33
3.3.2 Multimodales Antwortspektrumverfahren . . . . .	34
3.3.3 Nichtlineare statische Analyse („Push Over“) . . . . .	35
3.3.4 Nichtlineare dynamische Analyse . . . . .	40
<b>4 Bemessung von Stahlbetontragwerken – Konzeptionelle Entwurfsgrundsätze</b>	<b>41</b>
4.1 Auslegung von Hochbauten . . . . .	41
4.1.1 Erbebengerechter Entwurf . . . . .	43
4.2 Bemessung der Erbebenlasten nach ÖNORM EN 1998-1 . . . . .	45
<b>5 Erdbebenertüchtigungsmaßnahmen – Strategie der Ertüchtigung</b>	<b>49</b>
5.1 Strategien der Erdbebenertüchtigung . . . . .	50
5.1.1 Verstärken . . . . .	50
5.1.2 Duktilität erhöhen . . . . .	51
5.1.3 Schwächen . . . . .	51
5.1.4 Einwirkung reduzieren . . . . .	52
5.1.5 Masse reduzieren . . . . .	53
5.1.6 Regelmässigkeit verbessern . . . . .	53
5.1.7 Änderung der Nutzung . . . . .	53

5.2	Techniken der seismischen Nachrüstung für Betonkonstruktionen . . . . .	54
5.2.1	Neue Stahlbetonwände . . . . .	55
5.2.2	Stahlfachwerke . . . . .	57
5.2.3	Base Isolation . . . . .	60
5.2.4	Betonummantelungen . . . . .	61
5.2.5	Stahlummantelungen . . . . .	64
5.2.6	FRP Umwicklungen . . . . .	65
<b>6</b>	<b>Softwareeinsatz</b>	<b>67</b>
6.1	Allgemeines . . . . .	67
6.2	SeismoSoft: SeismoBuild/SeismoStruct . . . . .	67
<b>7</b>	<b>Fallstudie</b>	<b>71</b>
7.1	Bestandsgebäude . . . . .	71
7.2	Berechnung des Tragwerks . . . . .	73
7.2.1	Pushover Methode . . . . .	74
7.2.2	Zeitverlaufmethode . . . . .	74
7.3	Anwendung der Strategie (Nachrüstung) . . . . .	75
7.3.1	Ursprüngliches Modell (Tragwerk ohne Verstärkung) . . . . .	75
7.3.2	Verstärkung mit neuen Stahlbetonwänden . . . . .	78
7.3.3	Verstärkung mit Fachwerken . . . . .	80
7.3.4	Verstärkung mit Ummantelung . . . . .	82
7.3.5	Verstärkung mit FRP . . . . .	84
7.3.6	Zusammenfassung der Ergebnisse und Diskussion . . . . .	86
<b>8</b>	<b>Zusammenfassung</b>	<b>89</b>

# Kapitel 1

## Einführung

### 1.1 Motivation

In der Hafenstadt Albaniens, Durrës, ereignete sich am 26.11.2019 ein Erdbeben mit einer Magnitude von M6,4. Infolgedessen kamen 51 Menschen ums Leben, daneben forderte das Beben viele Verletzte, aber auch zahlreiche weitere Schäden, vor allem an Gebäuden der Stadt. Diese Auswirkungen auf Gebäude bleiben jedoch bestehen, denn seither bedarf es bei vielen Bauobjekten dringend an diversen Ertüchtigungsmaßnahmen. Dies verdeutlicht, wie wichtig eine erdbebensichere Bauweise ist und wirft zugleich die Frage auf, wie man (beschädigte) bestehende Gebäude sicherer machen kann. Unter diesen Objekten befinden sich aber auch viele unbeschädigte Bauwerke, bei denen untersucht werden muss, ob sie noch ausreichend sicher sind, denn die meisten Bauwerke wurden unter alten Baunormen bemessen und geplant und vernachlässigten oft die potentielle Erdbebengefahr, die generell in Albanien besteht. Daher ist in Bezug auf die Sicherheit eine korrekte Bemessung laut aktuellen Baunormen unumgänglich.

### 1.2 Ziel der Arbeit

Ziel dieser Diplomarbeit ist die Erörterung und Untersuchung von in der Praxis angewandten Verstärkungstechniken an bestehenden Stahlbetongebäuden. Dabei wird auf die aktuellen Regelungen des Eurocodes 8, Teil 3, eingegangen, um zu erläutern, wie bestehende Stahlbetongebäude auf Erdbebenlasten überprüft werden und ggf. verstärkt sein sollen. Überdies werden auch die Strategien der Ertüchtigung von Stahlbetontragwerken erklärt.

### 1.3 Aufbau der Diplomarbeit

Die Diplomarbeit ist in acht Kapiteln untergliedert, beginnend mit dem Kapitel 1, Einführung, und schließt mit der Zusammenfassung, Kapitel 8, ab. Kapitel 2 gibt einen Überblick über die Entstehung von Erdbeben und die Erdbebengefährdungen in Albanien wieder. Hier werden die albanischen Normen und deren Entwicklung bezüglich Erdbebenberechnung sowie die Anwendung der europäischen Normen (EC 8) auf Erdbeben in Albanien behandelt. Außerdem wird auch kurz auf das Erdbeben vom 26. November 2019 und dessen verursachten Schäden in den betroffenen Städten eingegangen. Kapitel 3 beschäftigt sich mit der ÖNORM EN 1998, Teil 3, und deren Anwendung zur Überprüfung von bestehenden Stahlbetongebäuden, sowie mit den vorgeschriebenen Berechnungsmethoden zur Erdbebenanalyse. Ergänzend dazu wird das Pushover-Verfahren beschrieben, da diese Methode bei der Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke – besonders in letzter Zeit – in der Praxis große Anwendung findet. Kapitel 4 setzt sich mit den allgemeinen Entwurfsansätzen für Hochbauten gemäß ÖNORM EN 1998, Teil 1, die für die Bewertung bestehender Hochbauten wichtig sind, auseinander. Ferner erfolgt die Bemessung der Erdbebenlasten gemäß Teil 1 der ÖNORM EN 1998. Im Kapitel 5 werden die Strategien der

Ertüchtigung für bestehende Stahlbetontragwerke vermittelt sowie wird die Technik für den Eingriff in Gebäude im Fall einer Ertüchtigung geschildert. Im Kapitel 6 wird die für die Berechnung der Fallstudie verwendete Software kurz beschrieben. Das Berechnungsverfahren für den Lastfall Erdbeben wird für maßgebende Bauteile erläutert. Im Kapitel 7 werden anhand der Fallstudie vier Verstärkungsstrategien herangezogen und mit zwei verschiedenen Berechnungsmethoden berechnet, und anschließend die Ergebnisse verglichen.

## Kapitel 2

# Erbeben und Erbebengefährdungen in Albanien

Im Folgenden erfolgt eine kurze Einführung in das Thema Erdbeben, die als Grundlage für die späteren Kapitel, wo auf den Einfluss von Erdbeben auf Gebäuden eingegangen wird, dient. Es werden die allgemeinen Hintergründe über die Entstehung und Auswirkung von Erdbeben wiedergegeben.

### 2.1 Erdbeben

Ausgehend von der Tatsache, dass generell Bewegungen in der Erdkruste für das Gegeneinanderdrücken von Kontinentalplatten verantwortlich sind, können auch noch andere Faktoren zu den Ursachen für die Entstehung von Erdbeben zählen. Dazu gehören beispielsweise Vulkan- ausbrüche oder Einstürze im Bergbau. Für den häufiger auftretenden Fall, nämlich jenem, wo Verschiebungen der Erdkrusten für die Erdbebenwellen verantwortlich sind, zeigt die folgende Abbildung 2.1 das System der Erdbebenentstehung [25,26]:

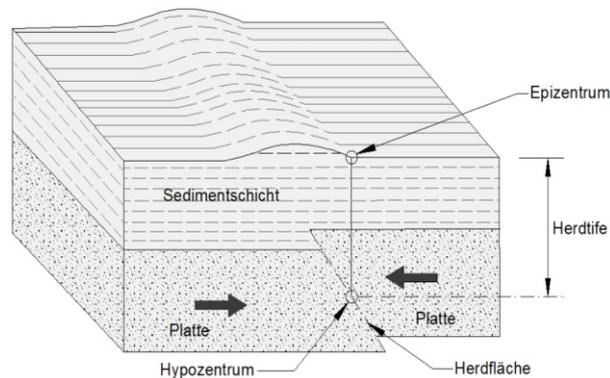


Abb. 2.1: Erdbebenmechanismus bei Plattenbewegung nach [25]

Die im Bruchbereich der entgegengesetzten Platten gebildete Fläche weist ein sehr hohes Spannungsfeld auf und wird Herdfläche genannt. Vom Hypozentrum aus breiten sich seismische Wellen durch die Sedimentschicht aus. Diese Erdbebenwellen werden in zwei Kategorien eingeordnet, und zwar in Raumwellen und Oberflächenwellen, welche in deren Ausbreitungsgeschwindigkeit verschiedene Merkmale aufweisen.

Raumwellen treten in der Erdkruste, und zum Teil sogar im Erdinneren, auf, im Gegensatz zu Oberflächenwellen, welche sich nur auf der Erdoberfläche ausbreiten. Hier verringert sich die Teilchenbewegung erheblich in Richtung Erdtiefe und außerdem ist die Fortpflanzungsgeschwindigkeit geringer als bei Raumwellen.

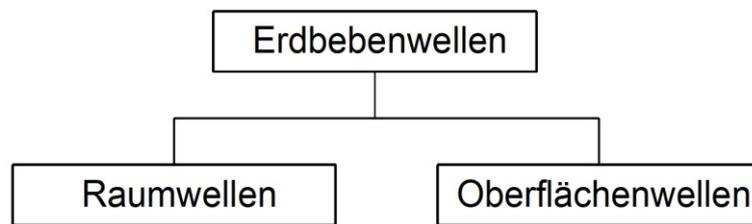


Abb. 2.2: Arten von Erdbebenwellen nach [25]

Bei Raumwellen ist das Ausmaß der Reichweite und der Wirkung wesentlich größer. Man unterscheidet hier wiederum zwischen Primär- und Sekundärwellen.

- **Primärwellen (P-Wellen):** bewegen sich bei festem Gestein, Magma und Wasser vor- und rückwärts und breiten sich schneller aus als Sekundärwellen
- **Sekundärwellen:** können sich im Unterschied zu den P-Wellen auch quer zur Fortpflanzungsrichtung bewegen und sind nur bei festem Gestein wiederzufinden.

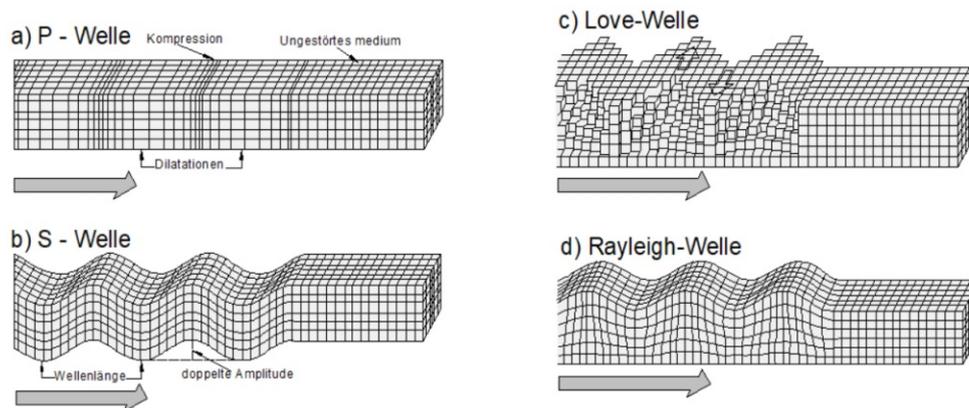


Abb. 2.3: Die verschiedenen Arten von Erdbebenwellen nach [26]

## 2.2 Erbebengefährdungen in Albanien

Der Südosten Europas zeichnet sich auf unserem Kontinent als der Bereich mit den höchsten seismischen Aktivitäten und damit dem Gebiet mit der größten Erdbebengefahr aus (Abb. 2.4). Die in der Vergangenheit gesammelten Daten zu dortigen seismischen Aktivitäten sowie die auf Messergebnissen basierenden Informationen deuten darauf hin, dass der Westbalkan häufiger von solchen Ereignissen betroffen ist. Alle 10-15 Jahre wird hier mit einem zerstörenden Erdbeben und alle 60-70 Jahre mit einer Katastrophe gerechnet [10]. Bereits häufiger ereigneten sich am Westbalkan innerhalb dieser Zeiträume Erdbeben mit einer Intensität von bis zu 10 auf der Mercalliskala. Die hier am meisten betroffene Region ist die Adriaküste, entlang welcher sich ein 15 km breiter Streifen erstreckt (Abb. 2.5).

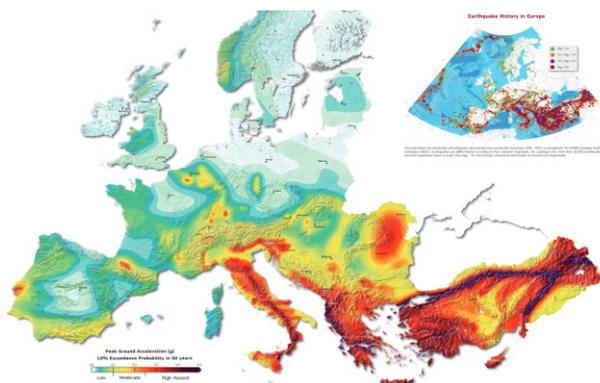


Abb. 2.4: European Seismic Hazard Map nach [11]

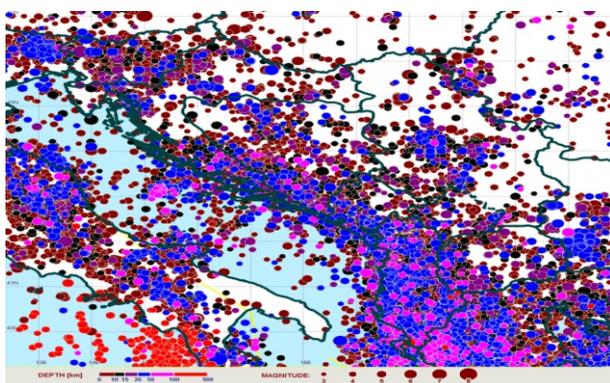


Abb. 2.5: Seismizität der westlichen Balkanregion, ausgedrückt als Karte der Erdbeben Epizentren nach [10]

Am Westbalkan befindet sich auch Albanien – eine Zone, die vergleichsweise oft von diesen Erdbebenereignissen betroffen ist. Albanien ist von zahlreichen Erdbeben gekennzeichnet: es treten solche mit sehr geringen Intensitäten („Mikrobeben“) auf und mit einer Magnitude von  $1,0 < M < 3,0$ , Erdbeben mit einer geringen Intensität und einer Magnitude von  $3,0 < M < 5,0$  und von Erdbeben mittlerer Größenordnung mit einer Magnitude von  $5,0 < M < 7,0$  und selten ereignet sich ein sehr schweres Erdbeben, bei dem die Magnitude größer als 7 ist [1]. In einem Zeitraum um das II. – III. Jahrhundert v. Chr. und bis in Jahr 1900 wurden 89 Erdbeben in Albanien aufgezeichnet (57 davon im XIX. Jahrhundert), die alle eine Intensität von  $I > VIII$  aufwiesen, wobei 15 davon eine Intensität von über  $IX$  aufwiesen – gemäß MKS-64 <sup>1</sup> Skala [1].

Die meisten großen Erdbeben in Albanien treten in den folgenden drei seismischen Zonen auf [1]:

- Erdbebenzone zwischen der Adria und der Ionischen Erdbebenplatte, welche sich im östlichen Bereich der Mikropalte der Adria befindet und sich vom Nordwesten bis Südosten erstreckt
- Peshkopi-Korçë Erdbebenzone – erstreckt sich vom Norden nach Süden
- Elbasan-Dibër Erdbebenzone – erstreckt sich vom Norden nach Osten

<sup>1</sup>MKS-64, ist eine seismische Skala, die nach ihren Gründern V. Medvedev, W. Sponheuer und V. Karnik benannt wurde. Sie wurde erstmals im Jahr 1964 vorgestellt und enthielt verbesserte Ansätze, die als Grundlage für die Erstellung der europäischen seismischen Skala EMS-98 diente.

Die Entstehungsorte der Erdbeben in Albanien stellen die wichtigsten Daten zur Berechnung der Erdbebengefährdung dar. Aus den Überlegungen des heutigen tektonischen Regimes und den Daten aus dem Erdbebenregister sind die seismischen Regionen Albanien in neun seismische Entstehungszonen unterteilt (Abb. 2.6)[1]:

1. Zone „Lezhë-Ulqin“ (LU) mit einem Wert  $M_{max} = 7,2$
2. Zone „e Ultësirës Pranadriadike“ (PL) mit einem Wert  $M_{max} = 7,0$
3. Zone „e Bregdetit Jonian“ (IC) mit einem Wert  $M_{max} = 7,0$
4. Zone „Korçë-Ohër“ (KO) mit einem Wert  $M_{max} = 6,9$
5. Zone „Elbasan-Dibër-Tetovë“ (EDT) mit einem Wert  $M_{max} = 6,9$
6. Zone „Kukës-Peshkopi“ (KP) mit einem Wert  $M_{max} = 6,5$
7. Zone „Shkodër-Tropojë“ (ST) mit einem Wert  $M_{max} = 6,5$
8. Zone „Pejë Prizren“ (PP) mit einem Wert  $M_{max} = 6,8$
9. Zone „e Shkupit“ (SK) mit einem Wert  $M_{max} = 6,5$

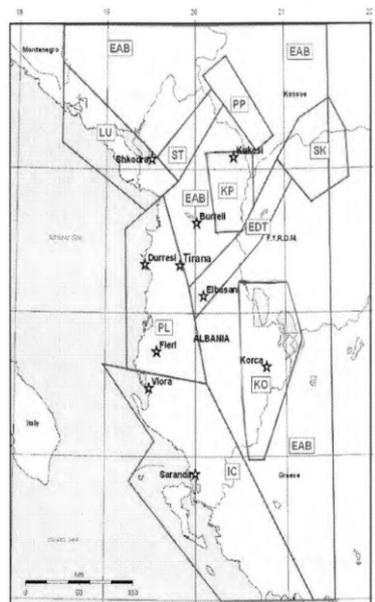


Abb. 2.6: Karte der seismischen Entstehungszonen in Albanien nach [1]

In Bezug auf die Erdbebenwahrscheinlichkeit hat Albanien eine 75 prozentige Wahrscheinlichkeit für folgende Ereignisse:

- Jährlich: Erdbeben mit einer Magnitude von  $M = 4,7$
- Einmal in 50 Jahren: Erdbeben mit einer Stärke von nicht größer als  $M = 6,1$
- Einmal in 100 Jahren: Ein Erdbebenereignis mit einer Stärke von nicht größer als  $M = 6,4$

Hiermit wird klar, dass Albanien ein Risiko für Erdbebenereignisse birgt. Dazu kommt, dass nicht nur die Erdbeben in Albanien ein Risiko für Albanien darstellen, sondern ebenso jene in den Nachbarländern. Ein Beispiel hierfür ist das Erdbeben in Montenegro im Jahr 1979, bei welchem 35 Menschen in Albanien um Leben kamen, 382 Menschen schwere Verletzungen erlitten und über 100.000 Menschen ihr Zuhause in Albanien verloren [1].

### 2.2.1 Erdbebennormen in Albanien – KTP

Die Normausgabe „KTP“ (*alb. Kushtet e Teknike të Projektimit – zu deutsch: Technische Entwurfsbedingungen*) wurde 1989 veröffentlicht und stellt die zuletzt aktualisierte und gesetzlich genehmigte Baunorm des Bauministeriums in Albanien dar, welche genaue Angaben über seismische Aktivitäten in Albanien sowie die entsprechende seismische Karte beinhaltet. Diese enthält die Erdbebenaktivität Albaniens und ist in drei Intensitätszonen dargestellt (Abb. 2.7). Für diese drei Intensitätszonen (VI, VII und VIII) besteht die Annahme, dass innerhalb eines Jahrhunderts eine maximale Intensität von VI bis zu VIII MSK-64 auftreten kann. Die Erdbebenintensität IX ist dort nur in Epizentren großer historischer Erdbeben wiederzufinden.

Die ersten Erdbebennormen in Albanien, in welchen die Darstellung der seismischen Zonen vorhanden ist, wurden 1952 offiziell genehmigt. Danach wurde die erste Auflage überarbeitet und im Jahre 1963 aktualisiert. Im Jahre 1979 folgte eine weitere überarbeitete Auflage, in der die noch heute verwendete Karte (Abb. 2.7) der seismischen Zonen Albaniens enthalten ist. Hierdurch erkennt man, dass ab 1952 das Thema Erdbebengefahr bzw. -sicherheit in Albanien an Wichtigkeit zunahm und die Risiken relativ früh berechnet wurden.



Abb. 2.7: Karte der seismischen Zoneneinteilung Albaniens nach [14]

Die im Normenwerk KTP angegebenen seismischen Anforderungen beziehen sich auf Gebäude mit einer vorhandenen Erdbebenintensität von über VI (MSK-64). Die Berechnungen der

Tab. 2.1: Werte für den Beiwert  $k_E$  der seismischen Intensität

Baugrundklasse I	Werte für den Beiwert $k_E$ der seismischen Intensität		
	VII	VIII	IX
I	0,08	0,16	0,27
II	0,11	0,22	0,36
III	0,14	0,26	0,42

Tragwerke, die von seismischen Einwirkungen betroffen sind, beruhen auch auf der Annahme von Intensitäten zwischen VI und IX. Eine hier sehr wichtige Information liegt darin, dass die Höchstanzahl der Stockwerke beim betrachteten Gebäude bei 6 Etagen liegt.

### Belastungen nach KTP

Für die Berechnung von Tragwerken durch seismische Einwirkungen betrachtet man das elastische horizontale Bodenbeschleunigungs-Antwortspektrum

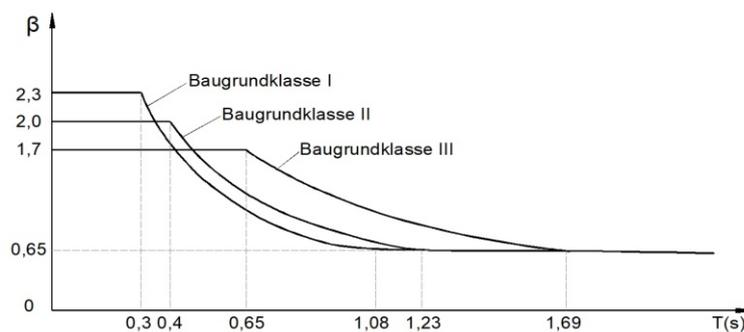
$$S_a = k_e \cdot k_r \cdot \Psi \cdot \beta \cdot g \quad (2.1)$$

Hierbei wird das horizontal elastische Antwortspektrum folgendermaßen angenommen:

$$S_a = k_e \cdot \beta \cdot g \quad (2.2)$$

wobei:

- $k_E$  Seismizitätskoeffizient
- $k_r$  Bedeutungsbeiwert
- $\Psi$  Koeffizient der Reaktion auf die seismischen Einwirkungen, welcher mittels Tabellenwerten in Abhängigkeit des Bauteils ermittelt wird
- $\beta$  dynamischer Koeffizient, abhängig von  $T$
- $g$  Erdbeschleunigung

Abb. 2.8: Dynamischer Beiwert  $\beta$  nach KTP-N.2-89 nach [14]

Bei der Berechnung von Bauteilen oder Bauwerken, welche von den horizontalen Erdbebenwirkungen betroffen sind, wird beim Berechnungsschema für den Ersatzstab angenommen, dass sich die Kräfte auf den einzelnen Stockwerken konzentrieren. Hierbei wird die horizontale seismische Kraft, die auf dem „k“-Niveau dem „i“-Modus entsprechend ausgeübt wird, mittels folgender Formel berechnet:

$$E_{ki} = k_E \cdot k_r \cdot \Psi \cdot \beta_i \cdot \eta_{ki} \cdot Q_k \quad (2.3)$$

wobei:

$\beta_i$  dynamischer Koeffizient, welcher der Eigenperiode nach dem i-Modus entspricht

$\eta_{ki}$  Verteilungskoeffizient der seismischen Belastungen

$Q_k$  Masse des Geschosses

Für den dynamischen Koeffizienten sind abhängig von der Baugrundklasse untenstehende Bedingungen definiert:

- Baugrundklasse I:

$$0.65 \leq \beta_i = \frac{0.7}{T_i} \leq 2.3 \quad (2.4)$$

- Baugrundklasse II:

$$0.65 \leq \beta_i = \frac{0.8}{T_i} \leq 2.0 \quad (2.5)$$

- Baugrundklasse III:

$$0.65 \leq \beta_i = \frac{1.1}{T_i} \leq 1.7 \quad (2.6)$$

Obwohl die „Entwurfsspektren“ für die seismischen Untersuchungen in der KTP-N.2-89 angegeben werden, sind deren Werte im Vergleich zu den heutigen Ergebnissen sehr gering. Würden die Untersuchungen der Spektren KTP-N.2-78 im gleichen Koordinationssystem (nach der Seismizitätskarte 63) dargestellt werden (Abb. 2.9), so würde deutlich hervorgehen, dass die Elastizitätsspektren der KTP-N.2-89 (nach der Seismizitätskarte 79) und des Eurocodes 8 große Unterschiede aufweisen und damit die Werte der KTP-89 deutlich geringer wären als jene des EC8.

Demnach kann die Berechnung erdbebensicherer Bauwerke in Albanien in drei charakteristische Bauperioden unterteilt werden:

- Zeitraum vor 1960: Erdbebensicherheit von Gebäuden war äußerst gering oder nicht vorhanden.
- 1960 – 1990: Nicht ausreichendes, niedriges Niveau der Erdbebensicherheit;
- Nach 1990: Schutz der Bauwerke vor Erdbeben nach KTP-N.2-89, jedoch, unter Berücksichtigung der örtlichen, neuen wissenschaftlichen Erkenntnisse, immer noch kein ausreichender Schutz;

Bezugnehmend auf die vorhergehende Abbildung 2.9 wird deutlich, dass die seismischen Einwirkungen nach KTP-N.2-89 im Vergleich zum EC 8 einen sehr geringen Wert aufweisen. Die

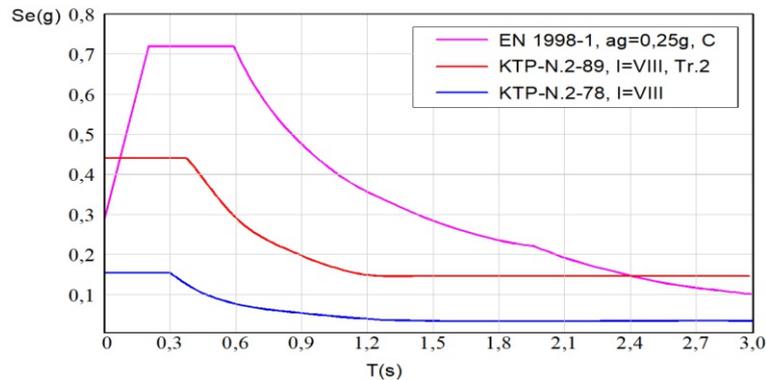


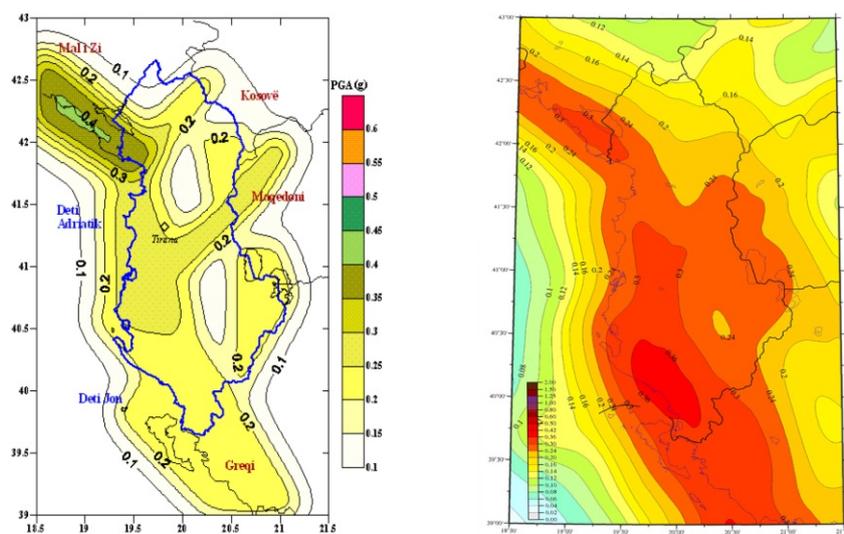
Abb. 2.9: Vergleich der Elastizitätsspektren nach KTP-N.2-78, I=VIII, und KTP-N.2-89 für die Baugrundklasse II, I=VIII, sowie nach EN 1998-1, für die Baugrundklasse C mit  $a_g=0,25g$ , für die Stadt Tirana

Forschung und Arbeit zur Erstellung neuer seismischer Karten wurden in den letzten Jahren fortgesetzt und spiegeln sich in mehreren Literaturausgaben, siehe [1,2,10,12] wider, worin neue Karten mit probabilistischen Angaben über die Erdbebengefährdung in Albanien enthalten sind. Diese Karten wurden in den vergangenen Jahren regelmäßig nach jedem Erdbebenereignis gemäß den Werten der PGA überarbeitet. In Abb. 2.10(a) (beinhaltet eine Zusammenfassung mehrerer Arbeiten [1]) sind die Karten der Wahrscheinlichkeit der Erdbebengefährdung in Albanien in voller Übereinstimmung mit dem EC 8 dargestellt. Darin sind die Werte der maximalen Bodenbeschleunigung (PGA) und der spektralen Bodenbeschleunigung (SA) für felsiges Gelände berechnet, wobei zwei Wahrscheinlichkeiten betrachtet werden: Eine Wahrscheinlichkeit von 10 Prozent, dass innerhalb von 10 Jahren, und eine Wahrscheinlichkeit von 10 Prozent, dass innerhalb von 50 Jahren, ein Erdbeben auftritt. Dies entspricht den zwei Wiederkehrperioden von Erdbeben: 95 Jahre beziehungsweise 475 Jahre. Diese Forschungsergebnisse und Auswertungen der Wahrscheinlichkeiten für die Erdbebengefährdung Albaniens müssen als Grundlage bei der Erstellung der neuen Norm für erdbebensicheres Bauen in Albanien herangezogen werden.

Außerdem wurde die in Abbildung 2.10(b) abgebildete Karte, welche zugleich der zuletzt erschienenen Karte entspricht, zur Aufnahme in die neuen Normen gemäß Eurocode 8 vorgeschlagen. Aus dieser Karte geht hervor, dass in Albanien sehr wenige Zonen als erdbebensicher eingestuft sind, siehe beispielsweise den Teil Nordalbanien, bei dem der Wahrscheinlichkeitswert unter  $0,15g$  liegt.

Der Nord- u. Südwesten Albaniens stellen die Zonen mit der größten Erdbebengefährdung dar. Dabei weist der Großteil der Küste Albaniens Werte von über  $0,25g$  PGA auf. Die Zone „Lushnja-Elbasan-Dibër“ birgt ebenso ein hohes Risiko für Erdbeben, mit Werten zwischen  $0,24-0,30g$  PGA. Für den Zeitraum der 475-jährigen Wiederkehr liegt die Bodenbewegung, dargestellt durch die PGA, nahezu im gesamten Territorium innerhalb des Intervalls  $0,20-0,24 g$ . Im Nord- und Südwesten sogar im Bereich zwischen  $0,30-0,38 g$  [12].

Bei Heranziehen dieser seismischen Karte als Referenz, um neue einheitliche nationale seismische Zonen zu schaffen, ergibt sich eine Bodenbeschleunigung, die wesentlich größer ist als jene, die in der aktuellen Verordnung angegeben ist. Dies bedeutet, dass die zuständigen Behörden die erzielten Ergebnisse zur Verbesserung der bestehenden Normen in Betracht ziehen müssen, um eine Grundlage zu schaffen, die zuverlässiger und näher an der Realität ist, und somit um zur Verbesserung der Standsicherheit von Bauwerken in Albanien beizutragen.



(a) Karte der PGA für Albanien auf Felsstandorte und einer Wahrscheinlichkeit von 10% für 50 Jahre oder 475 Jahre Wiederkehrperiode nach *Aliaj [1]* .

(b) Probabilistische, seismische Gefahrenkarte für in g mit 475-jähriger Wiederkehrperiode, Felsboden nach *Fundo [12]* .

Abb. 2.10: Empfohlene, neue Erdbebenkarte für Albanien [1,12]

### 2.2.2 Eurocodes und deren Anwendung in Albanien

Alles rund um die Eurocodes ist und war schon immer ein Diskussionsthema in Albanien, speziell bei den Lehrenden und Planern, die im Fachgebiet Bauwesen und in anderen einschlägigen Bereichen, wie der Geologie und Seismologie, tätig sind. Die staatlichen Institutionen des Bauwesens planen und priorisieren die Einführung der Eurocodes in die nationalen Bemessungsregeln. Der Beginn der Übersetzung der Eurocodes erfolgte bereits im Jahr 2001. Anschließend leitete eine Arbeitsgruppe von Spezialisten des Bauwesens im Jahr 2011 eine Initiative ein, die Eurocodes zu übersetzen und Entwürfe zu erstellen [16]. Bei zahlreichen Diskussionen wurden die Möglichkeiten zur praktischen Einführung dieser Eurocodes und Überlegungen, wie bestehende Bemessungsparameter geändert werden sollen und anschließend von Ingenieurgesellschaften und Interessengemeinschaften etc. umgesetzt werden können, bei vielen Kongressen und Konferenzen vorgestellt.

Die aktuellen technischen Bedingungen bei den Bemessungsregeln im Bauwesen spiegeln eher die charakteristische und vorherrschenden Erkenntnisse der Zeit vor den 90er-Jahren wider, sprich Gebäude mit niedriger Höhe und einer Stützkonstruktion aus hauptsächlich Mauerwerk oder Mischkonstruktionen, wie beispielsweise bewehrte Mauerwerke und Stahlbetonsäulen. Stahlbetonbauteile werden in diesen Normen dagegen nur sehr begrenzt behandelt. Da die letzte Aktualisierung des KTP vor 30 Jahren stattfand, ist davon auszugehen, dass die Überarbeitung und Aktualisierung dieser Normen nicht einfach ist. Aus diesem Grund wäre die Einführung bzw. Übernahme der Eurocodes die aktuell beste Lösung, da Albanien ohnehin Teil Europas ist und mit Hinblick auf die angestrebte EU-Mitgliedschaft die Anwendung der Eurocodes einen erforderlichen Bestandteil darstellen würde. Hinzu kommt noch, dass in den letzten Jahren in den Großstädten Albaniens viele hohe Gebäude mit anspruchsvollen Konstruktionen geplant wurden. Die Durchführung solcher Projekte ist mit den aktuellen Normen Albaniens, KTP-N.2-89, nicht

möglich. In [16] befindet sich eine umfassende Ausarbeitung dieser Inhalte und der Verfahren, die für die Einführung der Eurocodes als Bemessungsgrundlage für Albanien sprechen und sich mit diesen Themen befassen.

### 2.2.3 Das Erdbeben vom 26. November 2019 und dessen Auswirkungen auf Gebäude

Am 26.11.2019, um 02:45 Uhr, ereignete sich in der Hafenstadt Durrës und Umgebung ein Erdbeben mit einer Magnitude von  $M_{w}6,4$ . Dieses Beben wurde sogar in den Nachbarstaaten Kosovo, Griechenland, Montenegro und Italien wahrgenommen und erreichte darüber hinaus noch Kroatien sowie Bosnien und Herzegowina. Es handelte sich um das stärkste Erdbeben der letzten 40 Jahre in Albanien.

Das Epizentrum befand sich 7 km entfernt von der Hafenstadt Durrës und 36 km westlich der Hauptstadt Tirana, mit einer Tiefe von 10 km (Abb. 2.11). Die größten Schäden traten in der Region Durrës-Tiranë-Thumana auf und hinterließen Spuren, wie Bodenverflüssigungen an den Stränden der betroffenen Küstenbereiche. Das Erdbeben brachte 51 Tote, 900 Verletzte und 17.000 Obdachlose mit sich. Es wurde außerdem eine Vielzahl an Gebäuden zerstört, von denen einige sogar komplett einstürzten. 1183 Gebäude in Durrës und Thumana erlitten einen Totalschaden und weitere 5497 schwere Schäden. Des Weiteren wurden sogar in der Hauptstadt über 1400 Bauwerke durch dieses Beben beschädigt [3,4,5].

Das Haupterdbeben vom 26.11.2019 kündigte sich bereits vorher mit mehreren Vorbeben an. Ungefähr zwei Monate davor, am 21.09.2019, traten nacheinander Beben mit einer Magnitude von  $M_{w}5,6$  und  $M_{w}5,1$  auf, gefolgt von einem weiteren Beben Mitte November desselben Jahres mit einer Stärke von  $M_{w}4,9$ . Die darauffolgenden Monate waren ebenso geprägt von zahlreichen Erdbeben. Insgesamt gab es 4 Nachbeben mit einer Intensität zwischen  $M = 5,1 - 5,4$ , weitere 28 Nachbeben im Bereich  $M = 4,0 - 4,9$  und noch 150 Beben im Bereich zwischen  $M = 3,0 - 3,9$  [4].

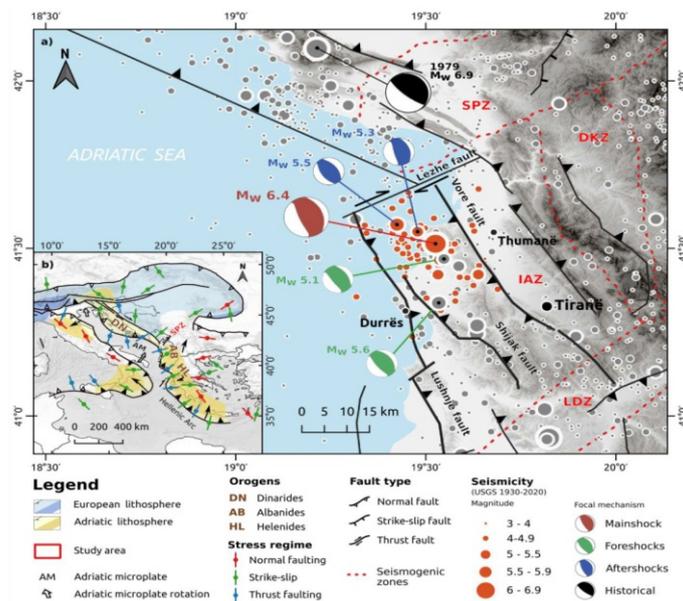


Abb. 2.11: Karte der seismischen Aktivität im NW Albanien nach *Govorcin* [5]

### 2.2.3.1 Schäden an Gebäude und Materialverluste durch das Erdbeben vom 26. November 2019

Beim Erdbeben vom 26. November 2019 wurden viele Gebäude beschädigt, einige stürzten sogar ein, sodass die Schadenshöhe einen Wert von ungefähr 985,07 Millionen Euro erreichte [5]. Die meisten Schäden traten hauptsächlich bei Wohngebäuden auf (78,5%), gefolgt von Produktionsstätten (8,4%) und dem Bildungseinrichtungen (7,5%) [8]. Von den Folgen des Erdbebens waren insgesamt 202.291 Menschen betroffen, davon 47.265 direkt und 155.028 indirekt. Abbildung 2.12 zeigt den Einfluss auf die Bevölkerung und die Erdbebenintensität: 1) Intensität VIII entspricht 140.000 Personen; 2) Intensität VII entspricht 680.000 Personen; 3) Intensität VI entspricht 870.000 Personen; und 4) Intensität V entspricht 1,9 Millionen Personen.

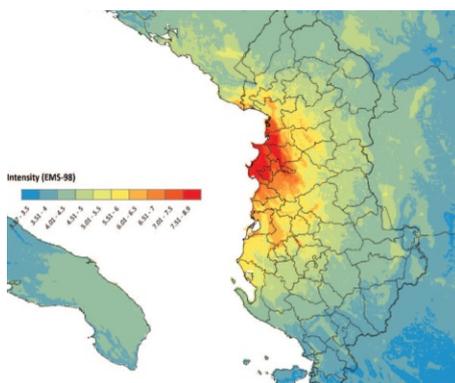


Abb. 2.12: Modellerte seismische Intensitätsverteilung des Hauptschocks [8]

Die meisten Schäden wurden an Bauten, die aus der Zeit vor 1993 stammen, erkannt. Diese vor 1993 errichteten Gebäude bestanden hauptsächlich aus Mauerwerk (Ziegel oder Lehmziegel), siehe Abb. 2.13, oder unbewehrten Betonblöcken, während die nach 1993 errichteten Gebäude fast ausschließlich aus Stahlbeton bestehen und daher eine bessere Stabilität besitzen. Die größten Schäden fand man an Mauerwerksgebäuden ohne Betonstützen, während bei den sogenannten Mischkonstruktionen, die aus mit Betonsäule angefassten Mauerziegeln bestehen, aufgrund der kombinierten Materialunterschiede, nur an den Ziegeln Risse festgestellt wurden. Bei Hochhäusern mit Skelettbauweise führte die Kombination von Rahmensystemen und ausgesteiften Wänden zur Beschädigung der Ausfachungswände aus Ziegel sowie zu deren kompletten Zerstörung (siehe Abb. 2.14). Dies ist durch den Aufbau aus massiven Säulen und/oder seismischen Wänden begründet und, wenn die Verformungen des Gebäudes zu groß werden, können die Ausfachungswände aus Lochziegel diesen Kräften nicht mehr standhalten.

Bei mehrstöckigen Gebäuden wurden Beschädigungen fast nur bei nichttragenden Elementen festgestellt, wie bspw. bei Trennwänden. Schäden an Ausfachungswänden traten hauptsächlich in den unteren Etagen (Abb. 2.14) auf, während die oberen Stockwerke nahezu unverändert blieben. Die häufigsten Schäden beschränkten sich auf Risse im Putz, Risse in den Wänden und teilweise Einstürze von Ziegelwänden.



Abb. 2.13: Ein in Thumanë eingestürztes Gebäude mit lasttragenden Ziegelwänden und einfach stützenden Stahlbeton-Hohlkörperdecken [7]



Abb. 2.14: Schäden an Hochbauten infolge des Durrësi-Erdbebens. Foto Verfasser.

Ein weiterer bedeutender Zerstörungsfaktor, als Folge von Erdbeben, ist die Bodenverflüssigung. Aufgrund dieses Phänomens könnte der komplette Einsturz des Mira Mare Hotels erfolgt sein (Abb. 2.15(b)), welches gleichzeitig die Ursache für den Zusammenbruch vieler anderer Gebäude in den betroffenen Gebieten, in denen Bodenverflüssigung stattfand, darstellen kann [7]. Das Verflüssigungsphänomen zeigte sich durch das Sprudeln vom Sand aus Rissen im Boden. Dies ähnelte der Form von kleinen Vulkanen oder Fontänen aus Sand und Schlamm, die auf die Oberfläche befördert wurden. In den Bereichen, die von der Bodenverflüssigung betroffen waren, kam es sogar zum Einsturz des Hotels Vila Verda (Abb. 2.15(c)). Hier waren die ersten beiden Stockwerke vollkommen zerstört, wobei die darüberliegenden Etagen keine einzigen Schäden, oder gar Anzeichen von Schäden, aufwiesen. Bei dem Ljubljana Hotel (Abb. 2.15(d)), welches sich nur wenige Meter entfernt vom Mira Mare Hotel (s.o., Totaleinsturz) befand, zeigten sich Anzeichen des Versagens bei den Säulen im Erdgeschoss. Dies kann auch auf die Bodenverflüssigung zurückzuführen sein, jedoch brach das Gebäude hier nicht ein.



(a) Hotel Mira Mare, nach dem Erdbeben vom 21.09.2019



(b) Hotel Mira Mare, nach dem Erdbeben vom 26.11.2019



(c) Hotel Vila Verde, nach dem Erdbeben vom 21.09.2019



(d) Hotel Lubjana, nach dem Erdbeben vom 26.11.2019

Abb. 2.15: Schäden an Gebäude in den Bereichen, die von der Bodenverflüssigung betroffen waren [7]

Beim Erdbeben vom 26. November 2019 waren die am meisten betroffenen Gebiete in Albanien die Städte Thumanë und Durrës. Hier ereigneten sich durch die Erdbeben viele Gebäudeeinstürze und Todesfälle. In Thumanë zeichneten sich die eingestürzten Gebäude hauptsächlich durch Aufbauten aus Vollziegeln und Fertigteildecken aus. Diese bestanden aus vorgefertigten Elementen, welche ohne ineinander übergreifende Verbindungen eingebaut wurden.

### 2.2.4 Die Entwicklung von Wohngebäuden in Albanien

Gebäude in Albanien lassen sich in 4 Arten unterteilen: (i) Einfamilienhäuser, (ii) Doppelhäuser, (iii) Reihenhäuser und (iv) Mehrfamilienhäuser

Über 80 % aller Gebäude in Albanien sind einstöckige Einfamilienhäuser (siehe Abb. 2.16(a)). Bei nur 3,7 % handelt es sich um Wohngebäude aus mehreren Parteien, welche ca. 35% aller Wohnungen ausmachen [15].

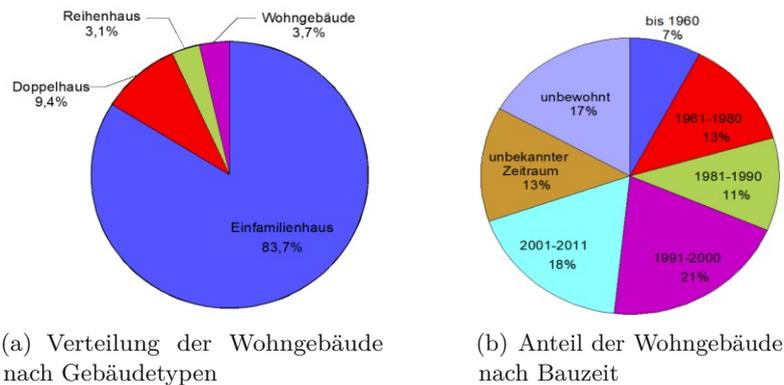


Abb. 2.16: Entwicklung von Gebäudetypen in Albanien [15]

Abbildung 2.16(b) zeigt die Anteile der Gebäude, aufgeteilt in zeitliche Bauphasen. Dort wird erkannt, dass nur 7% der Gebäude aus der Zeit vor 1960 stammen. Nach dem zweiten Weltkrieg und vor allem nach 1960 gab es einen Aufschwung im Bausektor, welcher vor allem die Mehrfamilienhäuser betraf. Gleichermäßen trat der Bau-Boom in Albanien nach den 90er-Jahren ein, welcher hier jedoch überwiegend den Einfamilienhausbau betraf. Ab dem jetzigen Jahrhundert erhöhte sich dann wieder der Bau von Mehrfamilienhäusern [15].

Des Weiteren erfolgt eine Aufteilung in 5 Phasen in Bezug auf die Baujahre (Abb. 2.17) [15]:

- vor 1960
- zwischen 1961 und 1980
- zwischen 1981 und 1990
- zwischen 1991 und 2000
- zwischen 2001 und 2011

Einfamilienhäuser aus der Zeit von 1991 bis 2000 bilden die größte Gruppe der Gebäudearten. Wohngebäude aus der Zeit zwischen 1961 und 1980 stellen ebenfalls eine wichtige und stark vertretene Gruppe dar. Gebäude, die vor dem Jahr 1960 gebaut wurden, weisen keinen Erdbebenwiderstand auf, jene aus den Jahren 1960 bis 1990 weisen einen geringen seismischen Schutz und jene nach 1990 einen ausreichenden Schutz auf. Eine vollständige Bewertung der seismischen Gefährdung in Albanien umfasst viele nicht-seismische Daten, Wissen und die Fähigkeit zur Übersetzung der seismischen Schwingungseffekte in mögliche Verluste. Forschung über die seismische Gefährdung wird in Albanien nicht betrieben, jedoch ist in [2] eine erste Annäherung zur Allokation der Quellen/Ursprünge in den Orten, wo die Gewinne größer wären, beschrieben. Die urbane, seismische Gefährdung in Tirana beläuft sich auf ein Viertel, womöglich sogar viel

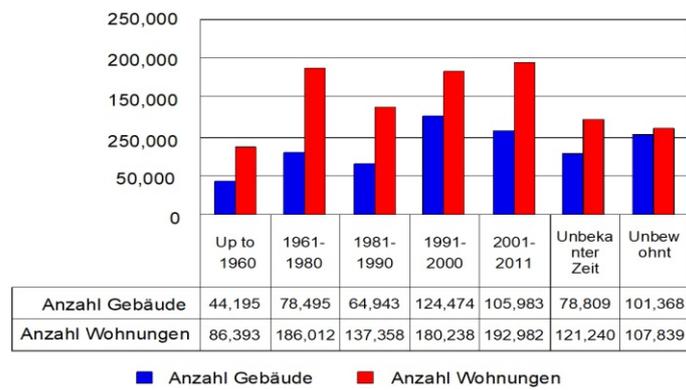


Abb. 2.17: Anzahl Wohngebäude nach Bauzeit [15]

höher, wenn die offiziellen Zahlen der Bevölkerung unterschätzt wurden. Die sechs am meisten gefährdeten Städte Albaniens machen über 2 Drittel des urbanen Risikos aus 2.18 .

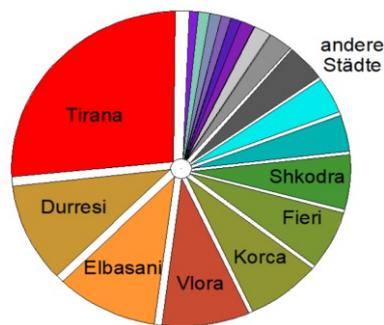


Abb. 2.18: Urbanes Erdbebenrisiko in Albanien nach [2]



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar  
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

# Kapitel 3

## Seismische Bewertung bestehender Stahlbetongebäude

### 3.1 Allgemeine

Bestehende Gebäude in erdbebengefährdeten Gebieten erfüllen im Allgemeinen die seismischen Kriterien gemäß aktuellen Normen nicht und weisen daher Mängel auf. Dies ist vor allem in den Zonen der Fall, wo eine Erdbebengefährdung besteht, oder dort, wo, basierend auf dem momentanen Wissensstand, die Erdbebengefährdung höher ist als sie es zu Zeiten des Gebäudeentwurfs war. In den derzeitigen Normen sind die seismischen Kriterien, welche Neubauten zu erfüllen haben, gut abgedeckt. Außerdem wird vor allem bei neuen Gebäuden die Erdbebengefährdung berücksichtigt und sind diese folglich erdbebensicher gebaut. Dementsprechend stellen bestehende Gebäude für Mensch und Umwelt die Hauptbedrohung im Falle eines Erdbebens dar. Aus diesem Grund ist in vielen Normen auch eine Beurteilung aufgrund von Erdbebenaktivitäten von bestehenden Gebäuden vorgesehen, wie beispielsweise in Teil 3 des EC8. Während die seismische Beurteilung und Ertüchtigung von Neubauten sowohl in der Entwurfs- als auch in der Ausführungsphase mit geringen Kosten verbunden sind, ist die Rehabilitation von bestehenden Gebäuden aufgrund von seismischer Aktivität mit sehr hohen Kosten verbunden, sowie könnte eine Unterbrechung der Nutzung des Gebäudes aus sozialer Hinsicht in Frage kommen oder könnte eine weitere Nutzung nur wiederum mit hohen Kosten ermöglicht werden. Somit erweist sich die Einbindung der seismischen Aspekte während der Sanierung des Gebäudes oder des Nutzungsänderungszweckes des Gebäudes als eine gute Vorgehensweise für den Eingriff zur seismischen Verbesserung [20,18].

### 3.2 Normen für die Beurteilung bestehender Stahlbetontragwerke

Da in Albanien in den derzeitigen Normen der Teil beziehentlich bestehender Hochbauten nicht berücksichtigt wird – jedoch die Verwendung der europäischen Normen (Eurocodes) übernommen wurde, deren Anwendung in Albanien zwar erlaubt ist, aber nicht als verpflichtende Norm in Kraft getreten ist –, wird im Weiteren die Beurteilung von Stahlbetontragwerken gemäß ÖNORM 1998-3 nationaler Anhang für Österreich sowie gemäß ÖNORM B 4008-1 als Regelwerke für bestehende Hochbauten in Österreich zur Ausarbeitung eines bestehenden Hochbaus in Albanien herangezogen.

#### 3.2.1 ÖNORM B 4008-1

Diese Norm beschreibt die Vorgehensweise bei der Bewertung der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit von bestehenden Hochbauten mit dem Ziel, rechtzeitig mögliche Beeinträchtigungen der Zuverlässigkeit zu erkennen und damit unnötige Ausgaben zu vermeiden, sowie eine sinnvolle Weiternutzung und Erweiterung nachhaltig zu gestalten [16].

Eine Bewertung eines bestehenden Tragwerks kann nach ÖNORM B 4008-1 in folgenden Fällen notwendig werden:

- Konstruktive Eingriffe in das Tragwerk
- statisch relevante Änderungen von Einwirkungen
- Vornahme größerer Investitionen zur Verbesserung des Bauwerks
- Bei Änderung der Schadensfolgeklasse bzw. der Bedeutungskategorie
- Bei Feststellen von Bauschäden
- Bei Auftreten von neuen Erkenntnissen, die die Tragfähigkeit betreffen

Zur Bewertung der Tragfähigkeit von bestehenden Bauwerken oder Bauteilen sind die am Bauwerk festgestellten aktuellen Gegebenheiten bezüglich Geometrie und Statik, sowie die festgestellten technologischen Eigenschaften heranzuziehen

Welche Anforderungen die Untersuchung von Bestandtragwerken zu erfüllen hat, sind im Anhang B der ÖNORM B 1998-3 festgelegt. Für jene einzelne Bauteile, die von einer Baumaßnahme betroffen sind, ist für die Beurteilung der Tragfähigkeit eine Zustandsaufnahme auf Basis des Kenntnisstandes - KL notwendig, wohingegen bei einer globalen Betrachtung der Tragfähigkeit des Bauwerks Kenntnisstände KL1, KL2 und KL3 gestattet werden.

Die Klassifizierung eines Gebäudes in Bedeutungskategorien (gemäß ÖNORM EN 1998-1:2013, Tabelle 4.3) und Versagensfolgeklassen (gemäß ÖNORM EN 1991-1-7:2014, Tabelle A.1) erfolgt anhand der Schadensfolgeklassen CC 1, CC 2 und CC 3 gemäß ÖNORM B 1990-1:2013, und ist in folgender Tabelle 3.1 ersichtlich.

Tab. 3.1: Festlegung der Bedeutungskategorien und Versagensfolgeklassen auf Basis der Schadensfolgeklassen (Tabelle 2 aus ÖNORM 4008-1:2018) [16]

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

<sup>a</sup> Die Anwendung der Bedeutungskategorie IV ist der ÖNORM EN 1998-1:2013, Tabelle 4.3 zu entnehmen, wobei die Einordnung dieser Gebäude in die Schadensfolgeklasse CC 2 oder CC 3 entsprechend ihrer Bedeutung vorzunehmen ist.

### 3.2.1.1 Methoden der Bewertung

Für die Berechnung der Tragfähigkeit von Bestandsgebäuden werden folgende Methoden in ÖNORM B 4008-1:2018 angeführt [16]:

- Rechnerischer Nachweis der Tragfähigkeit
- Qualitative Bewertung der Tragfähigkeit
- Experimentelle Tragfähigkeitsbewertung am Bauwerk

#### Rechnerischer Nachweis der Tragfähigkeit

Im Gegensatz zur Neuberechnung bedarf es bei der Nachrechnung von Bestandobjekten einer Modellierung des Tragverhaltens, die der Wirklichkeit besonders nahekommt, an hoher Genauigkeit, sowie ist der Nachweis meist mit hohem Berechnungsaufwand verbunden. Überdies sind Kenntnisse des Normenwesens und der Materialtechnologie, die zur Zeit der Errichtung des Bauwerkes galten, unabdinglich [16].

Bei der statischen Berechnung eines Tragsystems werden

- Einwirkungen
- Widerstände, einschließlich der Modellbildung des Tragsystems
- verknüpft durch ein Sicherheitskonzept

aufeinander abgestimmt.

Bei der Nachrechnung nach aktuellem Normenstand und mit den entsprechenden Zuverlässigkeitsstandards wird das Tragwerk eingestuft, wobei der Bemessungswert der Auswirkung einer Einwirkung  $E_d$  stets kleiner oder gleich dem Bemessungswert eines Widerstandes  $R_d$  sein muss, siehe Gl. (3.1) [16].

$$E_d \leq R_d \quad (3.1)$$

wobei:

$E_d$	Bemessungswert der Auswirkung einer Einwirkung
$R_d$	Bemessungswert eines Widerstandes

Sollte anhand einer Nachrechnung das Zuverlässigkeitsniveau nach aktuellem Stand nicht gegeben sein, kann eine Unterschreitung jenes geforderten Niveaus für außergewöhnliche Beanspruchungen und Erdbeben gestattet werden, wenn behördliche Auflagen und Nutzungsvereinbarungen dem nicht widersprechen. Allerdings dürfen auf keinen Fall die Versagenswahrscheinlichkeiten, die in Tabelle 3.2 angegeben sind, überschritten werden [16]:

- Es werden die Versagenswahrscheinlichkeiten gemäß Tabelle 3.2 nicht überschritten.
- Behörde und Bauherr stimmen der objektspezifischen Festlegung des Zuverlässigkeitsniveaus bei Erdbeben zu.

Tab. 3.2: Akzeptable Zuverlässigkeit für Bestandsbauten bei außergewöhnlichen Einwirkungen und Erdbeben (Tabelle A.1 in ÖNORM B 1998-3:2018 [18])

Schadensfolgeklasse bzw. Risikoklasse	Akzeptables, reduziertes Zuverlässigkeitsniveau $Z_{red}$	Versagenswahrscheinlichkeit pro Gebäude(teil) und Jahr $P_{f,ist,max}$
CC 1 bzw. RC 1	$1 - 1 \times 10^{-4}$	$1 \times 10^{-4}$
CC 2 bzw. RC 2	$1 - 1 \times 10^{-5}$	$1 \times 10^{-5}$
CC 3 bzw. RC 3	$1 - 1 \times 10^{-6}$	$1 \times 10^{-6}$

Es bedeutet:  
 $Z_{red}$  akzeptables, reduziertes Zuverlässigkeitsniveau von Bestandsgebäuden bei Erdbeben  
 $P_{f,ist}$  vorhandene Versagenswahrscheinlichkeit des Bestandsgebäudes  
 $P_{f,ist,max}$  maximal akzeptierte Versagenswahrscheinlichkeit des Bestandsgebäudes

### Qualitative Bewertung der Tragfähigkeit

Anhand von Erfahrungen mit dem Verhalten von Tragsystemen wird hiermit eine rasche Bewertung der Tragfähigkeit ermöglicht. Indes müssen alle der folgenden Punkte gegeben sein [16]:

- Es muss zur Genüge Erfahrung bezüglich Konstruktion und Tragverhalten aus vergleichbaren Bauwerken vorhanden sein.
- Betroffene Bauwerke wurden eine geraume Zeit gleichartig genutzt und zeigen keine sicherheitsrelevanten Mängel oder Schäden.
- Widmungsänderungen mit größerer Beanspruch sind nicht vorgesehen.
- Es wird mit keinem spröden Tragwerksversagen gerechnet.

### Experimentelle Tragfähigkeitsbewertung am Bauwerk

Sollte ein rechnerischer Nachweis der Tragfähigkeit nicht möglich, jedoch ein positives Ergebnis durch eine experimentelle Tragfähigkeitsbewertung erwartbar sein, so macht es Sinn, statische oder dynamische Belastungsversuche durchzuführen. Experimentelle Tragfähigkeitsbewertungen sind so zu gestalten, dass es zu keinen Schädigungen kommen kann, beziehungsweise messtechnisch so aufgebaut werden, dass Schädigungen frühzeitig angekündigt werden. Auf Grundlage von Tragwerksmodellen werden Ergebnisse von Belastungsversuchen interpretiert, wobei Einflüsse, wie jene aufgrund von Nutzung, Witterung oder eventuell von Bauteilen mit ursprünglich nicht-tragender Funktion, besonders zu berücksichtigen sind [16].

#### 3.2.2 Beurteilung bestehender Gebäude nach ÖNORM EN 1998:2013, Teil 3

In Teil 3 des EC 8 geht es um die konstruktiven Aspekte der Erdbebenbeurteilung und Ertüchtigung, wobei dieser – im Gegensatz zu allen anderen Eurocodes, die für alle (neuen) Gebäude gelten – nur dann Anwendung findet, wenn eine Beurteilung oder Ertüchtigung für ein bestehendes Gebäude vom Eigentümer oder den lokalen Behörden erwünscht wird beziehungsweise erforderlich

wird. Außerdem werden die Bedingungen, unter welchen ein Gebäude beurteilt werden muss, hier nicht behandelt, sondern ist dies Sache des Eigentümers. Es könnte aber auch ein nationales oder lokales Programm zur seismischen Gefährdungsminderung vonstattengehen, wobei man „aktive“ und „passive“ seismische Beurteilungs- und Ertüchtigungsprogramme auseinandert. Der Unterschied liegt darin, dass bei „aktiven“ Programmen, die Eigentümer betroffener Gebäudedeckategorien dazu aufgefordert werden, eine seismische Beurteilung und unter Umständen eine Ertüchtigung innerhalb festgelegter Zeit abzuschließen, während bei „passiven“ Programmen die seismische Beurteilung durch andere Gegebenheiten und Aktivitäten, wie Nutzungsänderung, Sanierung nach einem Erdbeben etc., bedingt wird [18, 20].

Der Anwendungsbereich von EN 1998-3 erstreckt sich auf Folgendes [18]:

- Bereitstellung von Kriterien für die Erfassung des seismischen Verhaltens von bereits bestehenden einzelnen Bauwerken;
- Beschreibung des Verfahrens zur Auswahl der notwendigen Rehabilitationsmaßnahmen;
- Vorstellung von Kriterien für den Entwurf von Ertüchtigungsmaßnahmen

Zur Bewertung der seismischen Tragfähigkeit bestehender Bauwerke wird auf den Anhang A der ÖNORM B 1998-3:2018 verwiesen. Der Zusammenhang zwischen dem ermittelten Widerstand eines bestehenden Gebäudes und dem Erdbebenerfüllungsfaktor  $\alpha$  ist in Gl. (3.2) ersichtlich.

$$\alpha = \frac{R_d}{E_d} \quad (3.2)$$

wobei:

$R_d$	Bemessungswiderstand des zu beurteilenden Gebäudes gegen Erdbeben, berechnet gemäß ÖNORM EN 1998-3
$E_d$	Bemessungs-Erdbebeneinwirkung, berechnet gemäß ÖNORM EN 1998-1

Aus Gl. (3.2) erkennt man, dass bei einem  $\alpha \geq 1$  der Widerstand gegen Erdbeben ausreichend groß ist und es somit keiner weiteren Maßnahmen bedarf. Umgekehrt, wenn  $\alpha < 1$  ist, heißt das, dass die Versagenswahrscheinlichkeit größer ist als für Neubauten gemäß ÖNORM EN 1990 gefordert wird, und weitere Untersuchungen über die Zulässigkeit der verringerten Zuverlässigkeit oder über die Notwendigkeit von Verstärkungen des Gebäudes werden gefordert [19]. Der angenommene Zusammenhang zwischen der Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$  und dem Erdbebenerfüllungsfaktor  $\alpha$  ist in Abb. 3.2 graphisch dargestellt.

Weiters sind in Tabelle 3.3 die minimalen Erfüllungsfaktoren angegeben. Diese werden aus den Mindestversagenswahrscheinlichkeiten gemäß Tabelle 3.2 (Tabelle A.1 in ÖNORM B 1998-3:2018) bzw. Tabelle 2 in ÖNORM B 4008-1:2018, die auf die Erfüllungsfaktoren nach Werten gemäß Tabelle 3.2 angewendet werden, ermittelt.

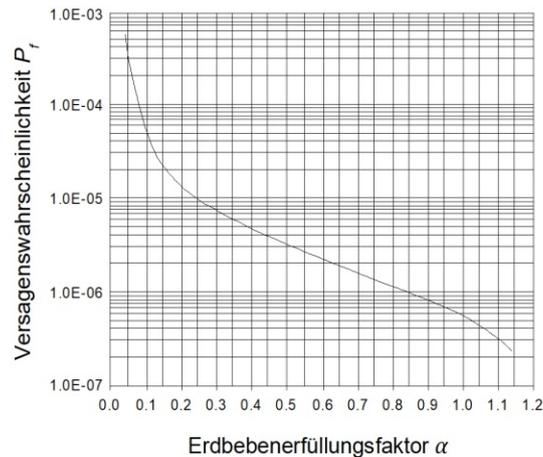


Abb. 3.1: Zusammenhang zwischen Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$  und Erdbebenerfüllungsfaktor  $\alpha$  [19].

Tab. 3.3: Mindest-Erdbebenerfüllungsfaktoren  $\alpha_{min}$  (Tabelle A.3 in ÖNORM B 1998-3 [19])

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

Bestehende Gebäude mit einem höheren Zuverlässigkeitsniveau als bei der Baubewilligung vorgeschrieben wurde, dürfen nicht verschlechtert werden, außer deren Zuverlässigkeitsniveau entspricht nicht mehr dem aktuellen Stand der Technik.

#### Anforderungen bei einer Erhöhung der Personenanzahl

Im Fall des Umbaus eines bestehenden Gebäudes erhöht sich auch die Personenanzahl, wobei es keine Verschlechterung der Bilanz des Personenrisikos nach sich ziehen darf. Auch bei Nutzungsänderung kommt es zur Erhöhung des Personenrisikos, damit geht eine Erhöhung der Schadensfolgeklasse oder Bedeutungsklasse einher.

Wenn es nach einer Bauwerksänderung (z.B. wegen Dachgeschossausbau oder wegen Nutzungsänderung) zu einer Erhöhung der Personenanzahl für das bestehende Bauwerk kommt, dann ist ein Erdbebenerfüllungsfaktor soll aus der erforderlichen Versagenswahrscheinlichkeit, siehe dazu ( Gl. 3.3 ), zu berechnen[19].

$$P_{f,soll} = \frac{PZ_{ist} \cdot P_{f,ist} + \Delta PZ \cdot P_{f,neu}}{P_{f,ist} + \Delta PZ} \quad (3.3)$$

wobei:

$P_{f,neu}$	zulässige Versagenswahrscheinlichkeit eines Neubaus, ermittelt aus $\alpha = 1,00$
$P_{f,ist}$	vorhandene Versagenswahrscheinlichkeit des Bestandsgebäudes
$P_{f,soll}$	erforderliche Versagenswahrscheinlichkeit nach der Bauwerksänderung
$PZ_{ist}$	Personenanzahl im bestehenden Bauwerk
$\Delta PZ_{ist}$	Personenzunahme im veränderten Bauwerk

Die Bedingungen für den neuen Erbebenerfüllungsfaktor sind:

$$\alpha_{soll} \geq \alpha_{min} \quad (3.4)$$

$$\alpha_{soll} \geq \alpha_{ist} \quad (3.5)$$

$\alpha_{ist}$	Erdbebenerfüllungsfaktor des bestehenden Gebäudes entsprechend der Schadensfolgeklasse vor der Bauwerksänderung
$\alpha_{min}$	Mindest-Erdbebenerfüllungsfaktor entsprechend der Schadensfolgeklasse
$\alpha_{soll}$	Erdbebenerfüllungsfaktor des Gebäudes nach Ausbau

### Kenntnisstände

Wie bereits in Abschnitt 3.2.1. beschrieben, werden zur Bewertung der Tragfähigkeit von bestehenden Bauwerken oder Bauteilen die am Bauwerk festgestellten aktuellen Gegebenheiten bezüglich Geometrie und Statik, sowie die festgestellten technologischen Eigenschaften herangezogen. Abhängig von Aufgabenstellung und Zustand des Bauwerks unterscheidet sich die Bestandserhebung in Umfang und Tiefe, sowie kann eine Erhebung für das gesamte Bauwerk oder für einzelne Tragwerksteile erfolgen .

Folgende Methoden sind möglich [19]:

- *Sichtung der vorhandenen Bauwerksdokumentation unter Berücksichtigung der Nutzererfahrungen, augenscheinliche Kontrolle*
- *Zerstörungsfreie in-situ-Untersuchungen, geometrische Bestandaufnahmen*
- *Zusätzliche messtechnische Bauwerksuntersuchungen und Laborprüfungen*

Mit einem Befund ist die bestehende Dokumentation auf augenscheinliche Übereinstimmung mit dem Bestand zu überprüfen, um Felduntersuchungen auf Stichproben beschränken zu dürfen.

Zur Beurteilung eines Bestandsgebäudes sind:

- *die zum jeweiligen Bauwerk gehörende, vorhandene Dokumentation*
- *einschlägige Informationsquellen (zB historische Normen, Richtlinien und Fachliteratur)*

- *Bestandsaufnahmen und Felduntersuchungen, bei Bedarf ergänzt durch Labormessungen und Versuche*

erheblich [19].

Durch die Kenntnisstände KL 1 bis KL 3 ist in ÖNORM EN 1998-3:2013 der Grad der Genauigkeit für die Beurteilung des Widerstandes gegen Erdbeben festgelegt, der auch für alle anderen Einwirkungsarten gilt. Diese Kenntnisstände sind wie folgt zu unterscheiden [19]:

- KL 1: beschränkter Kenntnisstand
- KL 2: normaler Kenntnisstand
- KL 3: vollständiger Kenntnisstand

Die erforderlichen Faktoren zur Festlegung des einschlägigen Kenntnisstandes für die Zustandsaufnahme sind [18,19]:

- Geometrie
- Konstruktive Einzelheiten
- Werkstoff

Für die durchzuführenden Untersuchungen sind die vorhandenen Unterlagen unentbehrlich und ist deren Übereinstimmung mit dem Bestand gemäß Tabelle 3.4 durchzuführen. Stimmen die Abmessungen hinreichend überein, so dürfen sich die Berechnungen auf die Nennwerte der Querschnittsabmessungen stützen.

Tab. 3.4: Unterlagen für die Erzielung von Kenntnisständen (Tabelle B.1 in ÖNORM B 1998-3:2018 [19] )

<b>Kenntnisstand</b>	<b>Geometrie</b>		<b>Konstruktive Einzelheiten</b>		<b>Werkstoffeigenschaften</b>	
	<b>Vorhandene Dokumentation</b>	<b>Erforderliche Untersuchungen</b>	<b>Vorhandene Dokumentation</b>	<b>Erforderliche Untersuchungen</b>	<b>Vorhandene Dokumentation</b>	<b>stichprobenweise Überprüfung</b>
<b>KL 1 Beschränkter Kenntnisstand</b>	<i>Originalpläne mit Hauptabmessungen der Bauteile</i>	<i>stichprobenweise Überprüfung</i>	-	-	<i>Werte aus Normen Und Vorschriften zur Zeit der Errichtung der Bauteile</i>	<i>stichprobenweise Überprüfung</i>
	<i>keine Unterlagen</i>	<i>beschränkte Aufnahme</i>	<i>wenig bis keine Unterlagen</i>	<i>simulierter Entwurf und beschränkter Umfang der Untersuchungen</i>	<i>keine Unterlagen</i>	<i>beschränkter Umfang</i>
<b>KL 2 Normaler Kenntnisstand</b>	<i>unvollständig detaillierte Unterlagen</i>	<i>stichprobenweise Überprüfung</i>	<i>unvollständige Originalbaupläne</i>	<i>beschränkter Umfang</i>	<i>Originalstatik mit Bemessungsangaben auf Basis von Werten aus Normen und Vorschriften zur Zeit der Errichtung der Bauteile</i>	<i>beschränkter Umfang</i>
	<i>keine Unterlagen</i>	<i>erweiterte Aufnahme</i>	<i>keine Unterlagen</i>	<i>erweiterter Umfang</i>	<i>keine Unterlagen</i>	<i>Erweiterter Umfang</i>
<b>KL 3 Vollständiger Kenntnisstand</b>	<i>vollständig detaillierte Unterlagen</i>	<i>stichprobenweise Überprüfung</i>	<i>detaillierte Originalbaupläne</i>	<i>beschränkter Umfang</i>	<i>Originalstatik mit Bemessungsangaben auf Basis von Werten aus Normen und Vorschriften zur Zeit der Errichtung der Bauteile</i>	<i>erweiterter Umfang</i>
	<i>keine Unterlagen</i>	<i>umfassende Aufnahme</i>	<i>keine Unterlagen</i>	<i>umfassender Umfang</i>	<i>keine Unterlagen</i>	<i>umfassender Umfang</i>

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

Mittels Durchsuchung laut ÖNORM B 1998-3:2018 erfolgt die Einstufung des Tragwerkes in einen Kenntnisstand, womit die zulässige Berechnungsmethode sowie die zu wählenden Werte für die Konfidenzbeiwerte (Confidence Factors CF) vorgegeben werden [19].

- $CK_{KL1} = 1,35$  beschränkter Kenntnisstand
- $CK_{KL1} = 1,20$  normaler Kenntnisstand
- $CK_{KL3} = 1,00$  vollständiger Kenntnisstand

In Tabelle 3.5 ist die Unterteilung der vorgegebenen Kenntnisstände mit den zugewiesenen Konfidenzbeiwerten laut ÖNORM EN 1998-3, dargestellt. Die Unterteilung erfolgt anhand der Anzahl an in-situ Versuchen und Inspektionen zur Untersuchung von konstruktiven Eigenschaften und Werkstoffen als auch anhand visueller Überprüfung der Planunterlagen auf ihr Gültigkeit.

Tab. 3.5: Kenntnisstände und zugehörige Berechnungsmethoden (LF: Vereinfachtes Antwortspektrumsverfahren, MRS: Multimodales Antwortspektrumsverfahren) und Konfidenzbeiwerte (CF). (ÖNORM EN 1998-3:2013 [18])

Kenntnisstand	Geometrie	Konstruktive Einzelheiten	Werkstoffe	Berechnungsmethode	CF
KL1	Aus Original-Übersichtsplänen mit visuellen Stichproben oder aus vollständige Überprüfung	Simulierter Entwurf nach der Üblichen Vorgehensweise Und aus beschränkter in-situ Inspektion	Vorbelegte Werte nach den Normen zur Zeit der Errichtung Und aus beschränkten in-situ Versuchen	LF- MRS Verfahren mit q-Beiwerten	$CF_{KL1}$
KL2		Aus unvollständigen detaillierten Original-Bauplänen mit beschränkten in-situ Inspektionen oder aus erweiterten in-situ Inspektionen	Aus Original-Bemessungsvorgaben mit beschränkten in-situ Versuchen oder aus erweiterten in-situ Versuchen	Alle	$CF_{KL2}$
KL3		Aus detaillierten Original-Bauplänen mit beschränkten in-situ Inspektionen oder aus umfassenden in-situ Inspektionen	Aus Original-Versuchsberichten mit beschränkten in-situ Versuchen oder aus umfassenden in-situ Versuchen	Alle	$CF_{KL3}$

### 3.2.2.1 Funktionsanforderungen und Übereinstimmungskriterien für die Grenzzustände gemäß ÖNORM EN 1998, Teil 3

In ÖNORM EN 1998:2013, Teil 3, werden grundlegende Anforderungen an den Schadenszustand im Bauwerk gestellt. Der Grenzzustand der Tragfähigkeit nach ÖNORM EN 1998:2013, Teil 1 kommt in etwa dem Grenzzustand der wesentlichen Schädigung gleich. Es werden drei Grenzzustände unterschieden, siehe unten, wobei nationale Behörden im Anhang ebenfalls bestimmen können, ob der Nachweis für alle drei erforderlich ist, oder ob der eines bestimmten Grenzzustandes genügt. Dies ist zum Beispiel für Österreich der Fall, wo nur der Grenzzustand der wesentlichen Schädigung (SD) nachgewiesen werden muss (ÖNORM B 1998-3:2018 Abschnitt 6.1.1) [18, 20].

Der Schadenszustand ist durch drei Grenzzustände definiert, die in [18] wie folgt beschrieben sind:

**Grenzzustand des Quasiversagens (NC- Near Collapse)** *Das Bauwerk ist schwer beschädigt und besitzt niedrige horizontale Restfestigkeit und -steifigkeit, obwohl die vertikalen Tragglieder noch dazu in der Lage sind, Vertikallasten aufzunehmen. Das Bauwerk steht kurz*

*vor dem Einsturz und würde wahrscheinlich kein weiteres Erdbeben, auch kein solches geringer Intensität, aushalten.*

Für den Grenzzustand des Quasiversagens empfiehlt EC8-3 eine Wiederkehrperiode von 2.475 Jahren, was einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 2% in 50 Jahren entspricht.

**Grenzzustand der wesentlichen Schädigung (SD – Significant Damage)** *Das Bauwerk ist in wesentlichen Teilen beschädigt. Es besitzt eine gewisse horizontale Restfestigkeit und -steifigkeit, und die vertikalen Tragglieder sind dazu imstande, Vertikallasten aufzunehmen. Es sind geringe bleibende gegenseitige Stockwerksverschiebungen vorhanden. Das Bauwerk kann Nachbeben geringer Intensität aushalten.*

Für den Grenzzustand des Quasiversagens empfiehlt EC8-3 eine Wiederkehrperiode von 475 Jahren, was einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10% in 50 Jahren entspricht.

**Grenzzustand der Schadensbegrenzung (DL – Damage Limitation)** *Das Bauwerk ist nur leicht beschädigt, die tragenden Bauteile erlitten keine massgeblichen Plastifizierungen und haben ihre Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften behalten. Bleibende gegenseitige Stockwerksverschiebungen sind vernachlässigbar klein. Das Bauwerk benötigt keine Sanierungsmaßnahmen.*

Für den Grenzzustand des Quasiversagens empfiehlt EC8-3 eine Wiederkehrperiode von 225 Jahren, was einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 20% in 50 Jahren entspricht.

In ÖNORM EN 1998-3:2013 ist die vorgeschlagene Erdbebeneinwirkung für den Grenzzustand der wesentlichen Schädigung ident zur in ÖNORM EN 1998-1:2013 für den Grenzzustand der Tragfähigkeit vorgeschlagenen Erdbebeneinwirkung. Daraus folgt, dass beide Teile betreffend „Sicherheit“ nicht zwischen bestehenden und neuen Bauwerken unterscheiden.

### **Übereinstimmungskriterien gemäß ÖNORM EN 1998:2013, Teil 3**

In EC8-3 werden die Elemente in „primäre“ und „sekundäre“ Bauteile unterteilt, wobei primär bedeutet, dass das Element horizontale Kräfte abträgt und sekundär, dass das Element keine horizontalen Kräfte abträgt. Weiters werden „duktiler“ und „spröde“ Elemente auseinandergelassen, wobei Träger und Stützen auf Biegung und Wände auf Biegung oder Schub „duktiler“ Elemente darstellen, und Träger, Stützen und Verbindungen auf Schub „spröde“ Elemente. Dabei stützen sich die Übereinstimmungskriterien für duktile Elemente auf Verformungen und jene für spröde Elemente auf Kräfte [18, 20].

Im Grenzzustand der Schadensbegrenzung (DL) müssen sich duktile und spröde Elemente im elastischen Bereich bzw. unterhalb der Streckgrenze befinden. Im Grenzzustand der wesentlichen Schädigung (SD) sind die Verformungen (Rotation am Bauteilende) duktiler Elemente stark herabgesetzt. Der Widerstand, der gemäß geeigneter Teilsicherheitsbeiwerte auf Widerstandsseite berechnet wird, stellt die Obergrenze für die Last auf spröde Elemente dar. Die Werte der Teilsicherheitsbeiwerte werden vom verfügbaren Kenntnisstand über die bestehende Struktur bestimmt. Duktile Elemente dürfen im Grenzzustand des Quasiversagens (NC) ihre (erwartete) maximale Verformung annehmen. Spröde Elemente sollten unterhalb ihrer Tragfähigkeiten belastet werden [20].

### 3.2.2.2 Kapazitätsmodelle für die Beurteilung von Stahlbetonbauwerken gemäß ÖNORM EN 1998:2013, Teil 3

Spezielle Angaben für die Beurteilung von Stahlbetonbauten in ihrem aktuellen Zustand und für ihre eventuelle Ertüchtigung können dem Anhang A der ÖNORM EN 1998-3:2013 entnommen werden. Die enthaltenen Vorschriften gelten ebenso für primäre wie für sekundäre seismische Bauteile [18].

Für den Nachweis der Elemente der Konstruktion sind in ÖNORM EN 1998-3:2013 zwei Mechanismen vorgesehen:

#### 1. Duktile Mechanismen: Balken, Stützen und Wände bei Biegung mit und ohne Längskraft

Die Definition der Verformungskapazität von Balken, Stützen und Wänden, die die Anforderung gemäß ÖNORM EN 1998:2013, Teil 3 Abschnitt 2.2.1(2)P, 2.2.2(2)P, 2.2.3(2)P, 2.2.4(2)P (siehe Abschnitt Grenzzustände unter 3.2.2.1) erfüllen müssen, erfolgt über die Sehnenrotationen  $\theta$ .  $\theta$  sind die Winkel zwischen der Tangente zur Achse am plastischen Ende und der Sehne, die dieses Ende mit dem Ende der Schublänge ( $L_v$ ) verbindet, also mit dem Wendepunkt, wobei  $L_v = M/V = \text{Biegemoment/Querkräft im Endquerschnitt}$ . Sehnenrotationen entsprechen auch gleich den bezogenen Bauteilverformungen, also der Auslenkung am Ende der Schublänge in Bezug auf die Tangente der Trägerachse am plastischen Endquerschnitt geteilt durch die Schublänge.

Für den Fall des **Grenzzustands des Quasiversagens** gemäß ÖNORM EN 1998-3:2013 berechnet man die Gesamtkapazität  $\theta_u$  der Sehnenrotation beim Bruchzustand von Stahlbetonbauteilen unter zyklischer Belastung mithilfe von Gl. (3.6), welche der Gleichung A.1 in ÖNORM EN 1998-3:2013 entspricht.

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,03^\nu) \cdot \left[ \frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \cdot \left( \min \left( 9; \frac{L_v}{h} \right) \right)^{0,35} \cdot 25^{(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c})} \cdot (1,25^{100 \rho_d}) \quad (3.6)$$

Wobei:

$\gamma_{el}$	1,5 für primäre seismische Bauteile und 1,0 für sekundäre seismische Bauteile
$h$	Querschnittshöhe
$L_v = M/V$	Schublänge am Stabende
$\nu = N/bhf_c$	b Breite der Druckzone, N Längskraft, als Druckkraft positiv
$\omega, \omega'$	Mechanischer Bewehrungsgrad der Zugsbewehrung und der Druckbewehrung
$f_c, f_{yw}$	Druckfestigkeit des Betons (MPa) und Streckgrenze des Bügels (MPa)
$\rho_{sx} = A_{sx}/b_w h$	Bewehrungsgrad der Querbewehrung parallel zu der Belastungsrichtung
$\rho_d$	Bewehrungsgrad der Diagonalebewehrung
$\alpha$	Beiwert für die Umschnürungswirkung
$b_0, h_0$	Abmessungen des umschnürten Kerns bis zur Achse der Ringbewehrung
$b_i$	Abstände Achse zu Achse der durch eine Bügelecke oder durch Querhaken horizontal gehaltenen Längsbewehrungsstäbe längs des Umfangs des Querschnitts

Bei Wänden wird der durch (3.6) angegebene Wert mit 0,58 multipliziert

Gemäß ÖNORM EN 1998-3 wird der plastische Anteil der Sehnenrotationskapazität von Stahlbetonbauteilen unter zyklischer Belastung mit folgender Gleichung berechnet:

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_{um} - \theta_y = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,0145 \cdot (0,25^\nu) \left[ \frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \right]^{0,3} \cdot f_c^{0,2} \cdot \left( \min \left( 9; \frac{L_v}{h} \right) \right)^{0,35} \cdot 25^{(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c})} (1,275^{100 \rho_d}) \quad (3.7)$$

Die Sehnenrotation beim Erreichen der Streckgrenze  $\theta_y$  soll wie folgend berechnet:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V + a_V Z}{3} + 0,0014 \cdot \left( 1 + 1,15 \frac{h}{L_V} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \frac{d_b L f_y}{\sqrt[6]{f_c}} \quad (3.8)$$

Der Beiwert  $\gamma_l$  ist gleich 1,8 für primäre seismische Bauteile und gleich 1,0 für sekundäre seismische Bauteile.

Bei Wänden wird der durch (3.8) angegebene Wert mit 0,6 multipliziert.

In Abhängigkeit von der Art der Bewehrung (Rippenstäbe oder glatte Stäbe) und dem Aufbau der Bewehrung in der Nähe des Endbereichs, wo Fließen erwartet wird, werden die oberen Gleichungen mit verschiedenen Beiwerten multipliziert, siehe dazu Abschnitt A.3.2.2 Punkt (4) und (5) der ÖNORM EN 1998-3:201 3.

Je nachdem, wie die Steigerung der Festigkeit und des Verformungsvermögens des Betons infolge der Umschnürung bei der Berechnung der Krümmung  $\phi_u$  des Endquerschnitts im Bruchzustand berücksichtigt wird, wird der Wert der Länge  $L_{pl}$  des Fließgelenks bestimmt.

Für die Sehnenrotationskapazität  $\theta_{SD}$  im **Grenzzustand der wesentlichen Schädigung** darf zu 3/4 der Bruchsehnenrotation  $\theta_y$  der Grenzzustand des Quasiversagens (Ausdruck 3.6) übernommen werden.

Das Fließmoment unter dem Bemessungswert der Längskraft stellt den Kapazitätswert für den **Grenzzustand der Schadensbegrenzung** dar, welcher für die Nachweise herangezogen wird.

Zur Nachweiserbringung der Verformungen wird die zugehörige Kapazität durch die Sehnenrotation beim Einsetzen des Fließens,  $\theta_y$ , ausgedrückt. Sie wird folgenderweise ermittelt:

Für Balken und Stützen:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V + a_V Z}{3} + 0,0014 \cdot \left( 1 + 1,5 \frac{h}{L_V} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \frac{d_b L f_y}{\sqrt[6]{f_c}} \quad (3.9)$$

Für Wände mit Rechteckquerschnitt, T-Querschnitt oder mit verstärkten Randbereichen:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V + a_V Z}{3} + 0,0013 \cdot \left( 1 + 1,5 \frac{h}{L_V} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \frac{d_b L f_y}{\sqrt[6]{f_c}} \quad (3.10)$$

## 2. Schub bei Balken, Stützen und Wänden

Die Ausdrücke für die Berechnung gemäß ÖNORM EN 1998-3:2013 für Schub bei Balken, Stützen und Wänden werden unter gegeben.

*Berechnungen für den Grenzzustand des Quasiversagens (NC)*

Der zyklische Schubwiderstand (Tragfähigkeit)  $V_R$  nimmt mit dem plastischen Teil der Duktilitätsanforderung ab, welcher als Duktilitätswert der Querverformung der Schublänge oder der Sehnenrotation am Bauteilende,  $\mu_{\Delta}^{pl} = \mu_{\Delta} - 1$ , formuliert wird. Dafür darf  $\mu_{\Delta}^{pl}$  über Division des plastischen Teils der Sehnenrotation  $\theta_y$  durch die Sehnenrotation beim Erreichen der Streckgrenze  $\theta_y$  berechnet werden.

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[ \frac{h-x}{2L_v} \min(N; 0,55A_c f_c) + (1 - 0,05 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl})) \cdot [0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) \right. \\ \left. (1 - 0,16 \min(5; \frac{L_v}{h})) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \quad (3.11)$$

wobei:

$\gamma_{el}$	gleich 1,15 für primäre seismische Bauteile und 1,0 für sekundäre seismische Bauteile
$h$	Querschnittshöhe,
$x$	Höhe der Druckzone,
$N$	Druckkraft (positiv, bei Zug mit Null angenommen),
$L_v$	gleich $M/V$ , Schublänge am Bauteilende,
$A_c$	Querschnittsfläche,
$f_c$	Betondruckfestigkeit
$\rho_{tot}$	Gesamtbewehrungsgrad für die Längsbewehrung,
$V_w$	Beitrag der Querbewehrung zur Schubtragfähigkeit

Die Schubfestigkeit  $V_R$  einer Betonwand muss stets kleiner als der Wert  $V_{R,max}$  sein, wobei  $V_{R,max}$  den Wert darstellt, bei welchem es zu Versagen durch Zerdrücken des Steges kommt. Für eine zyklische Beanspruchung wird  $V_{R,max}$  folgenderweise ermittelt [18]:

$$V_{R,max} = \frac{0,85(1 - 0,06 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl}))}{\gamma_{el}} \left( 1 + 1,8 \min(0,15; \frac{N}{A_c f_c}) \right) \\ \cdot (1 + 0,25 \max(1,75; 100\rho_{tot})) \cdot (1 - 0,2 \min(2; \frac{L_v}{h})) \cdot \sqrt{f_c} b_w Z \quad (3.12)$$

$\gamma_{el} = 1,15$  für primäre seismische Bauteile und 1,0 für sekundäre seismische Bauteile.

Im Fall, dass die Schubschlankheit  $L_v/h$  in Betonstützen kleiner oder gleich 2,0 am Endquerschnitt mit dem größten der beiden Endbiegemomente ist, muss die Schubfestigkeit  $V_R$  kleiner als  $V_{R,max}$  sein, wobei  $V_{R,max}$  jener Wert ist, der dem Versagen durch Zerdrücken des Stegs in Richtung der Stützendiaagonale nach Eintritt des Biegefließens entspricht. Für zyklische Beanspruchung darf er wie folgt berechnet werden [18]:

$$V_{R,max} = \frac{4/7(1 - 0,02\min(5; \mu_{\Delta}^p))}{\gamma_{el}} \left(1 + 1,35 \frac{N}{A_c f_c}\right) \cdot (1 + 0,45(100\rho_{tot})) \cdot \sqrt{\min(40; f_C) b_W z \sin 2\delta} \quad (3.13)$$

wobei:

$\delta$  Winkel zwischen der Diagonale und der Stützenachse  $\tan \delta = h/2L_V$

Mittelwerte aus in-situ Versuchen und aus weiteren Informationsquellen sollten für die Berechnungen herangezogen werden. Für primäre seismische Bauteile gilt, dass die Mittelwerte der Werkstofffestigkeiten nicht nur durch die zugehörigen Konfidenzbeiwerte, sondern auch durch die Werkstoff-Teilsicherheitsbeiwerte nach ÖNORM EN 1998-1:20013, 5.2.4 dividiert werden müssen.

Für den Fall des Grenzzustands der **wesentlichen Schädigung (SD)** und der **Schadensbegrenzung (DL)** ist der Nachweis der Nichtüberschreitung nur dann erforderlich, wenn diese Grenzzustände die einzigen sind, die nachzuweisen sind. Diesfalls gelten die oberen Gleichungen für den Grenzzustand des Quasiversagens [18].

### Balken-Stützen-Knoten

Die Schubanforderung für die Knoten werden zur Berechnung des **Grenzzustands des Quasiversagens** nach EN 1998-1:20013, 5.5.2.3 ermittelt, wobei die Querkraftkapazität der Knoten nach EN 1998-1:2013, 5.5.3.3 ausgewertet wird [18].

Für die Berechnung des **Grenzzustands der wesentlichen Schädigung (SD)** und der **Schadensbegrenzung (DL)** ist der Nachweis der Nichtüberschreitung dieser beiden Grenzzustände nur dann erforderlich, wenn sie die einzigen sind, die nachzuweisen sind. Diesfalls gilt der Grenzzustand des Quasiversagens [18].

## 3.3 Bemessungsverfahren für den Lastfall Erdbeben

Laut ÖNORM EN 1998-1:2013 gibt es vier verschiedene Methoden der Berechnung für sowohl neue Tragwerke als auch bestehende Tragwerke.

Diese Berechnungsmethoden werden in zwei Gruppen eingeteilt, nämlich in [17,18]:

- Lineare Berechnungsmethoden:
  - Vereinfachtes Antwortspektrumverfahren
  - Multimodales Antwortspektrumverfahren
- Nichtlineare Berechnungsmethoden
  - Nichtlineare statische Analyse – Pushover
  - Nichtlineare dynamische Analyse

Die zwei linear-elastischen Berechnungsmethoden, das vereinfachte Antwortspektrumverfahren und das multimodale Antwortspektrumverfahren, werden weitgehend in der Praxis eingesetzt, ersteres bei Bauwerken, die gewisse Bedingungen erfüllen müssen und letzteres für alle Arten von Hochbauten. Dahingegen werden die nichtlinearen Methoden grundsätzlich in der Forschung angewendet, wobei die Pushover-Methode in letzter Zeit vermehrt in der Praxis zur Ermittlung der Tragfähigkeit bestehender Tragwerke verwendet wird [17,18].

### 3.3.1 Vereinfachtes Antwortspektrumverfahren

Diese Methode stellt die einfachste und gleichzeitig schnellste Berechnungsmethode zur Berechnung von Hochbauten dar. Die dynamische Erdbebeneinwirkung wird durch eine statische Ersatzkraft ersetzt, welche die gleichen Beanspruchungen im Tragwerk erzeugen soll, die während der Dauer des Erdbebens maximal aufkommen würden. Dafür betrachtet man die beiden Hauptrichtungen im Grundriss des Tragwerkes eigens. Für jede Hauptrichtung wird das Tragwerk durch den Ersatzstab, ein nur in der Grundswingungsform schwingenden Mehrmassenschwinger, modelliert ( Abb. 3.2 ) [29].

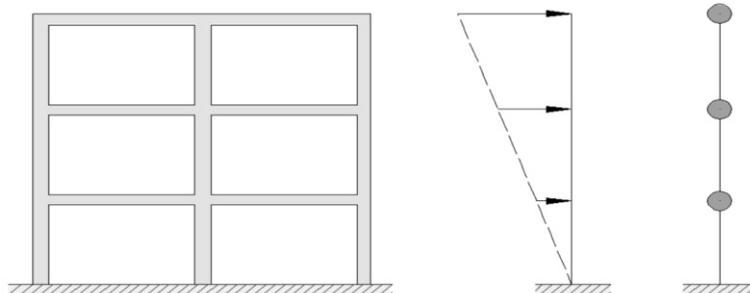


Abb. 3.2: Tragwerk(links) und Ersatzstab mit Ersatzkräften(rechts) nach [29].

Für die Anwendung dieser Methode müssen laut ÖNORM EN 1998-1:2013 die folgenden zwei Bedingungen erfüllt werden:

- die Eigenschwingungsdauer  $T_1$  in den beiden Hauptrichtungen soll kleiner als  $4T_C$  und  $2,0s$ .
- Tragwerk erfüllt die Regelmäßigkeitskriterien im Aufriss nach ÖNORM EN 1998-1:2013; Abschnitt 4.2.3.3

Man erhält die Gesamterdbebenkraft  $F_b$  in jeder horizontalen Richtung mittels folgender Berechnung:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (3.14)$$

wobei:

$S_d(T_1)$	Ordinate des Bemessungsspektrums für die gegebene Eigenperiode $T_1$
$T_1$	Eigenschwingungsdauer des Bauwerks für horizontale Bewegungen in der betrachteten Richtung
$m$	Gesamtmasse des Bauwerks oberhalb der Gründung oder über der Oberkante eines starren Kellergeschosses
$\lambda$	Korrekturbeiwert, mit $\lambda = 0,85$ , wenn $T_1 \leq 2T_C$ ist und das Bauwerk mehr als zwei Stockwerke hat, sonst $\lambda = 1,0$

Für Hochbauten mit einer Höhe bis zu 40 m darf der Wert von  $T_1$  durch folgenden Ausdruck näherungsweise bestimmt werden:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (3.15)$$

Die Werte für den Koeffizienten  $C_t$  können angenommen werden:

- 0,085 für Stahlrahmen
- 0,075 für Stahlbetonrahmen
- 0,050 für andere Tragwerke

Im Fall, dass die Grundeigenform durch Horizontalverschiebungen, die mit der Höhe linear zunehmen, angenähert wird, sind die Horizontalkräfte  $F_i$  wie folgt zu bestimmen:

$$F_i = F_b \cdot \frac{Z_i \cdot m_i}{\sum Z_j \cdot m_j} \quad (3.16)$$

wobei:

$F_i$	am Stockwerk „ $i$ “ angreifende Horizontalkraft
$F_b$	Gesamterbebenkraft
$Z_i, Z_j$	Höhe der Massen $m_i, m_j$ über der Ebene
$m_i, m_j$	Stockwerksmassen

Die Horizontallasten  $F_i$  infolge Erdbeben werden als Stockwerklast berechnet, wobei diese durch die starren Deckenscheiben in ihrer Ebene auf aussteifenden Elementen verteilt werden.

Die Torsionswirkung wird näherungsweise in der Berechnung berücksichtigt, und zwar durch Multiplikation der Beanspruchungen aus Erdbeben in den einzelnen lastabtragenden Bauteilen mit dem Beiwert  $\delta$ :

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e} \quad (3.17)$$

wobei:

$x$	Abstand des betrachteten Bauteils vom Massenmittelpunkt des Gebäudes im Grundriss
$L_e$	Abstand zwischen den beiden äußersten Bauteilen, die horizontale Lasten abtragen

### 3.3.2 Multimodales Antwortspektrumverfahren

Das gesamte Bauwerk wird bei linear-elastischer Berechnung in eine Summe von Einmassenschwingern aufgeteilt. Ein Einmassenschwinger besitzt eine eigene Eigenperiode, charakteristische Eigenform (Modalform) und eine effektive Modalmasse. Die Gesamtheit aller effektiven Modalmassen ergibt die Gesamtmasse. Die Reaktionen der Einmassenschwinger bei bestimmter dynamischer Belastung werden zuerst einzeln berechnet und hiernach eine Gesamtreaktion des Bauwerks zusammengesetzt [20].

Wenn die Bedingungen der Anwendung des vereinfachten Antwortspektrumverfahrens oder die Bedingungen der Regelmäßigkeit im Aufriss nicht erfüllt sind, dann muss der Beitrag aller wesentlichen Eigenformen berücksichtigt werden.

Laut ÖNORM EN 1998-1:2013 [17], (Abschnitt 4.3.3.3) muss einer der folgenden Sätze erfüllt sein:

- die Summe der effektiven Modalmassen der berücksichtigten Modalbeiträge erreicht mindestens 90 % der Gesamtmasse des Bauwerks;
- alle Modalbeiträge, deren effektive Modalmassen größer sind als 5% der Gesamtmasse, wurden berücksichtigt.

Ist Gl. ( 3.18 ) für zwei aufeinander folgende Perioden  $T_i$  und  $T_j$  ( $T_j \leq T_i$ ) erfüllt, so können die einzelnen Eigenformen als unabhängig betrachtet werden.

$$T_j = 0,9 \cdot T_i \quad (3.18)$$

Die Maximalbeiträge der einzelnen Eigenformen können kombiniert werden und stellen so die Gesamtreaktion dar. Für den Fall, dass alle Eigenformen voneinander unabhängig sind, wird die Gesamtreaktion  $E_E$  einer Beanspruchungsgröße als geometrisches Mittel (square root of sum of squares, SRSS) der Beanspruchungsgrößen  $E_{Ei}$  ermittelt:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (3.19)$$

wobei:

$E_E$  betrachtete seismische Beanspruchungsgröße (Kraft, Verschiebung usw.)  
 $E_{Ei}$  Wert dieser seismischen Beanspruchungsgröße im Modalbeitrag  $i$

Bei räumlichen Modellen dürfen die Torsionseffekte um die vertikale Achse eines jeden Geschosses wie folgt berechnet werden:

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (3.20)$$

wobei:

$M_{ai}$  Torsionsmoment  
 $e_{ai}$  zufällige Ausmittigkeit  
 $F_i$  Horizontalkraft, wirkend auf das Geschoss  $i$   
 $e_{ai} = 0,05 \cdot L_i$   $L_i$  Geschossabmessung senkrecht zur Richtung der Erdbebeneinwirkung

### 3.3.3 Nichtlineare statische Analyse („Push Over“)

Die Pushover-Berechnung, eine nichtlineare statische, unter konstanten Gewichtslasten und monoton wachsenden Horizontalkräften durchgeführte Methode, kann sowohl bei neuen als auch bestehenden Hochbauten für folgende Punkte herangezogen werden [17]:

- um die Werte des Überfestigkeitsverhältnisses  $\alpha_u/\alpha_1$  zu bestätigen oder zu korrigieren

- um die erwarteten plastischen Mechanismen und die Schädigungsverteilung abzuschätzen
- um das Tragverhalten bestehender oder ertüchtigter Hochbauten für die Zwecke von ÖNORM EN 1998-3 zu erfassen
- als eine Alternative zur Auslegung auf der Grundlage linear-elastischer Berechnungen unter Verwendung des Verhaltensbeiwerts  $q$ . In diesem Fall sollte die in ÖNORM EN 1998-1 Abschnitt 4.3.3.4.2.6(1)P beschriebene Zielverschiebung Grundlage der Bemessung sein

Für Hochbauten, bei denen die Kriterien laut ÖNORM EN 1998-1:2013 [17], 4.2.3.2 für Regelmäßigkeit im Grundriss, oder 4.3.3.1(8) a) bis e) nicht erfüllt sind, wird ein räumliches Modell zur Berechnung herangezogen. Dabei kann zwei Mal unabhängig voneinander mit Horizontalkräften, die nur in einer Richtung wirken, gerechnet werden. Für jene Hochbauten, die die genannten Kriterien erfüllen, können zwei ebene Modelle, je eine für jede horizontale Hauptrichtung, zur Berechnung verwendet werden [17].

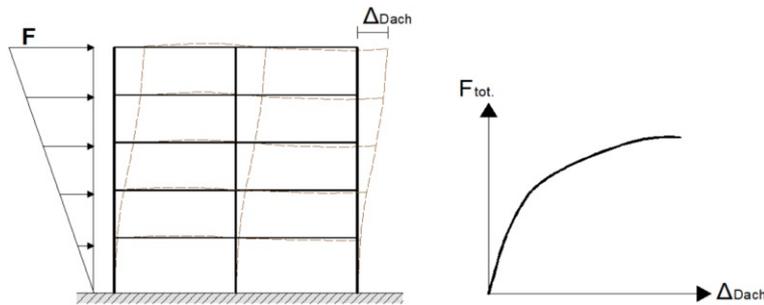


Abb. 3.3: Ermittlung der Last-Verformungskurve (Pushover-Kurve) nach [27].

## N2-Methode

In ÖNORM EN 1998-1:2013 ist im informativen Anhang B die Ermittlung der Zielverschiebung bei einer Pushover-Analyse geschildert. Die dort aufgeführte Vorgehensweise stellt jenes Verfahren dar, das Fajfar in seinen Arbeiten beschrieben hat und welches N2-Methode genannt wird.

Die Berechnung der N2-Methode nach [27] und ÖNORM EN 1998-1:2013 [17] Anhang B wird in 10 Schritte unterteilt [27]:

### Schritt 1: Ermittlung des elastischen Antwortspektrums

Das elastische Antwortspektrum ist die Grundlage für das Bemessungsverfahren, wobei Abminderungen durch Dämpfungen nicht berücksichtigt werden.

### Schritt 2: Erstellung des dynamischen Systems

Hierfür werden regelmäßige Tragwerke als Mehrmassenschwinger dargestellt, dabei werden Massen auf den Geschossebenen konzentriert. Ein Kontrollknoten wird ausgewählt, üblicherweise ist es jener der obersten Geschossebene. Der Verschiebungsvektor wird auf die Verschiebung des Kontrollknotens normiert, derweil Verschiebungen ähnlich zur ersten Eigenform oder linear über die Höhe angenommen werden. Ein entsprechendes Beispiel eines dynamischen Ersatzsystems ist

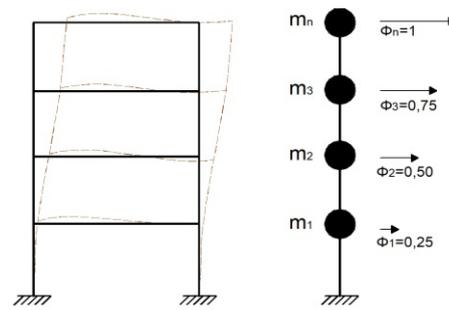


Abb. 3.4: Dynamisches Ersatzsystem mit normierten Verschiebungen. Aus [27].

in Abbildung 3.4 rechts dargestellt, wo für den Kontrollkonten  $m_n$  die normierte Verschiebung  $\phi_n = 1$  beträgt.

### Schritt 3: Ermittlung der Pushover-Kurve

Die in den Stockwerksmassen angreifenden Erdbebenbelastungen werden nach und nach gesteigert, um die Pushover-Kurve zu ermitteln. Sie wird zufolge des Verschiebungsvektors und der Stockwerksmassen verteilt. Für die Pushover-Analyse erfolgt eine Normierung der Lastverteilung und eine Skalierung mit dem Lastfaktor  $\lambda$  (siehe Abb. 3.5):

$$F_{norm} = \lambda \cdot \frac{M \cdot \phi}{m_n \cdot \phi_n} \quad (3.21)$$

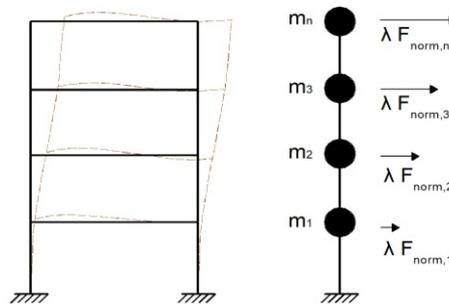


Abb. 3.5: Dynamisches Ersatzsystem mit normierter Kräfteverteilung. Aus [27].

Mit der Pushoveranalyse erhält man eine nichtlineare Verformungskurve, die dazu dient, die bilineare Idealisierung über die Fließverschiebung  $d_m$ , die maximale Fließkraft  $F_y$  und die Maximalverschiebung  $d_{max}$  festzulegen (Abb. 3.7). Die Anfangssteifigkeit der bilinearen Kurvenidealisation erhält man aus der Energieäquivalenz der Flächen unter der wirklichen und idealisierten Last-Verformungskurve. Sie wird zur Festlegung der Fließverschiebung  $d_y$  herangezogen, die sich mit der Verformungsenergie  $E_m$  unter der wirklichen Last-Verformungskurve ergibt, und welche den Übergang zwischen dem elastischen und plastischen Bereich festlegt.

$$d_y^* = 2 \left( d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (3.22)$$

**Schritt 4: Bestimmung der Pushover-Kurve für den äquivalenten Einmassenschwinger**

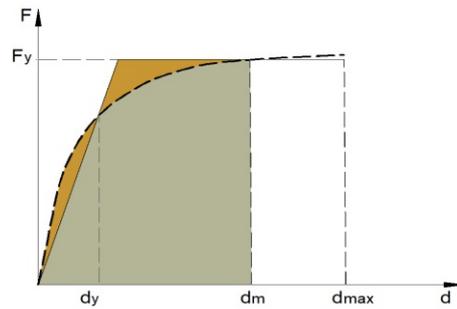


Abb. 3.6: Nichtlineare Pushover-Kurve mit Näherung über Energieäquivalenzbetrachtung nach [27]

Um die idealisierte Pushover-Kurve des äquivalenten Einmassenschwingers zu erhalten, erfolgt eine Transformation mit dem Transformationsbeiwert  $\Gamma$  :

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (3.23)$$

$$d^* = \frac{d_d}{\Gamma} \quad (3.24)$$

Der Transformationsbeiwert  $\Gamma$  berechnet sich zu:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (3.25)$$

### Schritt 5: Bestimmung der Periode für den äquivalenten Einmassenschwinger

Die Periode  $T^*$  des äquivalenten Einmassenschwingers berechnet sich zu

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (3.26)$$

### Schritt 6: Bestimmung der Zielverschiebung des äquivalenten Einmassenschwingers

Die elastische Zielverschiebung  $d_{et}^*$  des äquivalenten Einmassenschwingers wird bei unbeschränkt linear elastischem Verhalten wie folgt ermittelt:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[ \frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (3.27)$$

Dabei steht  $T^*$  für die Periode und  $S_e(T^*)$  für die Ordinate für  $T^*$  des elastischen Antwortspektrums aus Schritt 1. Damit kann die gesuchte Zielverschiebung  $d_t^*$  des äquivalenten Einmassenschwingers ermittelt werden. Sie ist abhängig vom Periodenbereich und Materialverhalten. Überdies werden drei Fälle unterschieden:

**Fall 1:**  $T^* < T_c$  und  $F_y^*/m^* \geq S_e(T^*)$

Es herrscht lineares Verhalten im kurzen Periodenbereich. Wird ein uneingeschränkt lineares Materialverhalten angenommen, so ist die gesuchte Zielverschiebung  $d_t^*$  gleich der Zielverschiebung  $d_{et}^*$

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (3.28)$$

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_C} + 1 \quad (3.29)$$

**Fall 2:**  $T^* < T_c$  und  $F_y^*/m^* < S_e(T^*)$

Es liegt nichtlineares Verhalten im kurzen Periodenbereich vor. Damit ist die gesuchte Zielverschiebung  $d_t^*$  aus der Zielverschiebung bei Annahme uneingeschränkt linearen Materialverhaltens  $d_{et}^*$  unter Berücksichtigung der benötigten Duktilität zu berechnen:

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left( 1 + ((q_u - 1) \frac{T_C}{T^*}) \right) \geq d_{et}^* \quad (3.30)$$

Hierbei ist  $q_u$  das Verhältnis der Beschleunigung im Tragwerk bei unbeschränkt elastischem Verhalten  $S_e(T^*)$  und derjenigen bei beschränkter Tragwerksfestigkeit  $F_y^*/m^*$ :

$$q_u = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*} \quad (3.31)$$

**Fall 3:**  $T^* \geq T_c$

Für den Bereich mittlerer und langer Perioden ist die gesuchte Zielverschiebung  $d_t^*$  gleich der Zielverschiebung  $d_{et}^*$  bei Annahme uneingeschränkt linearen Materialverhalten:

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (3.32)$$

$$R_\mu = \mu \quad (3.33)$$

### Schritt 7: Berechnung der Zielverschiebung des Mehrmassenschwingers

Mithilfe des Transformationsbeiwertes  $\Gamma$  wird die auf den Kontrollknoten bezogene Verschiebung des Mehrmassenschwingers ermittelt:

$$d_t = \Gamma \cdot d_t^* \quad (3.34)$$

### Schritt 8: Berechnung der Zulässigkeit der Zielverschiebung

Kann sich die ermittelte Zielverschiebung einstellen, so ist der Nachweis erbracht. Dies tritt auf, wenn das Verformungsvermögen im plastischen Bereich der idealisierten Pushover-Kurve hinreichend ist. Jedoch muss die Zielverschiebung (laut ÖNORM EN 1998-1 Abschnitt 4.3.3.4.2.3) die folgende Bedingung erfüllen,

$$d_t \leq \frac{d_{max}}{1,5} \quad (3.35)$$

nachdem nicht alle plastischen Reserven ausgenutzt werden sollen.

### Schritt 9: Ermittlung der Duktilität $\mu$

$$\mu = \frac{d_t}{d_y} \quad (3.36)$$

### Schritt 10: Grafische Kontrolle im $S_a - S_d$ - Diagramm

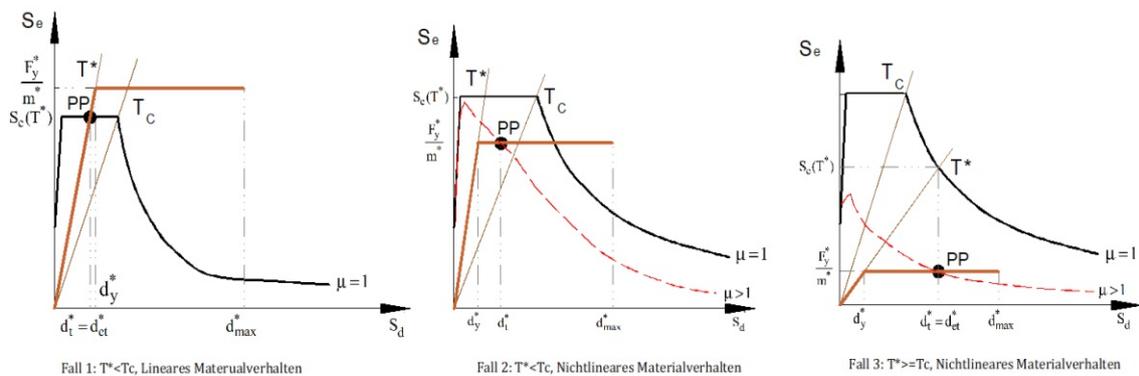


Abb. 3.7: Grafische Kontrolle im  $S_a$ - $S_d$  - Diagramm nach [27]

### 3.3.4 Nichtlineare dynamische Analyse

Hierfür wird ein Modell des Tragwerks als ein Ein- oder Mehrmassenschwinger erstellt. Das zugehörige System besteht aus nichtlinearen Bewegungsgleichungen. Es erfolgt eine Linearisierung pro Zeiteinheit und eine numerische Integration über die Einwirkungszeit der Erdbebenanregung. Nichtlineares Materialverhalten wird für gewöhnlich durch Berechnung mittels der Finite Elemente Methode berücksichtigt.

Die nichtlineare dynamische Berechnung kann komplexere Systeme lösen und beschreibt das tatsächliche Verhalten am genauesten. Daher wird sie oft als Referenz zur Festlegung der zulässigen Einsatzbereiche für einfachere Verfahren herangezogen. Einerseits ermöglichen moderne Rechner einen immer feineren Detaillierungsgrad der Modellierung in Bezug auf Geometrie und Materialverhalten. Andererseits gelangt man praktisch schnell an Grenzen, da der Aufwand für die Erstellung numerischer Modelle und die Interpretation der überreichlichen Resultate enorm ansteigt [29]. Daher ist die Anwendung dieses Verfahrens meistens nur auf Forschungszwecke beschränkt.

# Kapitel 4

## Bemessung von Stahlbetontragwerken – Konzeptionelle Entwurfsgrundsätze

### 4.1 Auslegung von Hochbauten

Relevante Eigenschaften für das Erdbebenverhalten eines Tragwerks sind:

- Tragwiderstand gegen horizontale Kräfte
- Duktilität (Verformungsvermögen)

Diese beiden hängen zusammen und sind sehr bedeutend im gesamten Erdbebeningenieurwesen. Folglich kann ein Tragwerk je nach Bemessungsbeben einer bestimmten Stärke sehr unterschiedlich ausgebildet werden (Abb. 4.1). Eine anfängliche Lösung könnte sein, das Tragwerk mit einem so hohen Tragwiderstand auszustatten, dass das Bemessungsbeben elastisch, somit ohne plastische Verformungen, ausstehbar ist. Dementsprechend ist ein plastisches Verformungsvermögen, also ein Duktilitätsbedarf, des Tragwerks nicht notwendig. Eine weitere Lösung stellt ein Tragwerk dar, welches einen tiefen Tragwiderstand, jedoch eine große Duktilität besitzt. Demzufolge kommt es beim Bemessungsbeben zu großen plastischen Verformungen und damit verbundenen Schäden, jedoch nicht zum Einsturz. Üblicherweise zieht man eine Lösung zwischen diesen beiden, wo das Tragwerk einen mittleren Tragwiderstand hat, vor, sodass es zu mäßigen plastischen Verformungen und einem geringen Duktilitätsbedarf kommt [17,26].

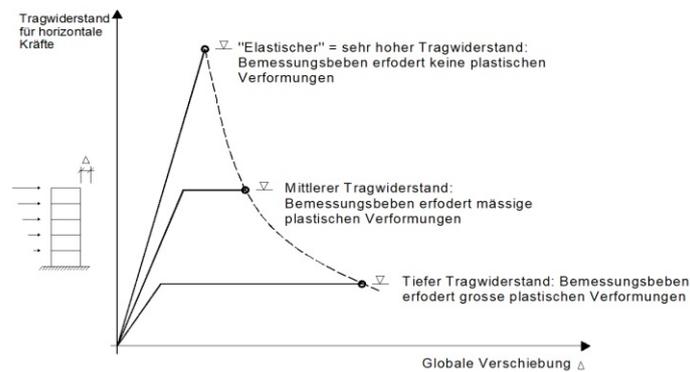


Abb. 4.1: Verschiedene Möglichkeiten zur Ausbildung eines Tragwerks für ein bestimmtes Bemessungsbeben nach [26]

## Globale und lokale Duktilität

Man unterscheidet bei einem bestimmten Tragwerk oder Tragelement mit einem bestimmten elastisch-plastischen Verformungszustand zwischen globaler und lokaler Duktilität [26]:

- Globale Duktilität: Verschiebeduktilität
- Lokale Duktilität: Rotationsduktilität, Krümmungsduktilität

Diese beiden sind eng miteinander verknüpft. Als Beispiel kann hier ein Rahmentragwerk angeführt werden, bei dem die Krümmungsduktilität (lokale Duktilität) unabdingbar ist, um die elastisch-plastische Verschiebung des Tragwerks, die der Verschiebeduktilität (globale Duktilität) entspricht, möglich zu machen [26].

Gemäß ÖNORM EN 1998-1:2013 muss ein Tragwerk Energie dissipieren können, ohne dabei seine horizontale und vertikale Tragfähigkeit zu verlieren, und somit sollten plastische Verformungen der Bauteile kein Problem darstellen. Dies wird durch ein duktileres Verhalten ermöglicht. Außerdem wird darauf abgezielt, dass duktile Versagensformen vor spröden Versagensformen auftreten. Man unterscheidet zwei Stufen der Erdbebenauslastung: (i) *Mittlere Duktilitätsklasse (ductility class medium, DCM)* und (ii) *hohe Duktilitätsklasse (ductility class high, DCH)*. Bei DCM sind die Verhaltensbeiwerte niedriger sowie die Anforderungen an das Verformungsvermögen der Bauteile gering. Bei DCH sind die Verhaltensbeiwerte höher und die Anforderungen an das Verformungsvermögen der Bauteile hoch. Die Berechnung der Erdbebenbelastung erfolgt durch Division der angesetzten Last durch den Verhaltensfaktor, dessen Wert abhängig von der Zunahme der Duktilitätsreserven zunimmt [17,20].

Des Weiteren kann bei Betonbauten auch eine (iii) *niedrige Duktilitätsklasse (ductility class low, DCL)* unterschieden werden, wo die Bemessung nur nach EC 2 vonstattengeht. Jedoch befürwortet man DCL nur für geringe Seismizität. Der Verhaltensbeiwert  $q$  beträgt hier höchstens 1,5. Außer, dass in primären seismischen Bauteilen Bewehrungsstahl der Klassen B oder C verwendet werden soll, gibt es keine weiteren Anforderungen [17,20].

## Kapazitätsbemessung

Der Tragwerksplaner gibt bei der Kapazitätsbemessung dissipative Tragwerkstellen vor, an welchen sich bei Einwirkung des Bemessungserdbebens plastische Gelenke ausbilden sollen. Im Fall, dass sich alle vorgesehenen Gelenke ausbilden, darf es zu keinem kinematischen Tragwerksversagen kommen. Außerdem muss die globale Verformungsfähigkeit des Tragwerks gewährleistet werden. Zudem werden die nichtdissipativen Bereiche mit einem erhöhten Widerstand ausgelegt, sodass sie gegebenenfalls in den elastischen Bereich fallen. Somit wird dem Tragwerk ein plastischer Mechanismus vorgegeben, um große Verformungen ausbilden zu können. Als Beispiel wird hier ein mehrstöckiger Rahmen (Abb. 4.2) angeführt. In Abb. 4.2 a) ist das Konzept „starke Stützen – schwache Riegel“ dargestellt, wo man erkennt, dass sich die Fließgelenke nacheinander in den Riegeln ausbilden. Dadurch ist das verformungsfähige Tragwerk stabil und hat eine hohe Energiedissipation. Sind jedoch die Stützen zu schwach, bilden sich plastische Gelenke in den Stützen. Dies kann einerseits zu instabilen Zuständen in allen Geschossen führen, siehe dazu Abbildung 4.2 b) oder ein Geschoss wird zu weich, siehe dazu Abbildung 4.2 c). Es muss also für einen gewählten plastischen Mechanismus nachgewiesen werden, dass es zu keinem Versagen kommt [17,20].

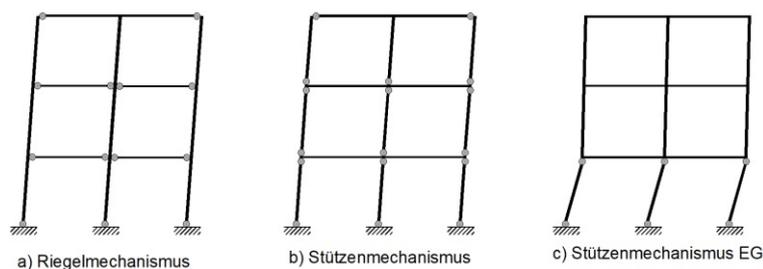


Abb. 4.2: Plastische Mechanismen eines mehrstöckigen Rahmens, aus [27]

### 4.1.1 Erbebengerechter Entwurf

Je nach Möglichkeit sollten Tragwerke einfache und regelmäßige Formen im Grundriss ebenso wie im Aufriss haben. Zur Gewährleistung eines insgesamt energiedissipierenden und duktilen Verhaltens sind Sprödbüche oder vorzeitige Bildung von kinematischen Ketten zu vermeiden. Daher ist ein geeigneter plastischer Mechanismus sicherzustellen und je nachdem, ob es in den einschlägigen Teilen der Reihe EN 1998 vorgesehen wird, muss dazu ein Kapazitätsbemessungsverfahren durchgeführt werden, mit welchem die Hierarchie der Beanspruchbarkeiten der verschiedenen tragenden Bauteile und jene der Versagensformen bestimmt werden. Das Erdbebenverhalten eines Bauwerks wird von seinen kritischen Bereichen oder Bauteilen bestimmt. Aufgrund dessen muss die Konstruktion so gestaltet werden, dass bei zyklischer Beanspruchung, das Vermögen zur Übertragung der erforderlichen Kräfte und zur Energiedissipation bestehen bleibt. Dabei ist bei der Bemessung besonders auf die konstruktive Durchbildung von Anschlüssen und auf die Bereiche, wo nichtlineares Verhalten erwartet wird, Acht zu geben [22,26].

#### 4.1.1.1 Gestaltung im Grundriss

Während eines Erdbebens spielt die Gebäudeform im Grundriss bzw. die Form der Geschossdecken eine wichtige Rolle, denn es ist ihre Aufgabe durch ihre Scheibenwirkung, horizontale Kräfte zu verteilen (Diaphragmawirkung). Damit sich während eines Erdbebens die Lage der Rahmen, Tragwände, usw. nicht ändert, müssen die Deckenscheiben so gut wie starr sein und daher sollte die Gebäudeform in Grundriss kompakt sein [9,20,22,26].

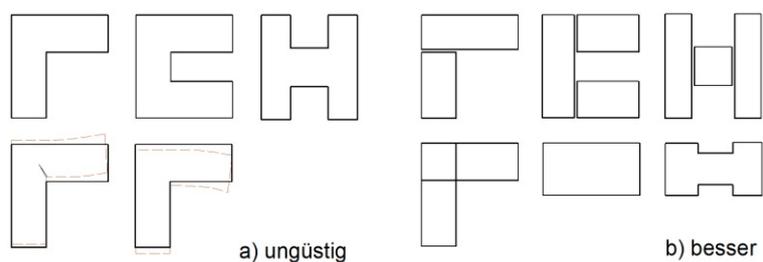


Abb. 4.3: Gestaltung der Gebäudeform im Grundriss nach [25]

#### 4.1.1.2 Gestaltung im Aufriss

Ebenso wichtig während eines Erdbebens ist die Gebäudeform im Aufriss. Es darf zu keinem unübersichtlichem Schwingungsverhalten oder zu zu hohen Beanspruchungen kommen. Einige

ungünstige und entsprechend bessere Lösungen sind in Abbildung 4.4 dargestellt. Daraus lässt sich schließen [9,20,22,26]:

- hohe schlanke Bauwerke sind ungünstig, da sie große Fundamente benötigen (Kippmoment), vgl. dazu a) und b); ebenso wirken sich enorme Massen in großer Höhe negativ aus, vgl. c) und d)
- bei Gebäudeteilen mit unterschiedlicher Höhe wird eine Trennung durch Fugen empfohlen, vgl. e) und f)
- Stützen sollten horizontal nicht versetzt werden, vgl. g) und h)
- Wenn zwei Gebäude verbunden werden, dann sollte die Verbindung verschieblich sein, vgl. i) und j)
- Geschossdecken sollen vertikal nicht versetzt werden (hohe Querkräfte in den Stützen, Verhinderung der Scheibenwirkung der Decken), vgl. k) und l)

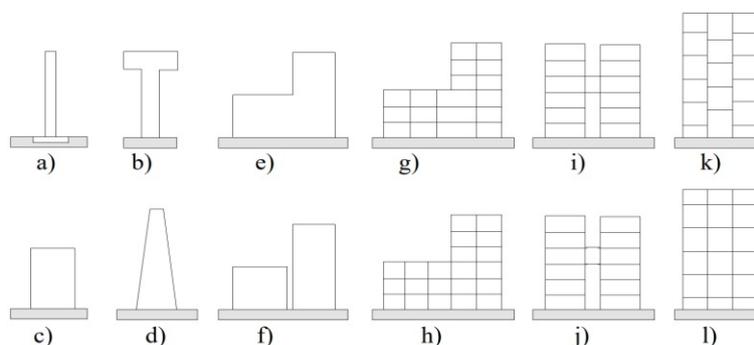


Abb. 4.4: Verteilung der Steifigkeit im Aufriss nach [25]

Alle horizontalen Aussteifungssysteme müssen von der Gründung bis zur Gebäudeoberkante, bzw. bei Rücksprüngen bis zur Höhe der entsprechenden Gebäudeteile, ununterbrochen durchlaufen. Die Masse der einzelnen Geschosse und die Horizontalsteifigkeit müssen konstant über die Höhe sein oder in gleichem Maße vom Fundament bis zur Gebäudeoberkante abnehmen. Bei Rahmentragwerken sollte zwischen zwei benachbarten Geschossen die tatsächliche von der erforderlichen Geschossbeanspruchbarkeit nicht zu stark abweichen. Bei Rücksprüngen sind zusätzliche Bedingungen erforderlich (Abb. 4.5) [17,20]:

- Symmetrischer Rücksprung, der nicht mehr als 20 % betragen darf. Der Rücksprung darf nicht größer als 50% sein, wenn es sich um einen einzelnen Rücksprung innerhalb der unteren 15% handelt. Im unteren Bereich sollte der durchgehende Teil zumindest 75% der horizontalen Gesamtschubkraft aufnehmen.
- Im Fall von unsymmetrischen Rücksprüngen darf in der Ansicht bei allen Geschossen die Gesamtheit aller Rücksprünge zusammen nicht größer als 30% der Grundrissabmessung (oberhalb der Kellergeschosse) sein; die einzelnen Rücksprünge dürfen jeweils nicht größer als 10% sein.

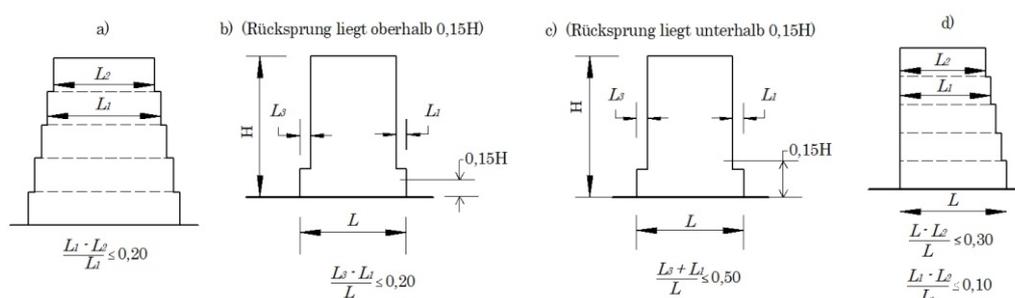


Abb. 4.5: Kriterien für die Regelmäßigkeit von Gebäuden mit Rücksprüngen nach [17]

## 4.2 Bemessung der Erbebenlasten nach ÖNORM EN 1998-1

Ziel des EC 8 ist, zu gewährleisten, dass im Fall eines Erdbebens Menschen geschützt sind, der Schaden minimal bleibt und Bauwerke, die dem Schutz der Bevölkerung dienen, funktionstüchtig bleiben. Daher werden an Tragwerke in Erdbebengebiete Anforderungen mit dem Ziel der Stand-sicherheit und Schadensbegrenzung gestellt. Als Grundlage zur Bemessung und Ausbildung des Tragwerks dient das Bemessungserdbeben, welchem ein Tragwerk widerstehen muss. Hinsichtlich Schadensbegrenzung muss das Tragwerk ein Erdbeben, das eine höhere Auftretenswahrscheinlichkeit als das Bemessungserdbeben hat, durchstehen, ohne dass es dabei zu Schäden oder Nutzungsbeschränkungen kommt, die auch kostenmäßig besonders unvorteilhaft wären [17].

### Erdbebeneinwirkungen laut ÖNORM EN 1998-1:2013

Nationale Territorien werden in Erdbebenzonen entsprechend seismischer Gefährdung unterteilt, wobei die Gefährdung innerhalb einer Zone als konstant angenommen wird. Die Gefährdung ist meistens eine Funktion, die nur von einem Parameter abhängt, nämlich der Wert  $a_{gR}$  der Referenz-Spitzenbodenbeschleunigung für Baugrundklasse A. Sind zusätzliche Parameter zu berücksichtigen, so sind diese in den einschlägigen Teilen der Reihe EN 1998 aufgeführt [17].

### Horizontale Elastisches Antwortspektrum

Das elastische Antwortspektrum  $S_e(T)$  ist für Horizontalkomponente der Erdbebeneinwirkung wie folgt bestimmt (siehe Abb. 4.6) [17]:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (4.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (4.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (4.3)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (4.4)$$

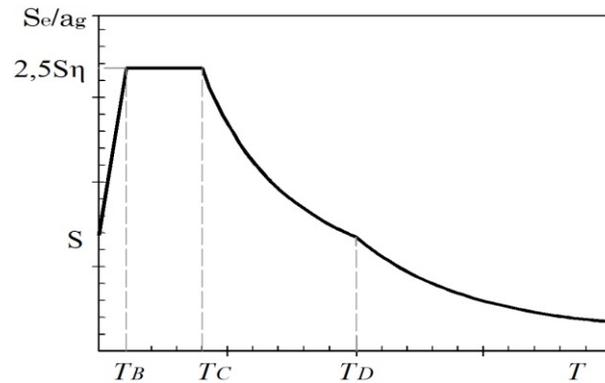


Abb. 4.6: Form des elastischen Antwortspektrums nach [17]

wobei:

$S_e(T)$	Ordinate des elastischen Antwortspektrums
$T$	Schwingungsdauer eines linearen Einmassenschwingers
$a_g$	Bemessungs-Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A ( $a_g = I \cdot a_{gR}$ )
$T_B$	untere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung
$T_C$	obere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung
$T_D$	Wert, der den Beginn des Bereichs konstanter Verschiebungen des Spektrums definiert
$S$	Bodenparameter
$\eta$	Dämpfungs-Korrekturbeiwert mit dem Referenzwert $\eta = 1$ für 5% viskose Dämpfung

Die Schwingungsdauern  $T_B$ ,  $T_C$  und  $T_D$  und der Bodenparameters  $S$  beschreiben die Form des elastischen Antwortspektrums und sind abhängig von der Baugrundklasse. Es gibt fünf Baugrundklassen, siehe Tab. 4.1 .

ÖNORM EN 1998-1 empfiehlt zwei Typen von Antwortspektren. Da in Albanien Erdbeben mit einer Magnitude  $M_s > 5,5$  zu erwarten sind, wird hier nur Typ 1 herangezogen.

Tab. 4.1: Parameterwerte zur Beschreibung der empfohlenen elastischen Antwortspektren vom Typ 1 nach ÖNORM EN 1998-3:2013 [17] )

Baugrundklasse	S	TB (s)	TC (s)	TD (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	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	1,4	0,15	0,5	2,0

### Bedeutungskategorien und Bedeutungsbeiwerte

Abhängig von den sicherheitsrelevanten, sozialen und wirtschaftlichen Folgen eines Einsturzes zufolge eines Erdbebens, werden Hochbauten 4 Bedeutungskategorien zugeordnet. Diese sind durch verschiedene Bedeutungsbeiwerte  $\gamma_I$  charakterisiert. Ihre Definitionen sind in Tab. 4.2 angegeben.

Tab. 4.2: Bedeutungskategorien und Bedeutungsbeiwerte  $\gamma_I$  nach ÖNORM EN 1998-1:2013 [17]

Bedeutungskategorie	Bauwerke	Bedeutungsbeiwert $\gamma_I$
I	Bauwerke von geringer Bedeutung für die öffentliche Sicherheit, z. B. landwirtschaftliche Bauten usw.	0,8
II	Gewöhnliche Bauwerke, die nicht unter die anderen Kategorien fallen	1,0
III	Bauwerke, deren Widerstand gegen Erdbeben wichtig ist im Hinblick auf die mit einem Einsturz verbundenen Folgen, z. B. Schulen, Versammlungsräume, kulturelle Einrichtungen usw.	1,2
IV	Bauwerke, deren Unversehrtheit während Erdbeben von höchster Wichtigkeit für den Schutz der Bevölkerung ist, z. B. Krankenhäuser, Feuerwachen, Kraftwerke usw.	1,4

Die Werte des Bedeutungsbeiwerts  $\gamma_I$  sind für jedes Land in dessen Anhang festgelegt. Die Werte von  $\gamma_I$  können sich für die verschiedenen Erbebenzonen eines Landes unter Berücksichtigung der Gefährdung und öffentlichen Sicherheit unterscheiden. Die in EN 1998-1 empfohlenen Werte für  $\gamma_I$  für die Bedeutungskategorien sind in Tab. 4.2 ersichtlich.



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar  
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

## Kapitel 5

# Erdbebenertüchtigungsmaßnahmen – Strategie der Ertüchtigung

Die anfängliche Beurteilung der Schäden und des Anspruchs auf Ertüchtigung stellt die Grundlage dar, um abzuklären, ob bei einem Bauwerk überhaupt ein baulicher Eingriff notwendig ist. Zahlreiche technische Kriterien spielen eine wesentliche Rolle. Alle geplanten Maßnahmen zum ertüchtigenden Eingriff müssen auf konstruktiven Daten beruhen, die bei der Beurteilung gesammelt werden. Dazu gehören u.a. örtlich festgestellte größere Mängel.

Folgende Grundregeln gelten hier [18]:

- Eine Erhöhung der Festigkeit durch den Eingriff darf die vorhandene Duktilität nicht reduzieren;
- Bei hochgradig unregelmäßigen Gebäuden sollte die konstruktive Regelmäßigkeit verbessert werden;
- Die erforderlichen Kennwerte der Regelmäßigkeit und der Tragfähigkeit können folgendermaßen erreicht werden: (-) durch Anpassung der Festigkeit und/oder der Steifigkeit bei einzelnen Bauteilen, oder (-) durch zusätzliche Anordnung tragender Bauteile;
- Nichttragende Bauteile, die im Fall seismischer Einwirkungen eine Gefährdung für Menschenleben darstellen, erfordern auch Ertüchtigungseingriffe;

Das Konzept zur Erstellung von nachträglichen Ertüchtigungsmaßnahmen besteht aus einzelnen Schritten, zu denen die folgenden festen Bestandteile gehören: der konzeptionelle Entwurf, die Berechnungen und eine Nachweisführung

- Der konzeptionelle Entwurf:

Anfangs erfolgt die Auswahl des Ertüchtigungsverfahrens, darunter fällt die Wahl der passenden Methode sowie des Materials, mit welchen das Bauwerk instandgesetzt werden soll. Hier wird schon die Vorbemessung der zusätzlich tragenden Bauteile durchgeführt, die eine Prognose zur Steifigkeit liefern soll.

- Sicherheitsnachweise:

Die Berechnungen der Standsicherheitsnachweise müssen nicht nur für die veränderten und neuen tragenden Bauteile durchgeführt werden, sondern schließen auch die vorhandenen Bauteile mit ein. Bei den bereits vorhandenen Materialien werden in-situ Versuche für den Standsicherheitsnachweis verwendet, die mit dem Konfidenzwert CF transformiert werden. Für die neuen oder hinzugefügten Werkstoffe wird auf Nominalwerte zurückgegriffen.

## 5.1 Strategien der Erdbebenertüchtigung

Es sollte bei den Eingriffen zur Erdbebenertüchtigung generell immer auf ein abgestimmtes und optimales Verhältnis zwischen den Tragwerkseigenschaften Steifigkeit, Duktilität und Tragwiderstand geachtet werden. Meist folgen daher Kombinationen mehrerer einzelner Ertüchtigungsmaßnahmen, da eine Veränderung von lediglich einzelnen Tragwerkseigenschaften eine negative Auswirkung auf eine andere Eigenschaften haben kann (Erhöhung der Festigkeit ohne Berücksichtigung des Verformungsvermögens kann negative Konsequenzen für die Duktilität herbeiführen). Daher ist die Herstellung der Regelmäßigkeit im Rahmen der Ertüchtigung ein Hauptziel [23].

Die ÖNORM EN 1998-3:2013 stellt als Leitfaden eine Auflistung der Eingriffsmöglichkeiten zur Verfügung, aus der die Maßnahmen zur Erdbebenertüchtigung ausgewählt werden können. Hierbei können sowohl nur einzelne als auch mehrere Maßnahmen in Kombination ausgewählt werden [18]:

- *Lokale oder allgemeine Veränderung beschädigter oder unbeschädigter Bauteile (Sanierung, Verstärkung oder vollständiger Ersatz), unter Beachtung ihrer Steifigkeit, Festigkeit und/oder Duktilität.*
- *Hinzufügung neuer tragender Bauteile*
- *Veränderung des tragenden Systems (Beseitigung einiger konstruktiver Verbindungen; Verbreiterung von Fugen; Beseitigung verletzlicher Bauteile; Überführung in regelmäßige und/oder duktilere Anordnungen).*
- *Hinzufügen eines neuen Tragsystems, das die seismische Beanspruchung zum Teil oder als Ganzes aufnehmen soll.*
- *Mögliche Umwandlung vorhandener nicht tragender Bauteile in tragende Bauteile.*
- *Einführung passiver Schutzvorrichtungen entweder mittels dissipativer Verbände oder durch Schwingungsisolierung.*
- *Verminderung der Massen.*
- *Einschränkung oder Umwidmung der Nutzung des Gebäudes.*
- *Teilweiser Abbruch.*

Im Vordergrund bei der Erdbebenertüchtigung steht die Verbesserung der Schwachpunkte damit eine ausreichende Erdbebensicherheit gewährleistet werden kann. Dabei spielt das Zusammenwirken der Tragwerkseigenschaften sowie die Weiterleitung der Lasten über die Fundamente in den Baugrund eine wichtige Rolle [23].

### 5.1.1 Verstärken

Beim Verstärken, einer der am häufigsten angewandten Strategien der Erdbebenertüchtigung, wird ein erhöhter Tragwiderstand durch das Hinzufügen neuer oder durch Aufdoppelung bestehender Bauteile erzielt. Damit einher geht eine Erhöhung der Steifigkeit, und somit auch des Widerstands

gegen Erdbeben, während sich das Verformungsvermögen kaum ändert. Beim Hinzufügen neuer Bauteile kommen unter anderem Stahlbetonbauteile oder Stahlfachwerke zur Anwendung [23, 24].

Die folgende Abb. 5.1 zeigt den Anstieg der horizontalen Ersatzkraft infolge der Verstärkung eines bestehenden Tragwerks als Funktion der horizontalen Verschiebung [24].

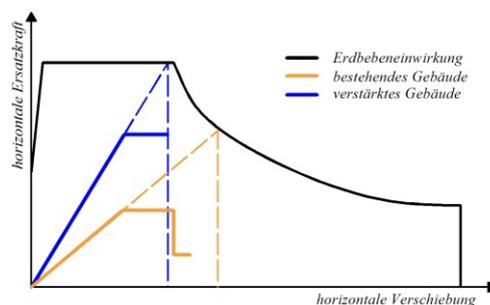


Abb. 5.1: Kapazitätskurven bei der Ertüchtigungsstrategie «Verstärken» nach [24]

### 5.1.2 Duktilität erhöhen

Unter Duktilität wird das plastische Verformungsvermögen verstanden. Es gibt mehrere Methoden, die Duktilität zu erhöhen, beispielsweise bei Wänden aus Mauerwerk, indem Lamellen aus Stahl oder kohlefaserverstärkten Kunststoffe angewandt werden, oder durch Umschnürring oder Ummantelung von Bauteilen bzw. primär von Stützen. Hiermit erzielt man auch eine Erhöhung des Tragwiderstands, jedoch ist dieser im Vergleich zur Erhöhung der Duktilität vernachlässigbar [23].

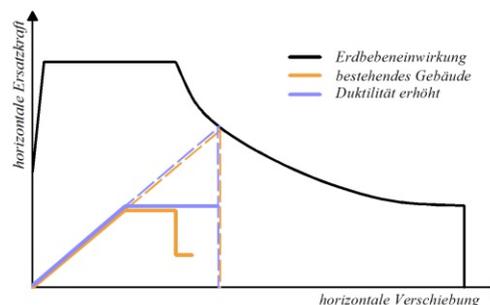


Abb. 5.2: Kapazitätskurve bei der Ertüchtigungsstrategie «Duktilität Erhöhen» nach [24]

### 5.1.3 Schwächen

Bei Erdbebeneinwirkungen wird unter Schwächen eines Tragwerkes die Verringerung der horizontalen Steifigkeit verstanden. Durch spezielle Eingriffe in das Lagersystem des Gebäudes kann eine Reduzierung der Erdbebenbeanspruchungen herbeigeführt werden. Eine Möglichkeit hierfür ist die sogenannte seismische Isolation, bei der die horizontal weichen, hochdämpfenden Erdbebenlager, wie zum Beispiel Elastomerlager, eingebaut werden. Diese können aus bewehrten Gummischichten bestehen und tragen zur Verbesserung der horizontalen Verformbarkeit bei, wodurch die Erdbebengefährdung eines Bauwerks deutlich verringert werden kann [24].

Durch die Anordnung von Erdbebenlagern bei bestehenden Gebäuden wird die Steifigkeit reduziert und es treten bei Beben folgende Veränderungen am Bauwerk auf:

- kleinere Kräfte resultieren;
- größere Verschiebungen entstehen;

Dieses Phänomen zeigen schematisch auch die folgenden Abbildungen. Mit einer Schwächung wird die Steifigkeit und damit die anfängliche Neigung der Kapazitätskurve reduziert. Es wirken kleinere Kräfte, aber es kommt zu grösseren Verschiebungen (Abb. 5.3).

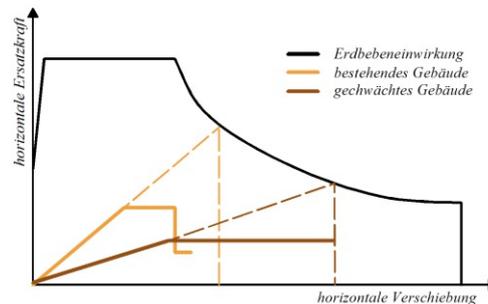


Abb. 5.3: Kapazitätskurve bei der Ertüchtigungsstrategie «Schwächen» nach [24]

#### 5.1.4 Einwirkung reduzieren

Eine ausreichende Sicherheit gegen seismische Einwirkungen wird durch deren Reduktion, nämlich durch eine entsprechend höhere bzw. zusätzliche Dämpfung erreicht. Beispielsweise werden bei der seismischen Isolation hochdämpfende Lager eingesetzt, wobei zugleich auch die Steifigkeit reduziert wird. Je höher die Dämpfung, umso mehr wird die Erdbebeneinwirkung reduziert. In der folgenden Abb. 5.4 ist die Auswirkung einer solchen Ertüchtigungsmaßnahme an einem bestehenden Gebäude ersichtlich [24].

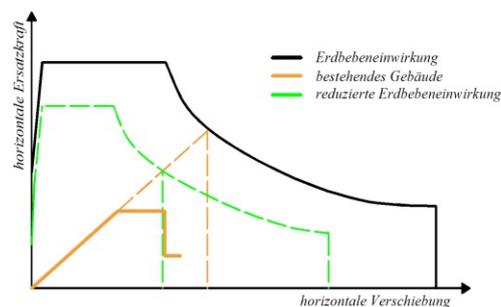


Abb. 5.4: Kapazitätskurve bei der Ertüchtigungsstrategie «Einwirkung Reduzieren» nach [24]

### 5.1.5 Masse reduzieren

Durch die Verringerung der Masse bei einem Gebäude werden kleinere Trägheitskräfte erzeugt, wodurch Einwirkungen von seismischen Aktivitäten geringer sein können. Eine Möglichkeit zur Massenreduktion stellt die Abtragung der Last von oberen Geschossen oder dem Dachgeschoss dar. Diese Art der Massenverringerung schränkt jedoch die Nutzung des Gebäudes stark ein. Beim Austausch von nicht-tragenden Bauteilen bietet die Wahl einer leichteren, statt massiven Bauweise jedoch eine gute Möglichkeit zur Realisierung der Massenreduktion [24].

### 5.1.6 Regelmässigkeit verbessern

Die Herstellung der Regelmässigkeit im Rahmen der Durchführung der Ertüchtigungsmaßnahmen sollte angestrebt werden, da dadurch das Zusammenwirken der drei wichtigen Eigenschaften Tragwiderstand, Steifigkeit und Masse in Einklang gebracht werden kann. Durch die Anordnung der neuen Bauteile nach dem Prinzip der Regelmässigkeit kann das Tragwerk von zwei vorher nicht verbundenen Gebäudeteilen mittels Fugenschluss zu einem symmetrisch ausgesteiften Gesamttragssystem ausgebildet werden, siehe folgende Abbildung [24]:

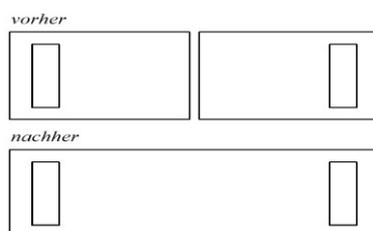


Abb. 5.5: Ertüchtigungsstrategie «Regularität verbessern» nach [24]

### 5.1.7 Änderung der Nutzung

Eine Reduktion der Erdbebeneinwirkung kann nicht nur durch bauliche sondern auch durch betriebliche Maßnahmen erzielt werden, die eine Deklassierung eines Gebäudes in eine tiefere Bauwerksklasse erlauben. Ein Akutspital kann beispielsweise in ein Wohnhaus umgewandelt werden. Infolge des kleineren Bedeutungsfaktors wird dadurch die Erdbebeneinwirkung reduziert [24].

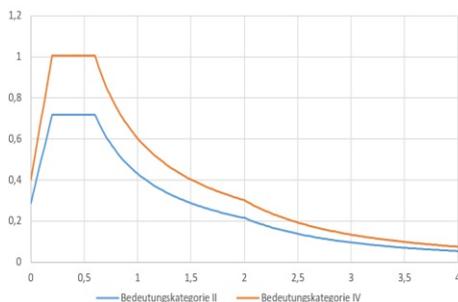


Abb. 5.6: Elastische Antwortspektren für verschiedene Bedeutungskategorien

## 5.2 Techniken der seismischen Nachrüstung für Betonkonstruktionen

Um die effektivste Verstärkungsmethode zu wählen, ist es erforderlich, die seismische Leistung und den Zustand des bestehenden Gebäudes genauestens zu bewerten. Zuerst muss die Identifizierung der seismischen Mängel erfolgen, indem die Daten über die Struktur zur Zeit des Baus erfasst sowie die Kontrollrechnungen durchgeführt werden.

Für die Verbesserung des seismischen Verhaltens von Konstruktionen sind viele Techniken vorhanden, wobei die Auswahl der geeigneten Intervention einen komplexen Prozess darstellt, bei welchem Rücksicht auf sowohl technische als auch wirtschaftliche Möglichkeiten und Eigenschaften genommen wird. Darunter fallen beispielsweise das Verhältnis zwischen anfallenden Kosten und der Bedeutung des Gebäudes, das Ende der Nutzung des Gebäudes, das gewünschte Leistungsniveau, die Kompatibilität der Elemente zur Sanierung und die Verstärkung mit der ursprünglichen Konstruktion, die Ästhetik usw..

Allgemein betrachtet bestehen zwei Ansätze zur Erhöhung der seismischen Kapazität von bestehenden Gebäuden: (1) globale Modifikation der Konstruktion durch Hinzufügen von STB-Wänden, Fachwerken, Basisisolatoren usw., (2) Stärkung der Elemente, dessen Kapazität und Duktilität nicht ausreichen. Der erste Ansatz wird üblicherweise zur Verbesserung des lateralen Belastungswiderstands der Konstruktion angewendet, wohingegen der zweite Ansatz vorrangig zur Verstärkung von Säulen und Knoten durch Hinzufügen von Bewehrung, neuem Schichtbeton oder Kleben von FRP-Fasern herangezogen wird .

Der seismische Entwurf zielt primär darauf ab, die richtige Anordnung der Kunststoffscharniere im tragenden System zu gewährleisten. Damit wird eine größere Dissipation seismischer Energie, die in das System gelangt, erreicht und der vorzeitige Ausfall eines oder mehrerer fundamentaler Elemente des Systems verhindert. Durch Übertragung von Schäden der Säulen und Knoten auf die Träger, wird der Geschossmechanismus eingeschränkt [30].

Tab. 5.1: 1 Wirkung von lokalen und globalen Retrofit-Maßnahmen auf die Gebäudeeigenschaften nach [31]

		<i>Festigkeit</i>	<i>Steifigkeit</i>	<i>Duktilität</i>	<i>Unregelmäßigkeit</i>	<i>Kraftbedarf</i>	<i>Verformungsbedarf</i>
<i>Lokale Maßnahmen</i>	<i>Betonummantelung</i>	✓	✓	✓		*	✓
	<i>Stahlummantelung</i>	✓		✓			
	<i>FRP-Mantel</i>	✓		✓			
	<i>Nachspannen</i>	✓		✓			
	<i>Festigkeitsreduzierung</i>	*					
<i>Globale Maßnahmen</i>	<i>Neue Rahmen, Scherwände, Stahlfachwerk</i>	✓			✓	*	✓
	<i>Masse reduzieren</i>				✓	✓	*
	<i>Teilweise Abbruch</i>				✓	✓	
	<i>Isolierung</i>				✓	✓	✓
	<i>Dämpfer</i>		✓			*	✓
	<i>Delmungsfugen</i>				✓		
	<i>Verbinden, unabhängige Abschnitte</i>				✓		

Abhängig von insbesondere den technischen Kriterien werden die Nachrüstungsmaßnahmen gewählt, wobei zwei Hauptziele, nämlich (1) Verringerung der Beanspruchung oder (2) Steigerung

der *Stabilität/Festigkeit*, zur Untersuchung von drei Haupteigenschaften, (i) Festigkeit, (ii) Steifigkeit und (iii) Deformation, verfolgt werden. Der Tabelle 5.1 können die häufigsten Nachrüstungsmaßnahmen samt betroffener Eigenschaften entnommen werden. Das Häkchen  $\checkmark$  steht für eine vorteilhafte, das Kreuzchen  $\times$  für eine nachteilige Wirkung, wobei sich je nach Fall deren Ausmaß unterscheidet. Man sieht, dass sich einige Maßnahmen auf mehr als eine Eigenschaft der Konstruktion auswirken, was sich ungünstig auswirken könnte. Beispielsweise kommt es bei einer Erhöhung der Steifigkeit, zu höheren Kraftanforderungen. Zwar will man damit den Verformungsbedarf verringern, jedoch könnte dadurch die Bestandskapazität einiger Elemente überschritten werden. Außerdem sind die Wechselwirkungen zwischen den Eigenschaften auf lokaler und jenen auf globaler Ebene erheblich [31].

### 5.2.1 Neue Stahlbetonwände

Eine gängige Methode zur Verstärkung von bestehenden Gebäuden gegen Erdbebeneinwirkungen ist der Bau/Zubau von neuen Betonwänden am Gebäude oder im Inneren des Gebäudes. Die STB-Wände können einen Teil einer einzelnen Fläche/Wand bedecken oder von Säule zu Säule verlaufen. Letzteres wird bevorzugt, da die vorhandenen Säulen zur Verstärkung der Kanten der STB-Wand verwendet werden können. Mit dem Hinzufügen von neuen Betonwänden kommt es zur erfolgreichen Erhöhung der horizontalen Steifigkeit, Tragfähigkeit, Duktilität und Dissipationsfähigkeit der seismischen Energie. Einige von vielen Vorteilen sind die Verringerung von Geschoßverschiebungen, die Verhinderung von Geschoßmechanismen, die Reduktion von Unregelmäßigkeiten in sowohl der Höhe als auch im Plan. Die neuen Wände sind so entworfen, dass sie seitlichen Beanspruchungen/Belastungen standhalten. Die bestehenden Elemente müssten eventuell lokal verstärkt werden, jedoch wird ihnen eine untergeordnete Rolle zugewiesen [30, 31].

Eine neue STB-Wand kann beispielsweise bei einem Rahmen so ergänzt werden, dass sie um eine vorhandene Säule oder als neues Element in Form eines Stützpfilers an einem Ende oder an der Außenseite des Rahmens beigefügt wird. Eine schematische Darstellung ist in Abb. 5.12 gezeigt, wobei die Option (a) eine höhere Störung der Bewohner sowie intensivere sekundäre Eingriffe nach sich zieht, (b) und (c) hingegen Störungen minimieren, jedoch mehr Platz außerhalb des Gebäudes beanspruchen, welcher womöglich nicht zur Verfügung steht. Ungeachtet der Position der neuen Wand bezüglich eines bestehenden Rahmens, spielt das Fundament eine wesentliche Rolle, da ein neues Element, das konstruiert werden muss, vorhandene Elemente miteinschließen könnte. Das ist vor allem dann beachtenswert, wenn die Wand an der Grenze zwischen benachbarten Grundstücken errichtet wird. Daneben ist auch die Verbindung der neuen Wand mit dem bestehenden Gebäude eine wichtige Angelegenheit [31].

Beim Hinzufügen von Flügelwänden (Abb. 5.7 (d)) kommt es zur deutlichen Erhöhung der Duktilität des Systems, während die Kapazität gleich bleibt. Die Kapazität des verstärkten Systems wird wesentlich verringert, da die vertikale Verstärkung der Flügelwände nicht fähig ist, kontinuierlich zu laufen oder vollkommen verankert zu werden. Die in Abb. 5.7 (a) dargestellte Lösung ist vorteilhaft, da sie einfach auszuführen ist. Bevorzugt wird das Verhalten der Windwand mit kontinuierlicher, vertikaler Bewehrung, jedoch ist die Ausführung zur Verarbeitung der Bewehrung und Vorbereitung der Säule für die Realisierung der vollständigen Kopplung komplexer [30].

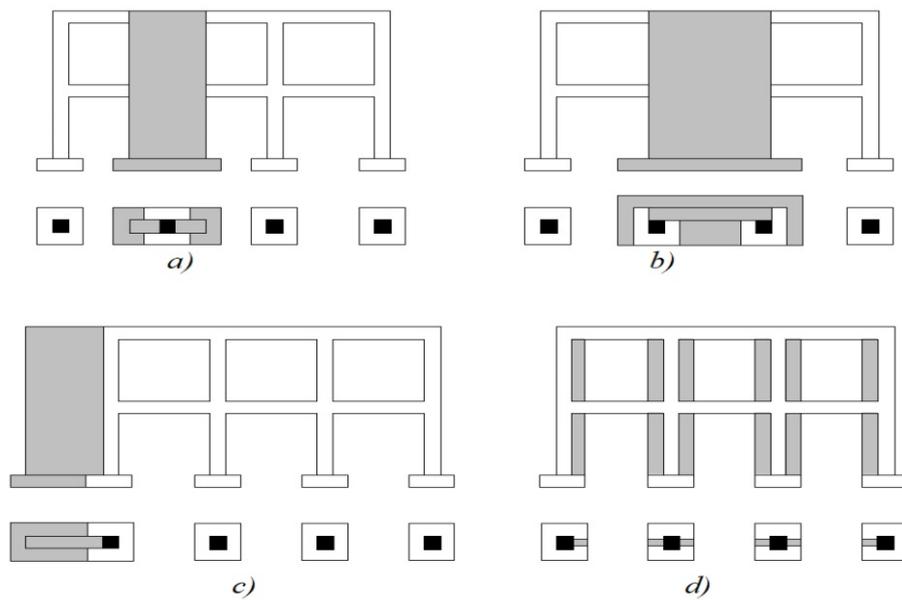


Abb. 5.7: Ansicht und Querschnitt über dem Fundament von STB-Rahmen, verstärkt mit neuen STB-Wänden, die (a) um eine Säule, (b) außerhalb des Rahmens und (c) als Strebe- Pfeiler angeordnet sind. Aus [30]

Hohe STB-Wände erfahren grundsätzlich eine Biegebelastung. Bei zyklischem Seiteneffekt neigen sie dazu, eine Kunststoffverbindung (plastisches Gelenk) im Erdgeschoß zu bilden. Die Duktilität der STB-Wand ist direkt abhängig von:

- der Menge der vertikalen Bewehrung, die in den Randzonen der Wand konzentriert ist;
- dem Grad der Begrenzung der Randzone durch Steigbügel;
- dem Grad der axialen Belastung;
- dem Grad der Scherbelastung;
- dem Ausmaß der horizontalen Bewehrung in der Wandrippe;

Höhere normale Druckspannungsniveaus aufgrund der Schwerkraftbelastung und höhere Scher- kraftniveaus aufgrund seismischer Einwirkung führen zur Verringerung der Fähigkeit zur Ener- giedissipation sowie der Fähigkeit der STB-Wand zum duktilen Biegen [30].



Abb. 5.8: Einbringen einer neuen STB-Wand. Foto Verfasser.

### 5.2.2 Stahlfachwerke

Eine weitere, ausreichend verbreitete Methode zur globalen Verstärkung von Gebäuden ist das Hinzufügen eines Fachwerks aus Stahl. Dieses kann zur Gewährleistung von Festigkeit, Steifigkeit, Duktilität, Energiedissipation oder einer Kombination aus diesen entworfen werden. Damit können die Leistungsziele, beginnend von Bewegungskontrolle bis zur Verhinderung des Einsturzes, erreicht werden.

Ein wirksames Mittel zur globalen Verstärkung stellt das Hinzufügen von Streben innerhalb ausgewählter Felder bei den meisten oder allen Stockwerken eines Stahlbetonrahmens dar. Man möchte Systeme entwickeln, die ausreichend stark sind, um seismischen Kräften standzuhalten, während sie möglichst kaum Eingriffe in die vorhandene Konstruktion bedürfen sollen. Grundsätzlich erfolgt die Installation dieser Systeme schnell und wird sohin die Unterbrechung für Nutzer und Dienste minimiert [31].

Weiter unten sind die Vor- und Nachteile der Verwendung eines Fachwerks aufgelistet [31]:

Vorteile:

- Erhebliche Erhöhung des seitlichen Widerstands;
- Durch Auswählen der Anzahl und Größe der Streben erfolgt die Einstellung des Grads der Erhöhung der Festigkeit und Steifigkeit.
- Bei ausreichender Detaillierung (Verhinderung eines frühzeitigen Versagens der Verspannungen und ihrer Verbindungen erforderlich), ist eine zufriedenstellende Duktilität und ein zufriedenstellendes hysteretisches Verhalten erreichbar.
- Das neue System kann bei entsprechendem Entwurf die gesamten seitlichen Lasten tragen, was besonders dann vorteilhaft ist, wenn der Rahmen einen ungünstigen Versagensmechanismus aufweist.
- Geeignete Kontrolle über den Kraftfluss (Lastpfad zur effektiven Übertragung von Kräften von den Elementen auf die Fundamente) und minimale lokale Kraftkonzentration;
- Minimales zusätzliches Gewicht der Struktur;

- Fähigkeit, Öffnungen unterzubringen;
- Funktion der Gebäude und ihrer Bewohner (im Fall einer externen Aussteifung) werden geringfügig gestört;
- Einfache Konstruktion;
- Verlust von Wohnräumen und Veränderung der architektonischen Funktion des Gebäudes sind gering.

Nachteile:

- Schwierige Überprüfung der Wechselwirkung zwischen neuem Stahl und bestehenden Betonsystemen;
- nicht effizient für steife Betonkonstruktionen;
- empfindlich gegenüber Detaillierung von Streben und Verbindungen gegen lokales Knicken und Bruch nach dem Knicken;
- Schwierigkeiten bei der Erzielung hochwertiger Schweißnähte mit vollständiger Durchdringung auf der Baustelle und beim Einbau von epoxidvergossenen Verbindungselementen

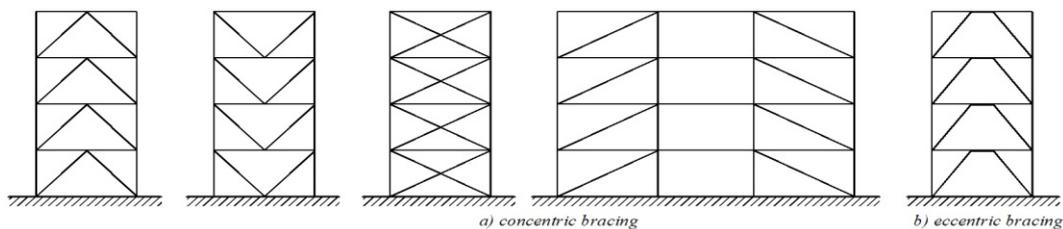


Abb. 5.9: Verschiedene Arten von Aussteifungen nach [31]

Von direkter Aussteifung spricht man, wenn Streben direkt an den Betonrahmen angebracht werden, von innerer Aussteifung, wenn Streben durch einen Stahlrahmen daran befestigt werden. Folgende Arten an Verspannungssystemen werden für die Aufrüstung bestehender Betonrahmen vorgeschlagen [31]:

- Konzentrische Verspannung (Diagonal-, X- und V-Verspannung): Hier werden die horizontalen Kräfte hauptsächlich von Bauteilen aufgenommen, die axialen Belastungen ausgesetzt sind (Abb. 5.9 a));
- Exzentrische Verspannung: Hier wird den horizontalen Kräften hauptsächlich durch axial belastete Elemente standgehalten. Durch die Exzentrizität der Anordnung kann Energie in seismischen Verbindungen entweder durch zyklisches Biegen oder durch zyklische Scherung abgeführt werden (Abb. 5.9 b));
- Knickschutz zur Verhinderung des globalen Knickens durch ein geeignetes System;
- Nachgespannte Verstrebung;



Abb. 5.10: Fachwerk Ausführungsbeispiel. Aus [31]

### KONZENTRISCHE STAHLVERBINDUNG

Am häufigsten kommen konzentrische Verspannungssysteme zur Nachrüstung von Betonrahmen zur Anwendung. Durch die horizontale Projektion der Axialkraft (hauptsächlich Axialspannung), die sich in ihren geneigten Elementen entwickelt, tragen sie zum Querbelastungswiderstand der Struktur bei. Geeignete konzentrische Verspannungssysteme (Abb. 5.9 a ) sind solche mit:

- Diagonalen Verstrebungen, bei denen es eine einzelne Diagonale pro verspannter Bucht des Rahmens gibt;
- X- (oder kreuzdiagonalen) Verstrebungen mit Streben entlang beider Diagonalen einer verspannten Bucht;
- V- oder umgekehrten V-Verstrebungen, bei denen ein Paar geneigter Streben mit einem Punkt in der Nähe oder in der Mitte eines horizontalen Elements (Balken oder Platte) eines Feldes des Rahmens verbunden ist.

Wenn bei K-Verstrebungen die geneigten Streben mit einem Punkt auf der lichten Höhe einer Säule verbunden sind, kann die Säule beim Scheren versagen, wenn die hohe Axialkraft der Stütze als horizontale Kraft auf eine Säule mit reduzierter Höhe übertragen wird. Daher sollten diese nicht verwendet werden.

### EXZENTRISCHE STAHLVERBINDUNG

Eine effiziente Technik zur Verbesserung der Erdbbensicherheit bestehender Rahmengebäude stellen exzentrisch verspannte Rahmen dar, da sie nebst Festigkeit und Steifheit auch Duktilität bieten. Die Übertragung der Kräfte auf die Stützelemente erfolgt durch Biege- und Scherkräfte, die in der duktilen Stahlverbindung entwickelt werden. Die Verbindung erlaubt die Abgabe und Abführung von Energie und verhindert gleichzeitig ein Knicken der Stützelemente. K-,

Y-, und invertierte Y-Verstreben sind die verschiedenen Muster, die verwendet werden. Als weiterer Vorteil, den Exzenterstreben bieten, erweist sich die Möglichkeit, die Abmessungen der Glieder und Streben nahezu unabhängig voneinander auswählen zu können und folglich die Modulierung der Steifigkeit und Festigkeit je nach Bedarf. Die Geschossscherfestigkeit wird vom Querschnitt der Verbindung bestimmt, während die Steifheit des Verspannungssystems durch die Verbindungslänge und den Strebenquerschnitt quantifiziert wird. Jedoch ist kein ausreichender Hintergrund für den Entwurf und die Modellierung des kombinierten Beton- und Stahlsystems vorhanden, sodass die Verwendung von exzentrischen Verspannungen bei der Sanierung von STB-Konstruktionen hinter konzentrischen Verspannungsanwendungen bleibt [31].

### 5.2.3 Base Isolation

Eines der wirksamsten Mittel gegen Erdbebenkräfte ist die Basisisolation, die auch seismische Isolation genannt wird. Eine Sammlung von Strukturelementen bzw. Isolatoren wird zur Entkopplung des Aufbaus von auf dem Schüttelboden ruhenden Fundamenten verwendet, um die Integrität des Gebäudes zu schützen.

Ein seismisches Isolationssystem ist gekennzeichnet durch die erhöhte Flexibilität und die sehr erhöhten Vibrationsperioden. Somit kommt es zur Reduktion vom Erdbebenbedarf, der Energiedissipation zur Steuerung der Verschiebung des Isolationssystems und der seitlichen Steifigkeit, während die seitlichen Belastungsniveaus wie Windlasten oder geringfügige seismische Ereignisse gering bleiben.

Die auf den Aufbau übertragenden Beschleunigungen werden durch die Basisisolationssysteme reduziert und erreichen so eine starke Verringerung von Trägheitskräften, seitlichen Verformungen und Drifts/Verschiebungen zwischen den Stockwerken. Dies kann – sogar bei sehr großen Erdbeben – zu geringen Schäden an den strukturellen und nicht strukturellen Komponenten führen.

Vor allem vorteilhaft ist die Basisisolation aufgrund der Verstärkungsarbeiten, welche auf Fundamentebene erfolgen, denn dadurch werden die Bewohner während des Aufbaus der Interventionen kaum gestört. Außerdem ist bei einem großen seismischen Ereignis der Schaden gering und auf den Isolatoren konzentriert, die sich für gewöhnlich auf Fundamentebene befinden. Folglich erfolgt die Reparatur einfach und ohne Evakuierung des Gebäudes [33].

Die Anwendung der Basisisolation auf Erdbeben hat die Verhinderung der Eindringung der Bodenbewegung in die Struktur zum Ziel, indem ein Isolationssystem durch Ausnützung der Lager, welche sich in der Regel im Untergeschoss zwischen Fundament und Aufbau befinden, verwendet wird.

Währenddessen können darüber die regulären Tätigkeiten fortgeführt werden, was besonders dann wünschenswert ist, wenn historische Konstruktionen nachgerüstet und somit die historischen Elemente nicht beschädigt werden. Des Weiteren ist die Basisisolierung auch für hochempfindliche Gebäude, wie Krankenhäuser oder Mikrochip-Fabriken, die keine Bewegungen unterstützen können, geeignet. Die Isolierung ist für Brücken durch Umwandlung des Wärmeausdehnungslagers in Isolatoren leicht implementierbar [32].

Bei Rahmenkonstruktionen werden sie unter jeder Spalte oder bei durchgehenden Konstruktionen in einem maximal zulässigen Abstand angeordnet, wobei das System die folgenden drei Ziele verfolgt [32]:

- Änderung der Grundfrequenz der Struktur und dessen Entfernung von den für das Gebiet typischen dominanten Frequenzen seismischer Anregungen. Somit kommt es zur Erhöhung der Flexibilität an der Basis der Struktur (in horizontaler Richtung) und folglich zur Vermeidung von Resonanzen und Verringerung der Bodenbeschleunigung;
- Abführung der Energie zur Verringerung schädlicher Auswirkungen auf die Struktur;

- Berücksichtigung von kleineren seitlichen Lasten (Windlasten) sowie der Steifheit oder Energiedissipation unter diesen Lasten;

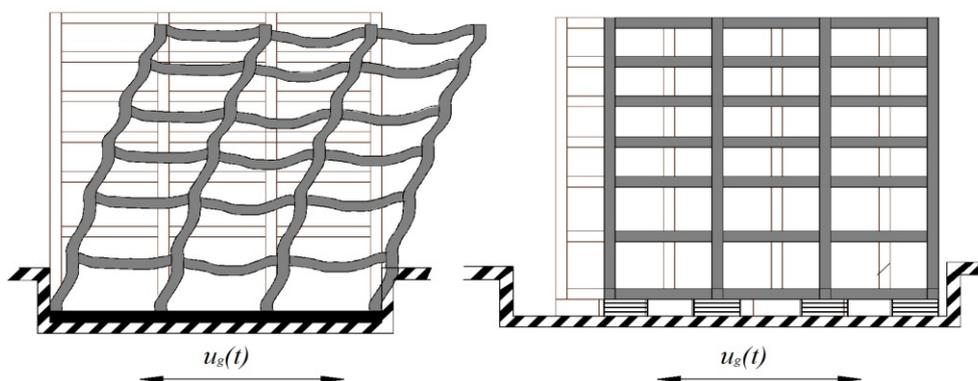


Abb. 5.11: Verformungsfixiert vs. isoliert bei Erdbeben. Aus [32]

Die Basisisolierung ist durch die folgenden 3 Bedingungen begrenzt: (1) Untergründe sind erforderlich, um große Verschiebungen, die die Konstruktion erfahren kann, ohne Beschädigung zu ermöglichen, wobei diese während der gesamten Lebensdauer bestehen bleiben müssen, (2) Berücksichtigung der vertikalen Kräfte, da viele Isolatoren nicht geeignet entworfen werden (3) eine bereits flexible Konstruktion noch flexibler zu machen, muss nicht unbedingt vorteilhaft sein. Folglich hängt von diesen Einschränkungen auch ab, ob und bei welchen Gebäudetypen die Basisisolierung geeignet ist [32].

Jedoch stellt die Basisisolierung noch immer eine sehr teure Lösung dar. Dies trifft vor allem auf kleine bis mittelgroße Projekte zu, d.h. Gebäude mit einer Höhe bis zu 10 Stockwerken. Durch Abwägung der Kosten und des Nutzens, gelangt man zum Schluss, dass die Basisisolierung meist nicht gerechtfertigt ist. Zumindest ist dies noch der Fall, denn die Preise für Isolatoren sinken seit einigen Jahren fortlaufend und könnte die Anwendung von Basisisolatoren in naher Zukunft doch noch ansprechend werden [33]. Ein weiterer hinderlicher Aspekt, der aber zugleich den zuvor erwähnten Nachteil bewahrheitet, ist, dass das nötige Know-How auf Entwurfs- und Konstruktionsebene nicht verfügbar ist bzw. dies nur große Planungs- und Bauunternehmen besitzen [32, 33].

#### 5.2.4 Betonummantelungen

Die Ummantelung mit Stahlbeton stellt wahrscheinlich die am häufigsten angewandte Technik zur Verstärkung von erdbebengeschädigten Betonbauteilen dar. Diese wird entweder mit Ortbeton oder meist mit Spritzbeton hergestellt.

Diese Technik beinhaltet nämlich das Einbringen einer Stahlbetonschicht außerhalb des bestehenden Bauteils, welche in Form eines Mantels mit Längsbewehrung und Querkraftbewehrung aufgebaut ist. Hierfür ist auch eine Schalung notwendig. Die Dicke der Nachverstärkung beträgt in der Regel mehr als 10 cm, damit das Einbringen des Betons auch ermöglicht werden kann. Bei Spritzbeton können allerdings auch Manteldicken von 5 cm ausreichen, wobei diese dann meist mindestens 7,5 cm betragen. Spritzbeton zeichnet sich u.a. durch eine hohe Festigkeit und gute Haftung aus, die durch einen hohen Zementanteil und einem erhöhten Feinkornanteil erreicht werden.

Ein wichtiger Punkt beim Spritzbetonverfahren ist das Vorbereiten des Untergrundes bzw. des zu

verstärkenden Bauteils. Hier muss nämlich ein sauberer und fester Betonuntergrund vorhanden sein, um eine gute Haftfähigkeit und somit eine solide Verbindung zu erreichen. Dies wird durch das Aufrauen des bestehenden Betons und das Einbauen von Stahldübeln optimiert. Die ergänzte Längs- und Bügelbewehrung wird daraufhin gemäß dem Ertüchtigungskonzept eingebaut. Dabei sollten die Längsstäbe eine ausreichende Überlappung durch Bohrungen in den Beton haben und die Bügel außen sicher geschlossen sein, oftmals wird Schweißen notwendig.

Der Vorteil dieser Ertüchtigungsmethode liegt darin, dass eine erhöhte Festigkeit, Duktilität und Steifigkeit bei den vorhandenen Bewehrungsseisen erzeugt wird. All diese Komponenten bieten Sicherheit gegen Erdbebeneinwirkungen. Die Erhöhung der Bauteildimensionen bei den verstärkten Elementen bewirkt auch eine geringfügige Reduzierung der seismischen Einwirkung bei den nicht ertüchtigten Bauteilen. Dieser Anteil spielt jedoch verhältnismäßig eine geringe Rolle. Jedoch sollte bei Anwendung dieser Methode beachtet werden, dass fast alle lotrechten Bauteile eines Gebäudes, zumindest in den unteren Etagen, eine Verstärkung erhalten müssen [32, 33].

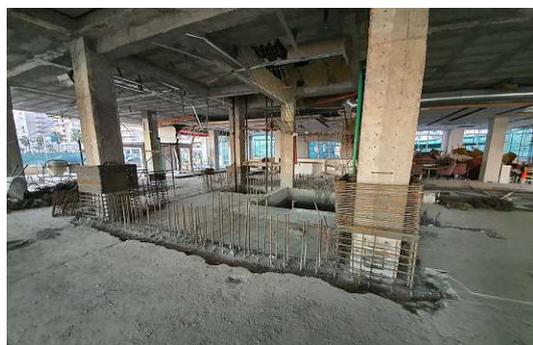


Abb. 5.12: Ummantelung von Stützen und Einbringen von neuen Stahlbetonwänden. Foto Verfasser

Wie im vorherigen Teil beschrieben, eignet sich die Betonummantelung als Ertüchtigung für lotrechte Bauteile, wie Stützen und Wände. Dadurch werden nicht nur höhere Festigkeiten und eine bessere Duktilität erreicht, sondern auch eine Erhöhung der Biege- und Schubtragfähigkeiten. Um eine Einschätzung zur angewandten Betonummantelung durchführen zu können, sollten folgende Grundregeln beachtet werden:

- *Die Ummantelungsdicke sollte so gewählt sein, dass eine ausreichende Betondeckung bei der hinzugefügten Bewehrung vorliegt*
- *Das Herstellen eines monolithischen Verbundes zwischen dem bestehenden Bauteil und der Betonummantelung*
- *Nach der Ertüchtigung gilt die Annahme, dass nur die neue Bewehrung aus der Ummantelung die Längskräfte aufnimmt*
- *Es gelten nicht mehr die Eigenschaften des alten Betonbauteils, sondern nur die Betoneigenschaften aus der Ummantelung*

Außerdem sollte die Ummantelungsdicke so dick gewählt sein, dass eine ausreichende Betondeckung bei der hinzugefügten Bewehrung sichergestellt werden kann.

In Anbetracht dieser einzelnen Punkte werden folgende Annahmen für die Werte bei der Durchführung der Kapazitätsnachweise verwendet:

$$\text{–Für } V_R^* : \quad V_R^* = 0,9V_R \quad (5.1)$$

$$\text{–Für } M_R^* : \quad M_R^* = M_y \quad (5.2)$$

$$\text{–Für } \theta_y^* : \quad \theta_y^* = 1,05 \cdot \theta_y \quad (5.3)$$

$$\text{–Für } \theta_u^* : \quad \theta_u^* = \theta_u \quad (5.4)$$

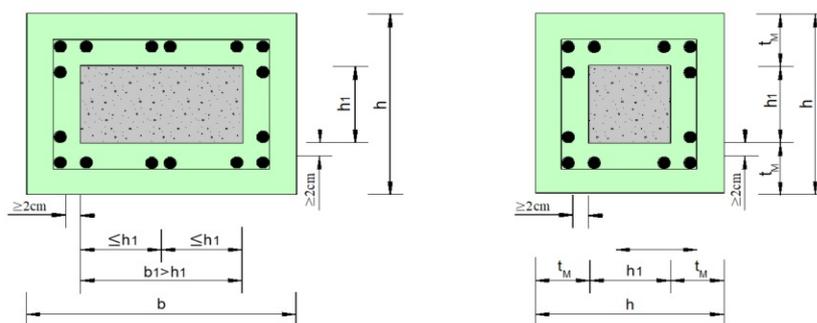


Abb. 5.13: Anordnung der Bewehrung bei spritzbetonverstärkten Stützen: a) Rechteckquerschnitt mit Zwischenverankerung, b) quadratischer Querschnitt. Aus [28]

### 5.2.5 Stahlummantelungen

Eine weitere Methode zur Verstärkung von seismisch gefährdeten Gebäuden stellt die Stahlummantelung dar, welche in der folgenden Abbildung anhand eines Praxisbeispiels dargestellt wird



Abb. 5.14: Verstärkung der Stütze mit Stahlummantelung. Aus [33]

In diesem Fall handelt es sich um eine rechteckige Stütze aus Beton, welche mittels Stahlbändern umgriffen wird und mit Eckwinkelprofilen direkt mit dem Beton verbunden ist. Statt horizontaler Stahlbändern können auch durchgehende Stahlplatten auf die Eckprofile geschweißt werden. Bei den Stahlbänder kann vor dem Schweißen eine Vorwärmung der Bänder stattfinden, um die umschnürende Wirkung zu verbessern. Beide dieser Verstärkungsarten erhöhen die Duktilität und die Schubfestigkeit der bestehenden Stütze. Bei suboptimalen Übergreifungsstößen trägt die Stahlummantelung zur Verbesserung der Festigkeit bei [18].

Stahlummantelungen finden jedoch eine geringe Anwendung in der Praxis, da sogenannte FRP-Materialien (faserverstärkter Kunststoff) mehr Vorteile mit sich bringen. Dazu gehören, dass FRP-Werkstoffe eine simplere Handhabung aufweisen und weniger Zeit- und Arbeitsaufwand benötigen. Zudem kommt noch die höhere Korrosionsbeständigkeit im Vergleich zum Stahl. Daher wird bei dieser Ertüchtigungsmethode von bestehenden Gebäuden meist aus Vereinfachungsgründen auf FRP-Material zurückgegriffen [33].

Wie bei der FRP-Materialien auch bei Stahlummantelungen ein große Nachteil ist die Feuerbeständigkeit. Ein Korrosions- oder Brandschutz wird erreicht mit einem Vergussbeton oder Spritzbetonabdeckung sowie mit Feuerwiderstande Plattenbekleidungen.

### 5.2.6 FRP Umwicklungen

Der faserverstärkte Kunststoff (FRP = fibre-reinforced polymer) stellt einen Verbundwerkstoff dar, dessen Fasern aus Kohlenstoff, Glas, Aramid oder eher selten Basalt bestehen. Die Polymermatrix wird hierbei in der Regel aus Epoxidharzen erzeugt.

Bei bestehenden Stahlbetonbauteilen werden FRP-Materialien als Ummantelung genutzt, die in Form einer äußeren Bewehrung angeordnet werden. Ziel ist, bei seismisch gefährdeten Gebäuden eine Verstärkung herzustellen. Mithilfe von faserverstärkten Kunststoffen wird nämlich eine erhöhte Biege- und/oder Schubfestigkeit erreicht. Ein weiterer Vorteil liegt darin, dass die bisherige Gebäudesteifigkeit dadurch nicht verändert wird. FRP-Werkstoffe weisen zudem eine hohe Zugfestigkeit auf und haben im Gegensatz zu Stahluummantelungen ein geringes Gewicht. Wie im vorigen Teilkapitel beschrieben, wird durch die Anwendung des Materials eine im Vergleich zu anderen Baustoffen leichte Handhabung erzielt, welche zeit- und arbeitstechnische Aufwände reduziert. Neben der guten Korrosionsbeständigkeit ist die geringe Wärmeleitfähigkeit von FRP-Materialien ebenso ein großer Vorteil.

Ein großer Nachteil dieses Systems ist hingegen die Feuerbeständigkeit. Faserverstärkte Kunststoffe sind nämlich nicht feuerfest und werden bei hohen Temperaturen stark beeinträchtigt [33].

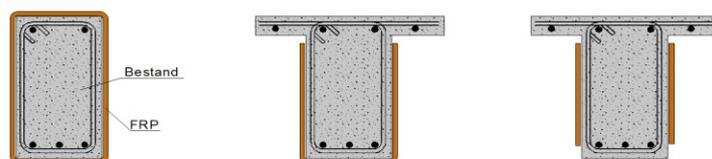


Abb. 5.15: a) vollständige Ummantelung, b) U-förmige Ummantelung und c) seitliche Verkleidung. Aus [33]

Das Ziel bei der FRP-Ummantelungen im Rahmen der Erdbebenertüchtigung beinhaltet sehr ähnliche Ziele zur Beton- und Stahluummantelung. Es werden bei den bestehenden Betonelementen folgende physikalische Eigenschaften angestrebt[18]:

- Aufnahmevermögen der Querkräfte lotrechter Bauteile durch umwickelte FRP erhöhen;
- Vorhandenes Verformungsvermögen mit FRP-Ummantelungen steigern;
- Erhöhung der Festigkeit bei Übergreifungsstößen und Vorbeugung des Versagens;

Die Anordnung der FRP-Umschnürungen geschieht hier immer mit der Faserrichtung in Ringrichtung.



Abb. 5.16: Schubverstärkung von Säulen mit FRP-Ummantelung. Aus [33]

### Schubfestigkeit

FRP kann bei spröden Bauteilen durch streifenweise Anbringung oder vollständige Umwicklung die Steigerung der Schubfestigkeit erzeugen. Es werden in diesem Fall folgende Veränderungen bei vorhandenen Betonbauteilen festgestellt [18]:

- Die aufnehmbare Querkraft kann gesteigert werden;
- Bei der Ermittlung der gesamten Querkraftkapazität infolge von Ertüchtigungen mittels FRP wird der vorhandene Bemessungswert der Querkraft mit dem Anteil des zusätzlichen Beitrags aus FRP ( $V_f$ ) erhöht.

# Kapitel 6

## Softwareeinsatz

### 6.1 Allgemeines

Heutzutage ist es fast unmöglich statische Berechnungen ohne die Hilfe von kommerzieller Software durchzuführen, allen voran ohne die Hilfe von 3D-Modellen für unregelmäßige Strukturen, für die Berechnungen von Erdbebeneinflüssen sowie von Modellen zur Berechnung der besonderen Einzelbauteile der Konstruktion.

Bei der Verwendung einer Software ist es für den Anwender wichtig, Kenntnis über die Software, wie die statischen Modelle aufgebaut werden, zu haben. Auf diese Weise erlangt man genaueste Ergebnisse, die dem wirklichkeitsnahen Tragwerksverhalten am nächsten sind.

Es ist erwähnenswert, dass beim Entwurf von neuen Betongebäuden zuerst die Geometrie der Konstruktion bestimmt wird und danach die Ermittlung der erforderlichen Menge der Verstärkungsbewehrung erfolgt. Hingegen dazu haben wir bei bestehenden Gebäuden eine existente Geometrie und Bewehrung, wo jedoch überprüft werden muss, ob sie ein bestimmtes Lastniveau durch ein Erdbeben verkräften. Im gewöhnlichen Entwurfsverfahren bestimmt der Anwender die Geometrie und mithilfe des Programms wird die notwendige Bewehrung der Bestandteile bestimmt. Ein anderer Ansatz stellt die Methodik der Bewertung (Retrofitting – Nachrüstung) dar, wo die Geometrie und Leistung vom Anwender in der Software eingegeben werden, und das Programm die Kapazität des strukturellen Modells und seiner Bestandteile berechnet und überprüft, ob diese im Stande sind, wirkenden Kräften zu widerstehen. Dieser Unterschied zwischen den zwei Ansätzen, der Modellierung und Bewertung, ist der Hauptgrund, wieso unterschiedliche Normen für jeden der beiden eingeführt wurden, z.B. EC8 Teil 1 vs. EC8 Teil 3 [33.1].

Im Weiteren erfolgt eine kurze Beschreibung der Software, welche für die Berechnungen in der Fallstudie verwendet wurde, und wie die Hauptkonstruktionselemente berücksichtigt wurden.

### 6.2 SeismoSoft: SeismoBuild/SeismoStruct

SeismoSoft, eine Finite-Elemente-Paket, ist ein Programm, welches eigens für die Bewertung und Ertüchtigung von Stahlbetonkonstruktionen entwickelt wurde und in erster Linie Bauingenieure bei der strukturellen Bewertung und Ertüchtigung unterstützen soll, da es imstande ist, die definierten Bemessungsmethoden und erforderlichen Analysen sowie entsprechende Stabnachweise durchzuführen. Im Folgenden werden die Modellierungsmethode der Hauptbestandteile beschrieben und verschiedene Fragestellungen über die Modellierung von Stahlbetonkonstruktionen unter Bezugnahme auf [33] erörtert.

#### Modellierung von Unterzüge und Säulen

Beim nichtlinearen Verfahren muss berücksichtigt werden, dass die Grundregeln der Elastizität nicht mehr gültig sind, denn die Spannungen sind nicht proportional zu den Dehnungen, die Biegemomente sind nicht proportional zu den Krümmungen und die Kräfte nicht zu den

Verschiebungen. Daher werden nichtlineare Beziehungen zwischen diesen Größen herangezogen. Im Fall der Pushover-Analyse sind diese monoton, bei der dynamischen Zeitverlaufanalyse sind diese hysteretisch. Ebenso werden die elastischen Parameter auf Querschnittsebene nicht mehr herangezogen. „Fasern“, das sind mehrere kleine diskretisierte Stücke des Querschnitts, besitzen jeweils eigene Spannungs-Dehnungs-Beziehungen, dessen Antworten am Ende zusammengefasst werden, um die unelastische Beziehung auf Schnittebene zu erhalten. An den sogenannten Integrationsabschnitten werden diese nichtlinearen Beziehungen angewendet, wobei angenommen wird, dass nur an diesen Stellen die gesamte Unelastizität auftritt und der Rest des Elements linear elastisch bleibt (Abb. 6.1 Rechst). Diese Stellen werden selbstverständlich dort gewählt, wo man Unelastizität erwartet. Man nennt sie Kunststoffscharnieren. Für gewöhnlich erwartet man unelastische Verformungen an den beiden Kanten eines Bauteils. Dies wird typischerweise als Rahmenelement mit zwei Kunststoffscharnieren, wo die Unelastizität an den beiden Enden des Bauteils konzentriert ist und der Rest der Länge elastisch ist, modelliert [33].

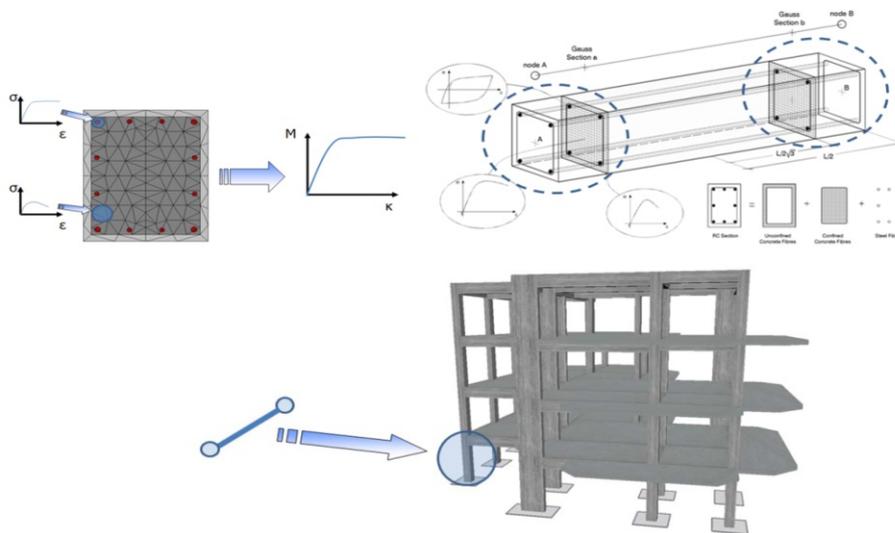


Abb. 6.1: Rahmenelement-Modellierung (nichtlineare Verfahren). Aus [33]

### Modellierung von aussteifenden Wänden

In der Regel erwartet man bei der Strukturanalyse Beschädigungen an der Basis der Scherwände, weswegen die ebenen elastischen Elemente keine genaue Option für die Modellierung bieten. Daher erfolgt die Modellierung mit einem äquivalenten nichtlinearen 1D-Element. Außerdem ist das Volumen der Wand nicht vernachlässigbar (im Vgl. zu typischen Säulen) und daher werden horizontale starre Verbindungen zwischen den Wandknoten und benachbarten Trägen verwendet (Abb. 6.2 ) [33].

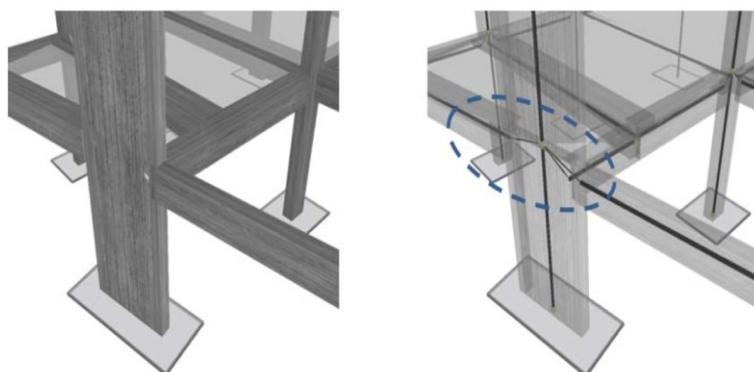


Abb. 6.2: Scherwandmodellierung mit starren Offsets (nichtlineares Verfahren). Aus [33]

Ähnlich wird bei den RC-Kernwänden angesetzt. Diese findet man üblicherweise um Treppen oder Aufzugsschächte herum. Die bisher beste Modellierung erfolgt, indem man jeden Teil des Kerns als unelastisches Element darstellt und dann alle Teile mit starren Gliedern verbindet. Damit wird sowohl die unelastische Reaktion der Kernwand als auch die Torsionssteifigkeit der Wände modelliert (Abb. 6.3) [33].

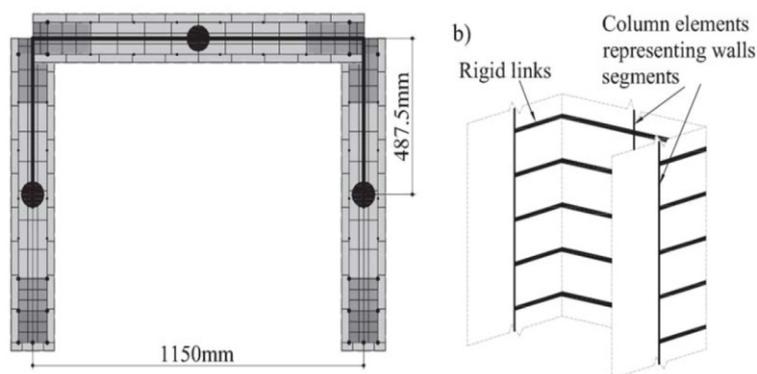


Abb. 6.3: Modellierung von Kernwänden mit starren Verbindungen (nichtlineares Verfahren). Aus [33]

### Modellierung von Balken-Stützen-Verbindungen

In neuen Gebäuden ist die Bewehrung der Balken-Stützen-Verbindungen längs und quer ausreichend, es wird davon ausgegangen, dass die Verbindungen ein elastisches und oftmals ein effektiv starres Verhalten aufweisen. Die Modellierung erfolgt mit einem starren Versatz der Stäbe bis zur Verbindung. Dies ist bei bestehenden Gebäuden jedoch nicht der Fall. Denn dort reicht die Bewehrung der Balken-Stützen-Verbindungen nicht aus und die Überlappungsstöße sind unangemessen. Daraus ergibt sich ein weder steifes noch elastisches Verhalten. Die Modellierung erfordert somit mehr Aufwand, um die zusätzliche Flexibilität zu modellieren, beispielsweise könnten spezielle unelastische Elemente der Verbindungen abgeleitet werden oder Verbindungselemente (elastisch oder auch unelastisch) am Ende der starren Verbindung angebracht werden. Natürlich erfordert eine genauere Darstellung der Strukturantwort auch einen höheren analytischen Aufwand, jedoch ist dies nicht der einzige Nachteil, denn diese innovativen Modellierungsmethoden weisen auch Schwierigkeiten in der Anwendung auf: es gibt gut getestete Gelenkelemente, jedoch nur für die 2D-Analyse; bei der Kalibrierung der Hysterese des unelastischen Glieds, das mit dem starren

Glied verbunden ist, tauchen Probleme auf. Daher stellt man die Strukturantwort nur dann so genau dar, wenn das hysteretische Verhalten der Balken-Stützen-Verbindungen beachtliche Einflüsse auf die Strukturantwort auf globaler Ebene hat. Ansonsten erfolgt die Modellierung auf einfache Weise, nämlich mit starrem Versatz, oder sogar ohne, um die zusätzliche Flexibilität der Struktur zu modellieren [33].

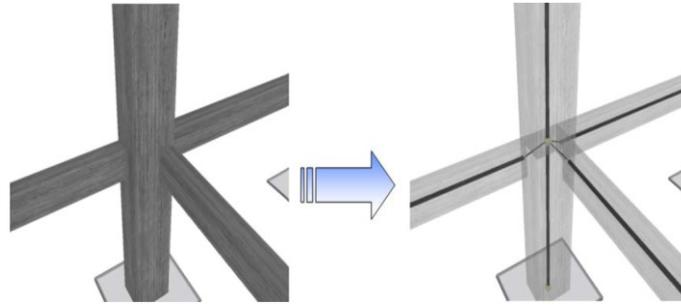


Abb. 6.4: Modellierung von Balken-Stützen-Verbindungen mit starren Versatzstücken. Aus [33]

# Kapitel 7

## Fallstudie

Gegenstand dieser Fallstudie ist das Krankenhaus „Djegie Plastike“ in Tirana, Albanien, welches im Jahr 1983 gebaut wurde. Auf dieses Beispielgebäude werden die im Kapitel 5 erwähnten Ertüchtigungsmethoden angewandt. Die Struktur des vierstöckigen Tragwerks besteht aus Stahlbetonrahmen. Die Modellierung erfolgt gemäß den albanischen Erdbebennormen des Jahres 1978, wobei die Erdbebenlasten für die Berechnung viel kleiner angesetzt werden als sie im Eurocode 8 vorgegeben sind (siehe Abschnitt 2, Abb. 2.9).

Bei diesem Tragwerk handelt es sich um ein Fertigteilegebäude, bei dem die einzelnen Elemente in der Fabrik vorgefertigt und auf der Baustelle zusammengesetzt wurden. Die Unterzüge (UZ) mit Stützen sind als Rahmen gebaut, bei dem das Stahlblech der UZ mit dem Eisen der Stütze verschweißt wurde. Die Fertigteilelementdecken sind auf Unterzügen aufgelegt und mittels eines Rostes angeschlossen.

Für das Bestandsgebäude sind detaillierte Schalungs- und Bewehrungspläne vorhanden. Es wird keine in-situ Untersuchung, sondern lediglich eine augenscheinliche Kontrolle des Gebäudes durchgeführt.

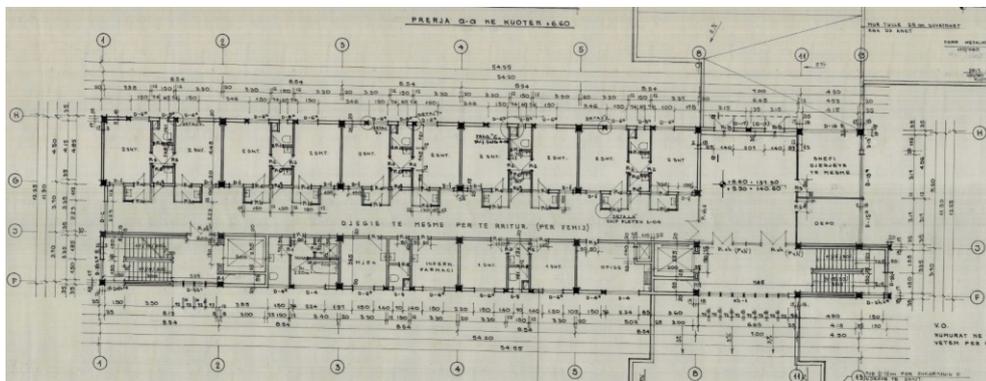


Abb. 7.1: Ausschnitte des Grundrisses aus den Bestandsplänen.

### 7.1 Bestandsgebäude

Das Bestandsgebäude beschreibt jenen Zustand, der sich aus den Bestandsplänen herleiten lässt. In den Unterlagen sind neben den entsprechenden Abmessungen im Grundriss und Schnitt ebenso die Aufbauten des Gebäudes sowie Materialeigenschaften beschrieben. Die Säulen haben alle einen Querschnitt von  $350 \times 350$  mm und eine relativ regelmäßige Verteilung in beide Richtungen. In Längsrichtung weisen die Balken einen Querschnitt von  $b/h = 60/35$  cm auf, wohingegen die Balken in Querrichtung einen Querschnitt von  $b/h = 40/35$  cm aufweisen.

- **Decke**

Die Decken sind als Fertigteillemente mit Löchern gebaut. Die Bretter sind nebeneinander aufgelegt, liegen auf den Unterzügen und schließen sich mit einem Rost (Abb. 7.2).

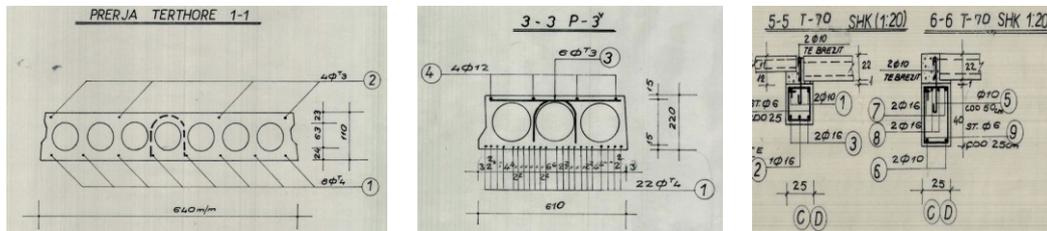
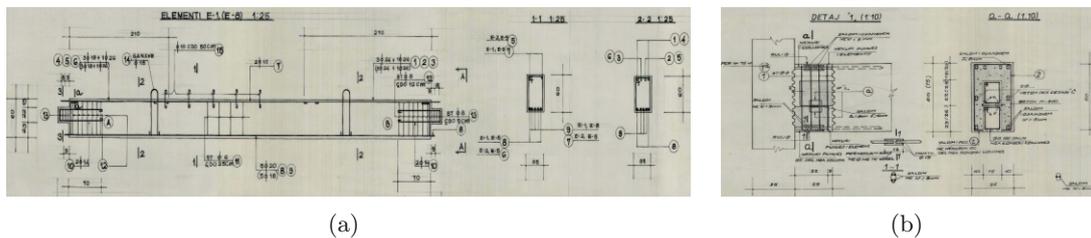


Abb. 7.2: Ausschnitte aus den Bestandsplänen: Querschnitte der Decke

- **Unterzüge, Stützen, Fundamente**

Die Unterzüge und Stützen sind als Fertigteile in der Fabrik betoniert und vor Ort miteinander verbunden worden. Zur Erlangung einer rahmenartigen Wirkung der Struktur wurde an den Knoten das Eisen der Unterzüge mit dem Eisen der Stütze verschweißt und vor Ort betoniert (Abb. 7.3b)).



(a)

(b)

Abb. 7.3: Ausschnitte aus den Bewehrungsplänen: a) Unterzug b) Stütze-Unterzug Anschluss: Verschweißen des Eisens

Stützen sind auf Einzelfundamenten (Köcherfundament) angeschlossen.

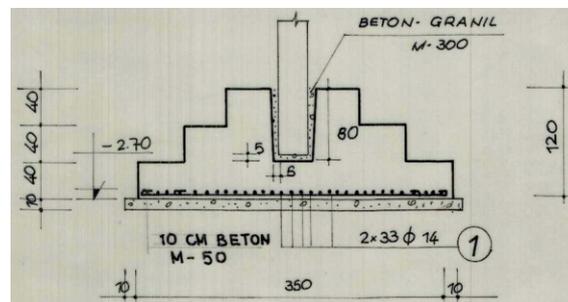


Abb. 7.4: Ausschnitt aus den Bestandsplänen: Anschluss der Stütze im Einzelfundament

- **Material**

Aus den Bestandsplänen gehen die Materialeigenschaften hervor. Für die Materialien wurde kein In-Situ Versuch durchgeführt, sondern die Werte aus bestehenden Plänen und Normen bei Errichtung des Gebäudes herangezogen:

Beton: M-300,  $f_c = 30\text{MPa}$       Stahl:  $f_y = 210\text{MPa}$

- **Lastannahmen:**

Die für die Berechnung betrachteten Lasten sind in Tab. 7.1 dargestellt. Bei den ständigen Lasten handelt es sich um Aufbaulasten, die ständigen Lasten der Decke werden automatisch von der Software berücksichtigt.

Tab. 7.1: Aufbaulasten und Nutzlasten auf Geschossdecke

Decke über	Aufbaulasten $kN/m^2$	Nutzlasten $kN/m^2$
3. OG	3,46	2
2. OG	2,8	2
1. OG	2,8	2
EG	2.8	2

- **Bedeutungskategorie**

Laut ÖNORM EN 1998-1, Abschnitt 4.2.5, Tab 4.3 Bedeutungskategorie=IV  
Bedeutungsbeiwert  $\gamma_I = 1,4$

- **Einstufung der Gebäude laut ÖNORM EN 1998-3, Abschnitt 3.3**

KL2 : Normaler Kenntnisstand

$CF_{KL2} = 1.20$ , gemäß Tabelle 3.1

## 7.2 Berechnung des Tragwerks

Für das in der Fallstudie gewählte Gebäude wird das Verhalten des Tragwerks unter verschiedenen Verstärkungsmöglichkeiten mittels zweier Methoden untersucht:

- Pushover Methode
- Zeitverlaufmethode



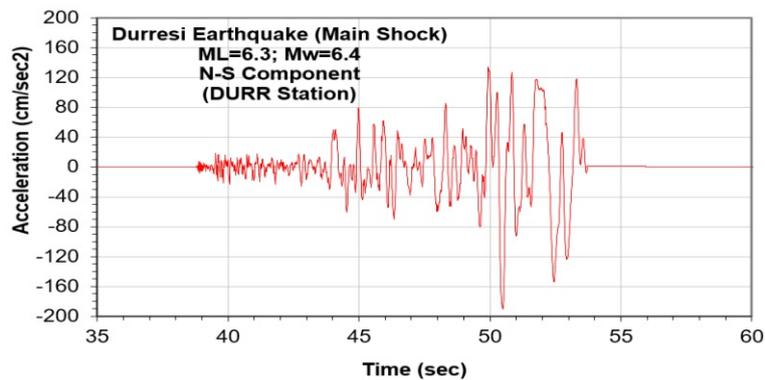


Abb. 7.7: Erdbeben von Dures vom 26. November 2019 [34]



Abb. 7.8: Aufgebrachtes Akzelerogramm in X- und Y-Richtung

## 7.3 Anwendung der Strategie (Nachrüstung)

### 7.3.1 Ursprüngliches Modell (Tragwerk ohne Verstärkung)

Aus der Geometrie lässt sich sogleich darauf schließen, dass das Tragwerk in verschiedene Richtungen verschiedene Versagensformen aufweisen wird. Die zugehörigen Pushoverkurven für Längs- und Querrichtung werden in der Folge dargestellt.

Da in Längsrichtung die Unterzüge stärker als die Stützen sind, kommt es zum folgenden Fall: starke Unterzüge und schwache Stützen; und wie in Abb. 7.9 a) ersichtlich, werden die Stützen zuerst versagen, während die Unterzüge unbeschädigt bleiben werden. In Querrichtung werden die Unterzüge zuerst versagen und die Stützen unbeschädigt bleiben. Im Erdgeschoss ist die Lichthöhe bedeutend größer als in den anderen Stockwerken, sodass es zum “Soft Story“ kommt: Es bilden sich plastische Gelenke an den Stützen aus und somit kommt es praktisch zum Versagen der Stütze.

Wie in Abb. 7.9 a) ersichtlich, werden im EG bei der Pushover-Berechnung bei einer in Längsrichtung aufgebrachten Belastung, am Anfang und Ende der Stütze Gelenke aufgebaut, während sich die Stockwerke darüber kaum verformen. Wenn die Belastung in Querrichtung aufgebracht wird Abb. 7.9 b) , bilden sich Gelenke im EG nur am Anfang der Stütze und am Ende der Unterzüge.

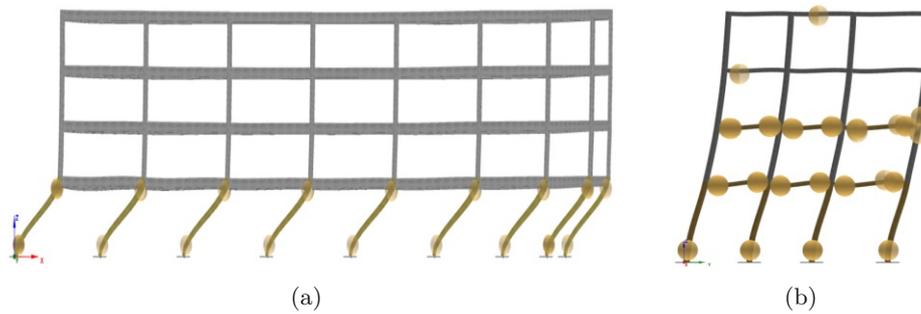


Abb. 7.9: Versagensform des Tragwerks im Falle der Pushover-Berechnung: a) X-Richtung und b) Y-Richtung

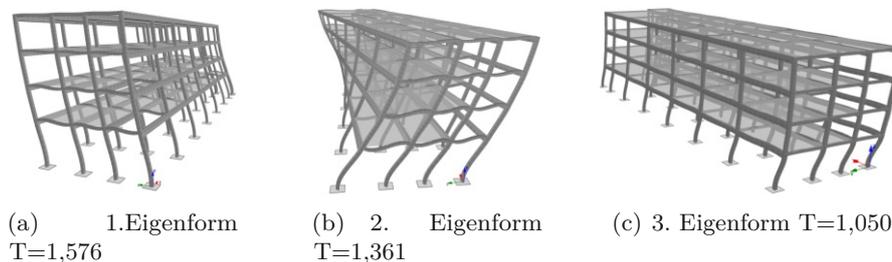


Abb. 7.10: Die ersten 3 Eigenformen des Modells ohne Verstärkung

Die mit der Eigenwertanalyse ermittelten Grundperioden zeigen, dass die Antwort des ersten Modus in Y-Richtung mit einer effektiven modalen Masse von 90% dominiert. Die Ergebnisse der Pushover-Analyse für den SD-Grenzzustand zeigen eine Zielverschiebung von 42;0 cm in Y-Richtung und 24,5 cm in X-Richtung. In Y-Richtung zeigt sich eine maximale Gebäudekapazität von ca. 1060 kN bei einer oberen Verschiebung von 13 cm und von 1460 kN in X-Richtung bei einer oberen Verschiebung von 8 cm.

Aus den Kapazitätskurven in Abb. 7.11 lässt sich ableiten, dass der Nachweis gemäß angewandter Norm für beide Richtungen nicht erbracht wird und das Gebäude an Ertüchtigungsmaßnahmen bedarf.

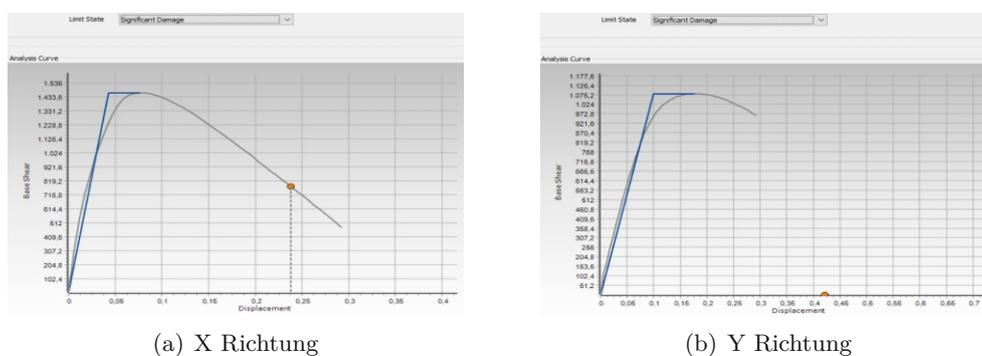


Abb. 7.11: Kapazitätskurven des ursprünglichen Gebäudes

Schließlich ergab die dynamische Analyse eine maximale obere Verschiebung von 19,6 cm in X-Richtung und 24,5 cm in Y-Richtung, wie in Abb. 7.12 dargestellt. Eine Verschiebung von 19,6 cm für ein Gebäude mit einer Höhe von 15 m, zudem für ein Krankenhaus, würde die Apparatur außer Betrieb bringen, wenn es nicht zum Einsturz des Gebäudes kommt. Im Fall eines Erdbebens, wie jenes Erdbeben von Durrës im November 2019, welches mit einer Stärke/Magnitude von 6 alle 30 Jahre in Albanien zu erwarten ist, käme es zum Einsturz des Gebäudes.

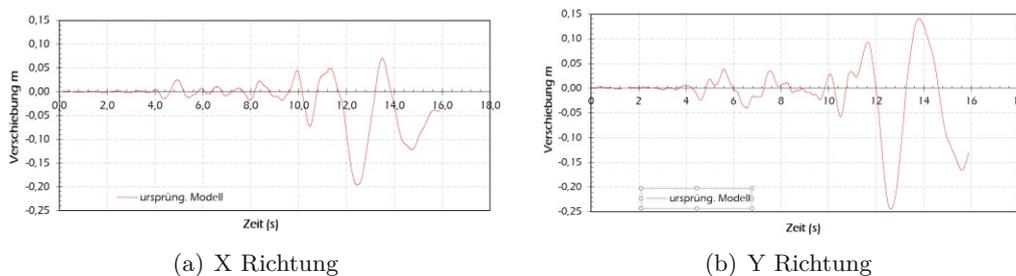


Abb. 7.12: Zeit-Verschiebungs-Diagramm ursprüngliches Modell

In Abb. 7.13 sind in der ADRS (Acceleration-Displacement-Response Spectra)-Darstellung die Kapazitätskurve des Gebäudes und das Bemessungsspektrum dargestellt.

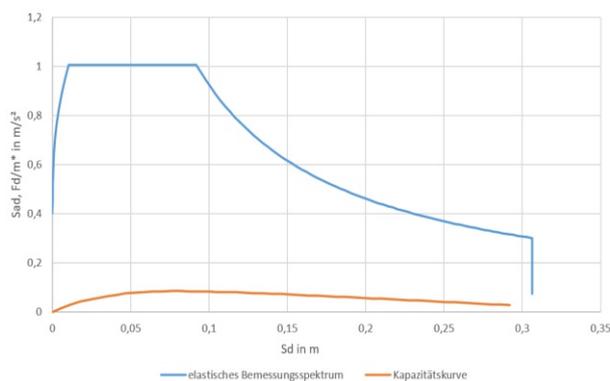


Abb. 7.13: Elastisches Bemessungsspektrum und Kapazitätskurve

### 7.3.2 Verstärkung mit neuen Stahlbetonwänden

Das bestehende Gebäude wird insgesamt durch acht Stahlbetonwände gemäß Abb. 7.14 ausgesteift. Für die neuen Stahlbetonwände wird eine Betonklasse C25/30 und eine Bewehrung B500 gewählt. Die Wände werden mit Längs- und Quereisen, wie in Abb. 7.15 nachgebildet, bewehrt.

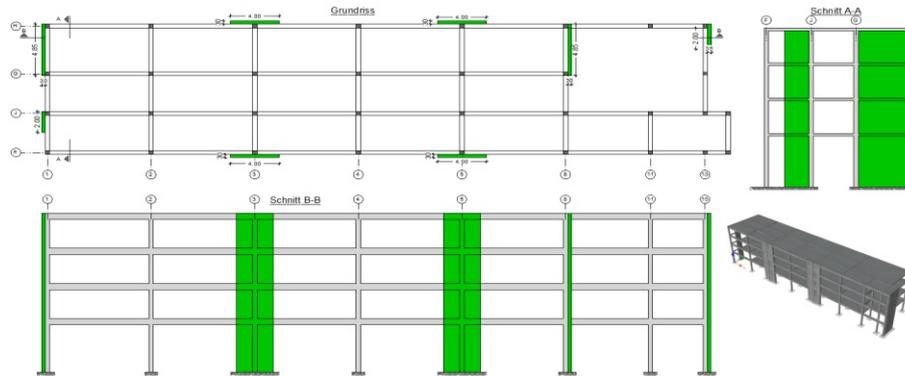


Abb. 7.14: Verstärkung der Gebäude mit Stahlbetonwänden

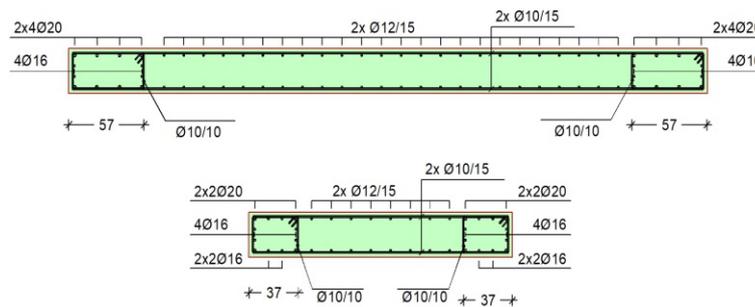


Abb. 7.15: Bewehrung der Stahlbetonwände

Die Eigenwertanalyse zeigt, dass das verstärkte Gebäude in Bezug auf das ursprüngliche Gebäude mit einer Grundperiode von 0,365 s (eine beeindruckende Abnahme von mehr als 78 %) deutlich steifer ist. Außerdem wird durch die neuen Stahlbetonwände das Verhalten des Gebäudes gegen Torsion verbessert. Beim ursprünglichen Gebäude ereignet sich die Torsion in der zweiten Grundperiode, wohingegen nach der Nachrüstung die Torsion in der dritten Periode eintritt (Abb. 7.16). Daraus lässt sich schließen, dass eine Verstärkung mit Stahlbetonwänden das Gesamtverhalten des Gebäudes erheblich verbessert. Dieses Beispiel ist eine gute Demonstration der Tatsache, dass bei Hinzufügen großer Scherwände in ein bestehendes Gebäude, in der Regel kein weiterer Eingriff in die anderen Bauteile erforderlich ist.

In Abb. 7.16 werden die drei Eigenformen des mit Stahlbetonwänden verstärkten Gebäudes dargestellt.

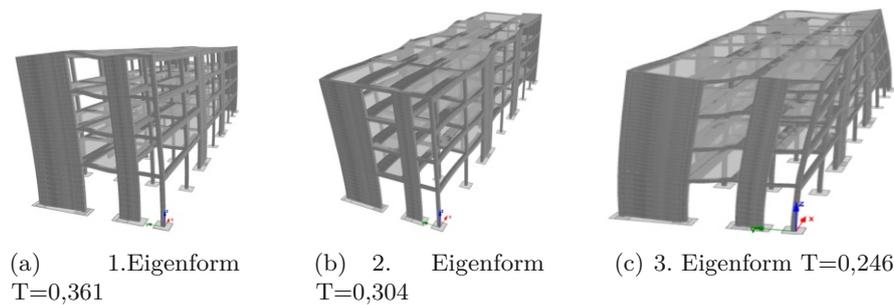


Abb. 7.16: Die ersten 3 Eigenformen des mit Stahlbetonwänden nachgerüsteten Tragwerks

Die Ergebnisse der Pushover-Analyse zeigen einen sehr großen Anstieg der Gebäudekapazität in X-Richtung, nämlich um mehr als das Zehnfache: von 1460 kN auf 16700kN (Abb. 7.17 a), während die Zielverschiebung um mehr als 75 % auf 6,0 cm gesunken ist. Dahingegen erhöht sich in Y-Richtung die Gebäudekapazität von 1460kN auf 9060kN und die Zielverschiebung sinkt um mehr als 67% auf 13,5 cm.

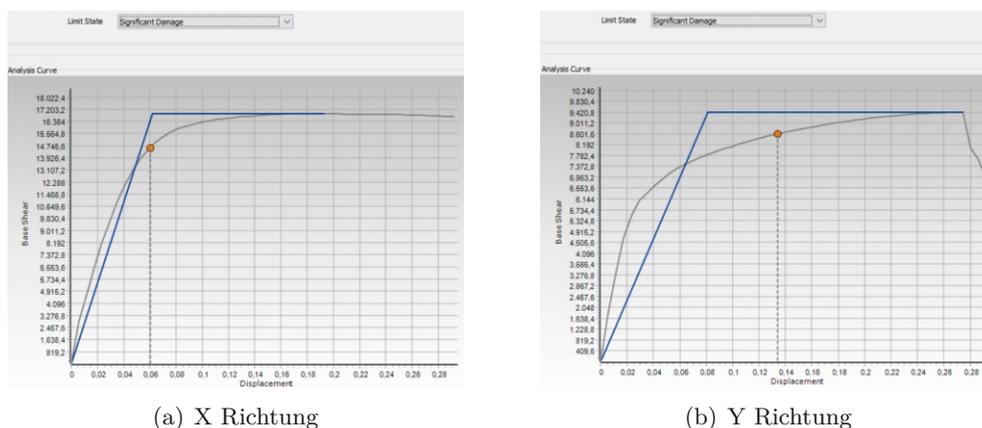


Abb. 7.17: Kapazitätskurven des Gebäudes mit neuer Stahlbetonwand-Verstärkung

Die dynamische Analyse (Abbildung 7.18) zeigt ein deutlich verbessertes Verhalten des Gebäudes. Es gibt eine niedrige Amplitude und hochfrequente Bewegungen über den gesamten Zeitverlauf, und die obere maximale Verschiebung in Y-Richtung ist um fast 85 % auf nur 3,9 cm gesunken, während in X-Richtung die obere maximale Verschiebung um 84% auf nur 3 cm gesunken ist. Die horizontalen Kräfte infolge eines Erdbebens werden nahezu gänzlich durch die neu eingefügten Stahlbetonwände aufgenommen. Daher sollten die Fundamente der neuen Stahlbetonwände ausreichend dimensioniert sein, um die Kräfte auf den Boden übertragen zu können (siehe auch [30]).

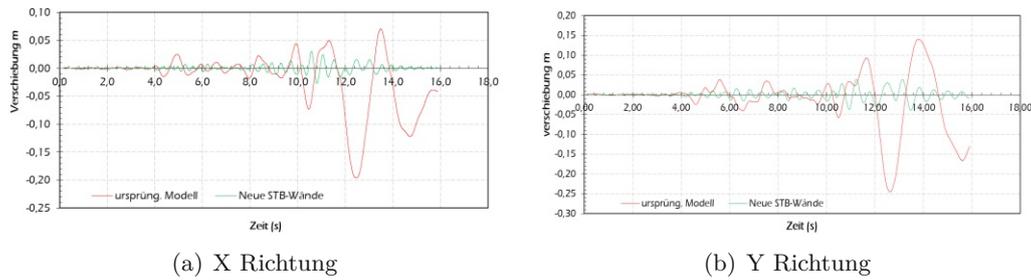


Abb. 7.18: Zeit-Verschiebungs-Diagramm des Gebäudes mit neuer Stahlbetonwände-Verstärkung.

In Abb. 7.19 sind in ADRS-Darstellung die Kapazitätskurve des Gebäudes mit neuen, verstärkten Wänden und das Bemessungsspektrum dargestellt.

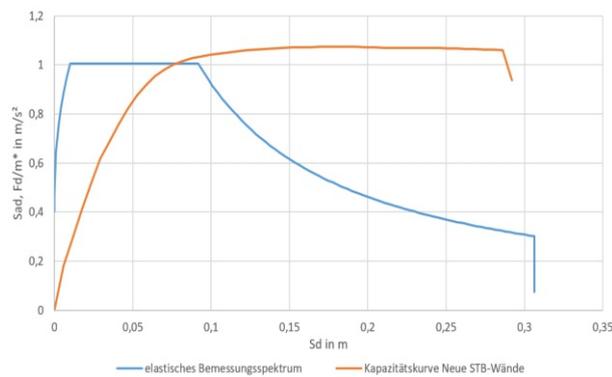


Abb. 7.19: Elastisches Bemessungsspektrum und Kapazitätskurve

### 7.3.3 Verstärkung mit Fachwerken

Die Ertüchtigung erfolgt mit Fachwerken, die an 6 verschiedenen Stellen im Umfang gelagert sind (Abb. 7.20). Für die Streben in X-Richtung werden 250x250x8 mm Rechteckprofile und in Y-Richtung 140x140x10 mm Rechteckprofile verwendet.

Die Eigenwertanalyse zeigt, dass das verstärkte Gebäude in Bezug auf das ursprüngliche Gebäude mit einer Grundperiode von 0,561 s deutlich steifer ist, und somit eine erhebliche Abnahme von mehr als 64 % in Bezug auf die 1,576 s des ursprünglichen Gebäudes aufweist. Außerdem wird durch die Verstärkung mittels Einfügen von neuen Fachwerken das Gesamtverhalten des Gebäudes verbessert.

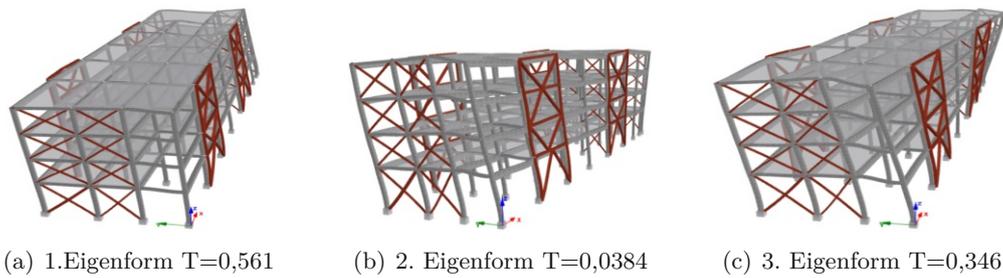


Abb. 7.20: Die ersten 3 Eigenformen des mit Stahlfachwerk nachgerüsteten Tragwerks

Die Ergebnisse der Pushover-Analyse zeigen eine Steigerung der Tragfähigkeit in X-Richtung von 1460 kN auf beinahe 14000kN (Abb. 7.21). Darüber hinaus gibt es eine maßgebliche Verringerung der Zielverschiebung um mehr als 73% von 24,5 cm auf 6,4 cm. In Y-Richtung steigert sich die Tragfähigkeit von 1460 kN auf 7700 kN und die Zielverschiebung fällt um mehr als 66% von 42,0 cm auf nur 14,0 cm ab.

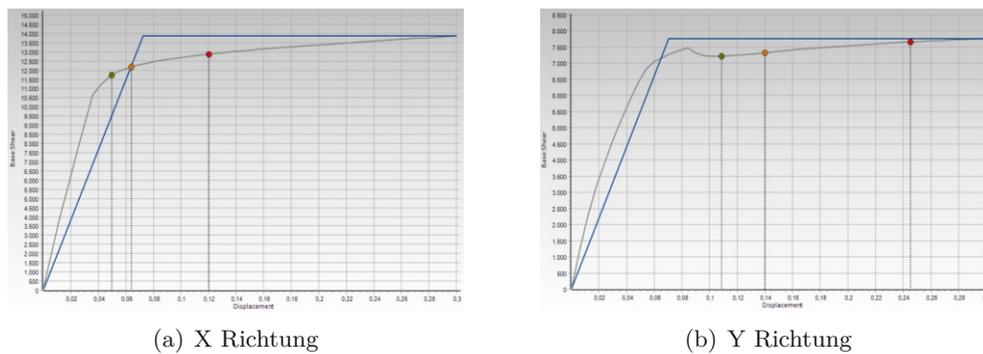


Abb. 7.21: Kapazitätskurven des Gebäudes mit neuer Stahlfachwerk-Verstärkung

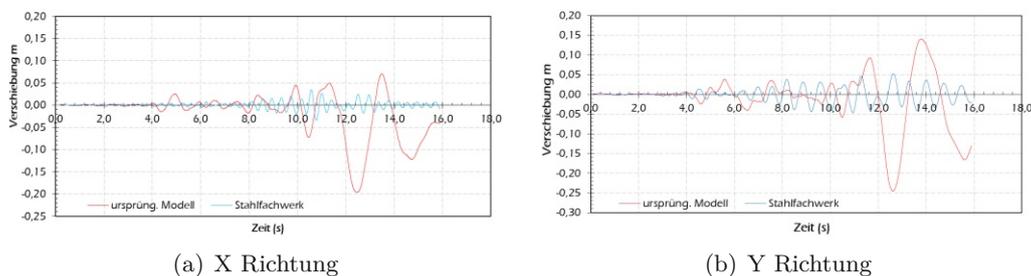


Abb. 7.22: Zeit-Verschiebungs-Diagramm des Gebäudes mit neuer Stahlfachwerk-Verstärkung

Schließlich erhält man mit der dynamischen Analyse eine maximale obere Verschiebung von 4,1 cm in X-Richtung, wie Abbildung 7.22 entnehmbar, und 6,2 cm in Y-Richtung. Genauso wird bei der dynamischen Analyse eine Verringerung der Verschiebung um mehr 79% in X-Richtung und um mehr als 74% in Y-Richtung erkennbar.

In Abb. 7.23 sind in ADRS Darstellung die Kapazitätskurve des Gebäudes mit Fachwerken verstärkt und das Bemessungsspektrum dargestellt.

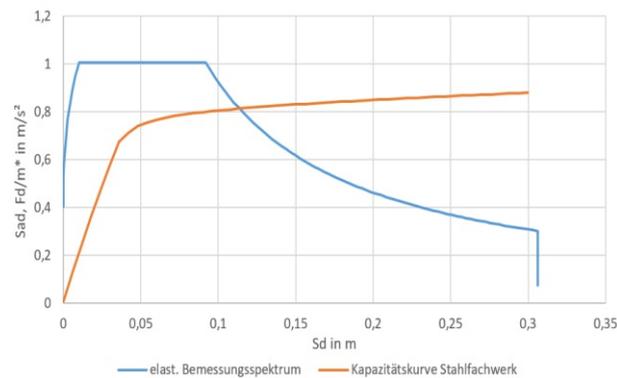


Abb. 7.23: Elastisches Bemessungsspektrum und Kapazitätskurve

### 7.3.4 Verstärkung mit Ummantelung

Die Nachrüstung erfolgt an allen Säulen des Gebäudes, die mit 10 cm breiten Spritzbetonmänteln verstärkt werden. Die Betongüte des Betons der Ummantelungen ist C25/30, und die Stahlgüte ist B500C. Die Längsbewehrung einer typischen Ummantelung beträgt  $4\phi 16 + 4\phi 16$ , während die Schubbewehrung der Stützen mit Bügeln von 10/10 deutlich erhöht wurde.

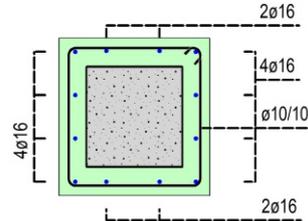


Abb. 7.24: Typischer Aufbau der ummantelten Stütze

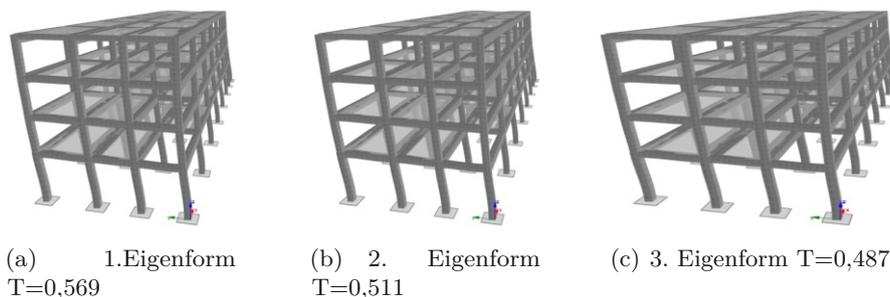


Abb. 7.25: Die ersten 3 Eigenformen des mit Ummantelung nachgerüsteten Tragwerks

Die Eigenwertanalyse zeigt eine signifikante Erhöhung der Steifigkeit des Gebäudes mit einer Grundperiode von 0,569 s, d. h. eine deutliche Abnahme von mehr als 63 % in Bezug auf die

1,576 s des ursprünglichen Gebäudes (Abb. 7.25). Die Verstärkung der Stütze mit Ummantelung verbessert das Verhalten des Gebäudes maßgebend.

Die Ergebnisse der Pushover-Analyse zeigen eine Steigerung der Tragfähigkeit in X-Richtung um mehr als das Fünffache von 1460 kN auf fast 7800kN (Abbildung 7.26). Darüber hinaus gibt es eine beträchtliche Verringerung der Zielverschiebung um mehr als 47% von 24,5 cm auf 12,9 cm. In Y-Richtung erhöht sich die Tragfähigkeit von 1460kN auf 7500kN und die Zielverschiebung nimmt um mehr als 57% von 42 cm auf nur 17,8 cm ab.

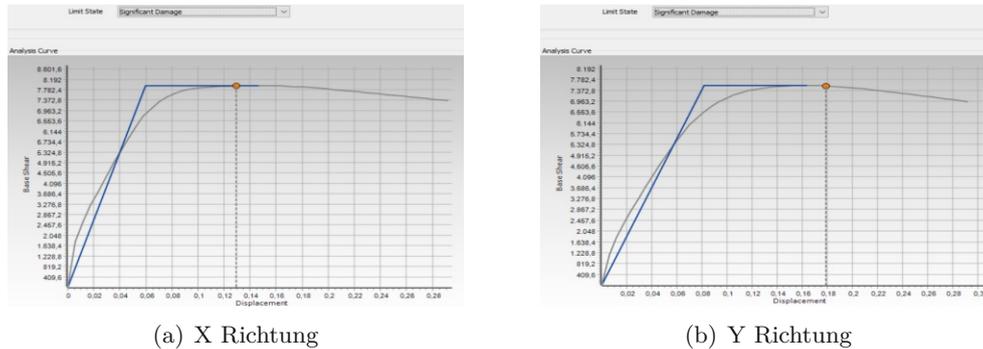


Abb. 7.26: Kapazitätskurven des Gebäudes für mit Ummantelung verstärkte Stütze

Mit der dynamischen Analyse erhält man schließlich eine maximale obere Verschiebung in X-Richtung von 9,9 cm, wie in Abb. 7.27 dargestellt, und 13,6 cm in Y-Richtung. Auch bei der dynamischen Analyse wird eine Verringerung der Verschiebung um mehr 49% in X-Richtung und um mehr als 44% in Y-Richtung ersichtlich.

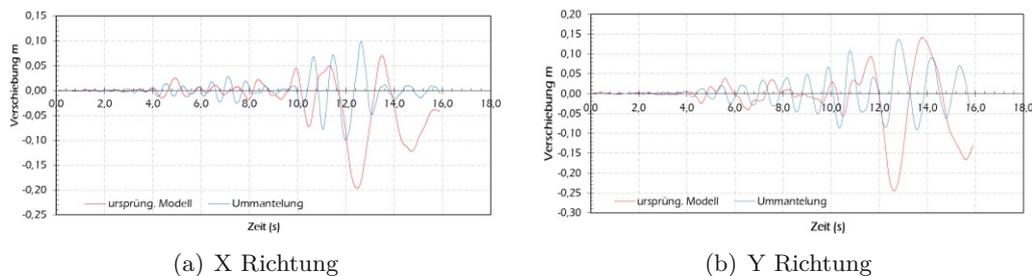


Abb. 7.27: Zeit-Verschiebungs-Diagramm des Gebäudes mit Ummantelung-Verstärkung

In Abb. 7.28 sind in ADRS Darstellung die Kapazitätskurve des Gebäudes mit Ummantelung der Stütze und das Bemessungsspektrum dargestellt.

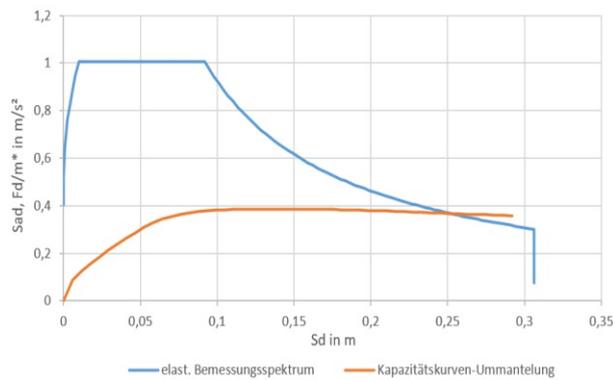


Abb. 7.28: Elastisches Bemessungsspektrum und Kapazitätskurve

### 7.3.5 Verstärkung mit FRP

Die Verstärkung mit FRP wird an allen Stützen durchgeführt. Die Nachrüstung wird mit einer Schicht eines relativ starken FRP Sika Wrap 600C durchgeführt. Die charakteristischen und nominalen Werte der Faserdicke betragen 0,331 mm, die Zugfestigkeit 3800 MPa, der Zugmodul 242000 MPa und die Dehnung 1,55

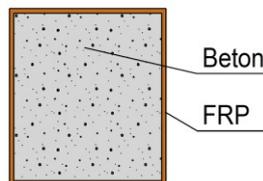


Abb. 7.29: Verstärkung der Stütze mit FRP

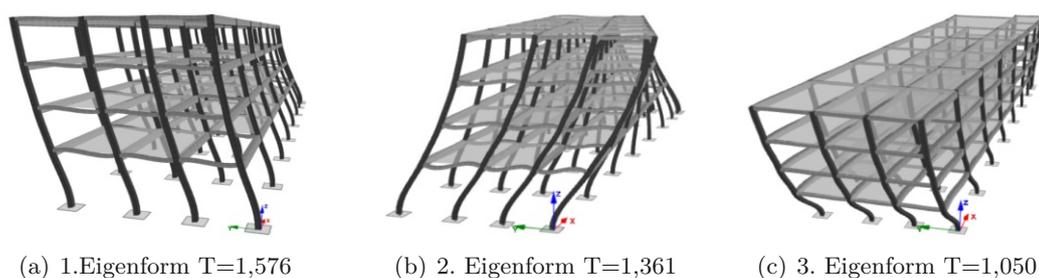


Abb. 7.30: Die ersten 3 Eigenformen des mit FRP nachgerüsteten Tragwerks.

Die Ergebnisse der Eigenwertanalyse sind annähernd identisch mit den Ergebnissen des ursprünglichen Gebäudes (Abb. 7.30). Die Grundschwingungsdauer ist dieselbe: 1,576 s, und ihre Form ist gleich zum ursprünglichen Gebäude. Auch die aus der Pushover-Analyse abgeleitete Kapazitätskurve kommt der des Ausgangsgebäudes sehr nahe (Abb. 7.31), mit der Ausnahme, dass das verstärkte Gebäude eine größere Duktilität im hoch inelastischen Bereich aufweist. Auch die Zielverschiebung ist nahezu gleich.

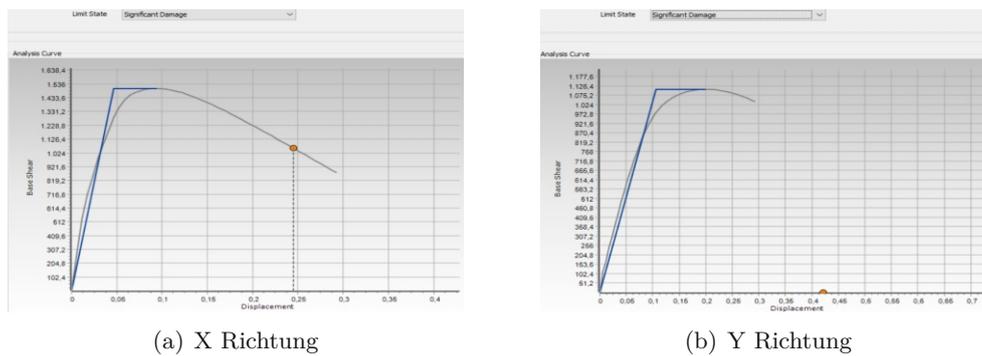


Abb. 7.31: Kapazitätskurven des Gebäudes mit FRP-verstärkten Stützen.

Schließlich sind auch die Ergebnisse der dynamischen Analyse sehr ähnlich der Darstellung des Zeitverlaufs der oberen Verschiebung, wie in Abb. 7.32 abgebildet. Der geringe Anstieg von 2% ist darauf zurückzuführen, dass die Spitze der Maximalwert der Kurve in Bezug auf die Kurve des ursprünglichen Gebäudes bei einer größeren Verschiebung auftritt.

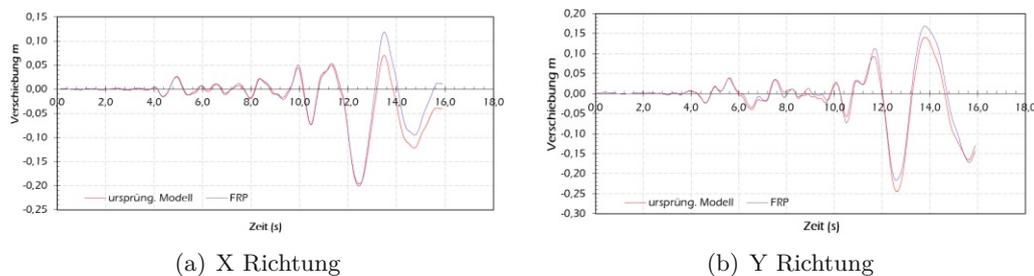


Abb. 7.32: Zeit-Verschiebungs-Diagramm des Gebäudes mit FRP verstärkten Stützen.

In Abbildung 7.33 sind in der ADRS-Darstellung die Kapazitätskurve der mit FRP verstärkten Stützen und die Kapazitätskurve des ursprünglichen Modells dargestellt. Es ist erkenntlich, dass durch FRP verstärkte Stützen die Steifigkeit des Gebäudes nicht verändert wird. Daher sind FRP Verstärkungen vorzugsweise für lokale Verstärkungen von Elementen geeignet und beeinflussen die Steifigkeit des Tragwerks nicht.

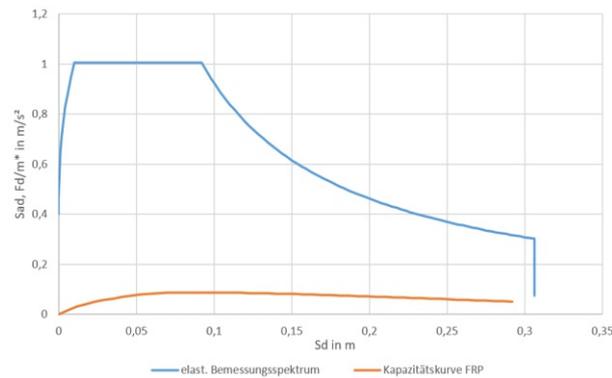


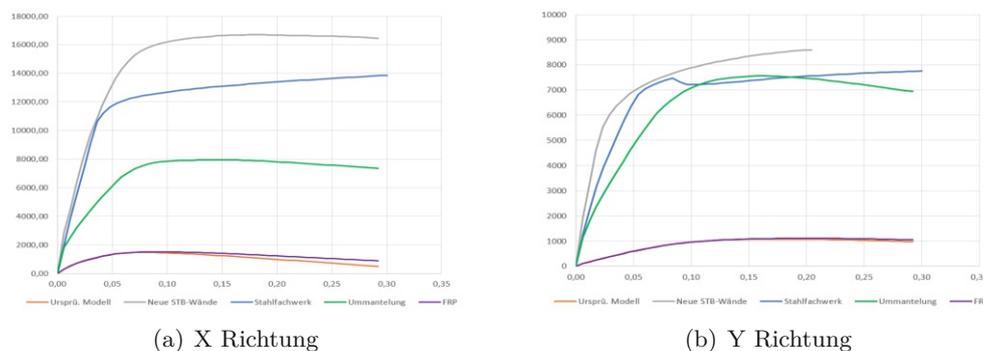
Abb. 7.33: Elastisches Bemessungsspektrum und Kapazitätskurve

### 7.3.6 Zusammenfassung der Ergebnisse und Diskussion

Im folgende Abschnitt werden die Ergebnisse aller Verstärkungstechniken gegenübergestellt und diskutiert.

Abbildung 7.34 zeigt die Kapazitätskurven basierend auf der Pushover-Analyse in X- und Y-Richtung und die Zielverschiebungen für die Grenzzustände der wesentlichen Schädigung. Es ist ersichtlich, dass die globalen Verstärkungen, das heißt Verstärkungen mit neuen Stahlbetonwänden und Stahlfachwerken, ein besseres Verhalten des Tragwerks im Vergleich zu lokalen Verstärkungen der Einzelbauteile (Verstärkung mit FRP oder Betonummantelung) erzielen.

Eine Verstärkung der Stütze mit FRP ändert die Steifigkeit des Gesamttragwerks nicht, daher sind die Kapazitätskurven des ursprünglichen Modells (Tragwerk ohne Verstärkung) und des Modells mit FRP-Umhüllung der Stütze fast identisch.

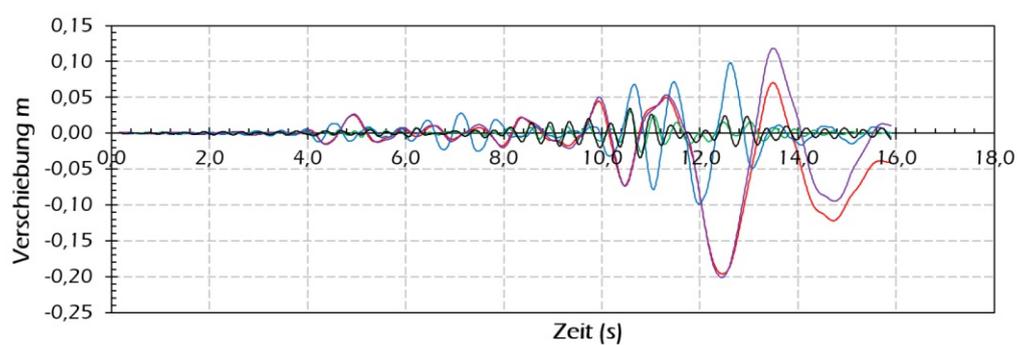


(a) X Richtung

(b) Y Richtung

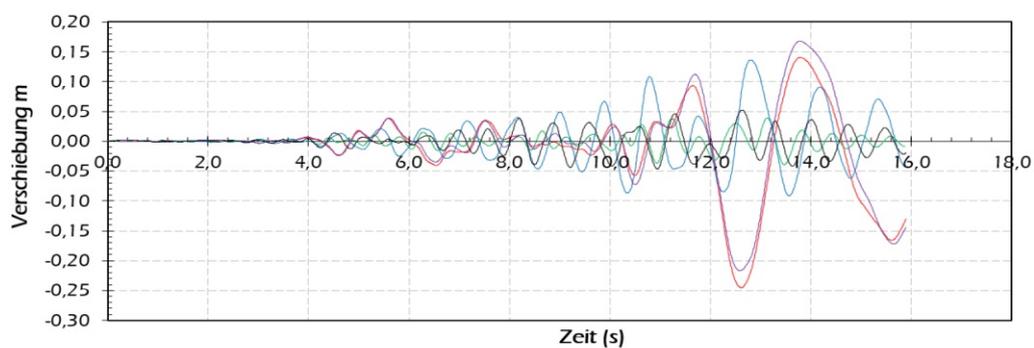
Abb. 7.34: Kapazitätskurven des Gebäudes

Eine Zusammenstellung der Ergebnisse der dynamischen Analyse zeigt ein deutlich besseres Verhalten des Tragwerks mit neuen Stahlbetonwänden und Stahlfachwerken gegenüber Tragwerken mit Ummantelung oder FRP-Umhüllung. Für die Verstärkungen mit Stahlbetonwänden und Stahlfachwerken zeigen sich eine niedrige Amplitude und hochfrequente Bewegungen über den gesamten Zeitverlauf, wohingegen für die Verstärkung mit Stahlbetonummantelung eine größere Amplitude auftritt. Bei der Verstärkung mit FRP zeigt das Diagramm 7.35 fast die gleiche Bewegung des Gebäudes wie das ursprüngliche Gebäude, allerdings mit einer großen Verschiebung.



— ursprüng. Modell — Neue STB-Wände — Ummantelung — FRP — Stahlfachwerk

(a) X Richtung



— ursprüng. Modell — Neue STB-Wände — Ummantelung — FRP — Stahlfachwerk

(b) Y Richtung

Abb. 7.35: Zeit-Verschiebungs-Diagrammen des Gebäudes



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar  
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

# Kapitel 8

## Zusammenfassung

In der vorliegenden Diplomarbeit wurde die Erdbebensicherheit bestehender Stahlbetongebäude in Albanien sowie die Nachrüstungstechniken (Retroffing) behandelt. Albanien liegt in einem seismischen Gebiet, wo sich Erdbeben oft wiederholen, jedoch die aktuellen Normungen bezüglich Erdbeben nicht der geforderten Erdbebensicherheit gemäß Eurocode 8 entsprechen. Das Erdbeben vom 26.11.2019 hat gezeigt, dass die Thematik der Nachrüstung bestehender Gebäude sowie die Aktualisierung der aktuellen Baunormungen mit höherer Priorität behandelt werden muss. Da in Albanien in den derzeitigen Normen der Teil beziehentlich bestehender Hochbauten nicht berücksichtigt wird und der Eurocode eine erlaubte Normen in Albanien zu Berechnung neuer Tragwerke darstellt, wurde hierfür Teil 3 des Eurocodes 8 erläutert und angewandt.

Im Eurocode 8, Teil 3 ist die Behandlung von bestehenden Hochbauten beschrieben sowie sind die erlaubten Berechnungsmethoden für bestehende Gebäude aufgrund von Erdbebenlasten bestimmt. Ebenso befinden sich darin Erläuterungen zu den Interventionstechniken für die Verstärkung bestehender Gebäude. Eine dieser Methoden ist die Push Over Methode, welche kürzlich die am weitesten verbreitete Methode zur Berechnung bestehender Gebäude darstellt und mit welcher die maximale Kapazität eines Objektes bei horizontaler Belastung ermittelt wird.

Weiters wurde verdeutlicht, dass bei der Wahl der Strategien und bei Eingriffen zur Erdbebenertüchtigung besonders Acht auf ein abgestimmtes und optimales Verhältnis zwischen den Tragwerkseigenschaften, Steifigkeit, Duktilität und Tragwiderstand, gegeben werden muss. Meist folgen daher Kombinationen mehrerer einzelner Ertüchtigungsmaßnahmen, da eine Veränderung von lediglich einzelnen Tragwerkseigenschaften eine negative Auswirkung auf eine andere Eigenschaften haben kann.

Die Ergebnisse der in der Fallstudie angewandten Ertüchtigungsstrategien zeigen deutlich, wie sich das Gebäude bei Anwendung unterschiedlicher Strategien verhält. Eine globale Nachrüstung des Gebäudes durch Einfügen von neuen Stahlbetonwänden oder Stahlfachwerken zeigt ein sehr gutes Verhalten des Gebäudes unter Erdbebenlast im Gegensatz zu einer lokalen Nachrüstung, Ummantelung der Stütze mit FRP, welche die Steifigkeit des Gebäudes praktisch nicht ändert. Durch eine Nachrüstung mit Ummantelung der Stütze und Wände mit einem neuen Schichtbeton wird nicht nur eine höhere Festigkeit und bessere Duktilität erreicht, sondern auch eine Erhöhung der Biege- und Schubtragfähigkeit. Daher ist die Ummantelung mit neuem Schichtbeton die nahezu am häufigsten angewandte Technik zur Verstärkung von Gebäuden gegen Erdbebenlasten.



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar  
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

# Abbildungsverzeichnis

2.1	Erdbebenmechanismus bei Plattenbewegung nach [25] . . . . .	3
2.2	Arten von Erdbebenwellen nach [25] . . . . .	4
2.3	Die verschiedenen Arten von Erdbebenwellen nach [26] . . . . .	4
2.4	European Seismic Hazard Map nach [11] . . . . .	5
2.5	Seismizität der westlichen Balkanregion, ausgedrückt als Karte der Erdbeben Epizentren nach [10] . . . . .	5
2.6	Karte der seismischen Entstehungszonen in Albanien nach [1] . . . . .	6
2.7	Karte der seismischen Zoneneinteilung Albaniens nach [14] . . . . .	7
2.8	Dynamischer Beiwert $\beta$ nach KTP-N.2-89 nach [14] . . . . .	8
2.9	Vergleich der Elastizitätsspektren nach KTP-N.2-78, I=VIII, und KTP-N.2-89 für die Baugrundklasse II, I=VIII, sowie nach EN 1998-1, für die Baugrundklasse C mit $a_g=0,25g$ , für die Stadt Tirana . . . . .	10
2.10	Empfohlene, neue Erdbebenkarte für Albanien [1,12] . . . . .	11
2.11	Karte der seismischen Aktivität im NW Albanien nach <i>Govorcin</i> [5] . . . . .	12
2.12	Modellierte seismische Intensitätsverteilung des Hauptschocks [8] . . . . .	13
2.13	Ein in Thumanë eingestürztes Gebäude mit lasttragenden Ziegelwänden und einfach stützenden Stahlbeton-Hohlkörperdecken [7] . . . . .	14
2.14	Schäden an Hochbauten infolge des Durrësi-Erdbebens. Foto Verfasser. . . . .	14
2.15	Schäden an Gebäude in den Bereichen, die von der Bodenverflüssigung betroffen waren [7] . . . . .	15
2.16	Entwicklung von Gebäudetypen in Albanien [15] . . . . .	16
2.17	Anzahl Wohngebäude nach Bauzeit [15] . . . . .	17
2.18	Urbanes Erdbebenrisiko in Albanien nach [2] . . . . .	17
3.1	Zusammenhang zwischen Versagenswahrscheinlichkeit $P_f$ und Erdbebenerfüllungsfaktor $\alpha$ [19]. . . . .	24
3.2	Tragwerk(links) und Ersatzstab mit Ersatzkräften(rechts) nach [29]. . . . .	33
3.3	Ermittlung der Last-Verformungskurve (Pushover-Kurve) nach [27]. . . . .	36
3.4	Dynamisches Ersatzsystem mit normierten Verschiebungen. Aus [27]. . . . .	37
3.5	Dynamisches Ersatzsystem mit normierter Kräfteverteilung. Aus [27]. . . . .	37
3.6	Nichtlineare Pushover-Kurve mit Näherung über Energieäquivalenzbetrachtung nach [27] . . . . .	38
3.7	Grafische Kontrolle im $S_a-S_d$ – Diagramm nach [27] . . . . .	40
4.1	Verschiedene Möglichkeiten zur Ausbildung eines Tragwerks für ein bestimmtes Bemessungsbeben nach [26] . . . . .	41
4.2	Plastische Mechanismen eines mehrstöckigen Rahmens, aus [27] . . . . .	43
4.3	Gestaltung der Gebäudeform im Grundriss nach [25] . . . . .	43
4.4	Verteilung der Steifigkeit im Aufriss nach [25] . . . . .	44
4.5	Kriterien für die Regelmäßigkeit von Gebäuden mit Rücksprüngen nach [17] . . . . .	45
4.6	Form des elastischen Antwortspektrums nach [17] . . . . .	46
5.1	Kapazitätskurven bei der Ertüchtigungsstrategie «Verstärken» nach [24] . . . . .	51

5.2	Kapazitätskurve bei der Ertüchtigungsstrategie «Duktilität Erhöhen» nach [24]	51
5.3	Kapazitätskurve bei der Ertüchtigungsstrategie «Schwächen» nach [24]	52
5.4	Kapazitätskurve bei der Ertüchtigungsstrategie «Einwirkung Reduzieren» nach [24]	52
5.5	Ertüchtigungsstrategie «Regularität verbessern» nach [24]	53
5.6	Elastische Antwortspektren für verschiedene Bedeutungskategorien	53
5.7	Ansicht und Querschnitt über dem Fundament von STB-Rahmen, verstärkt mit neuen STB-Wänden, die (a) um eine Säule, (b) außerhalb des Rahmens und (c) als Strebepfeiler angeordnet sind. Aus [30]	56
5.8	Einbringen einer neuen STB-Wand. Foto Verfasser.	57
5.9	Verschiedene Arten von Aussteifungen nach [31]	58
5.10	Fachwerk Ausführungsbeispiel. Aus [31]	59
5.11	Verformungsfixiert vs. isoliert bei Erdbeben. Aus [32]	61
5.12	Ummantelung von Stützen und Einbringen von neuen Stahlbetonwänden. Foto Verfasser	62
5.13	Anordnung der Bewehrung bei spritzbetonverstärkten Stützen: a) Rechteckquerschnitt mit Zwischenverankerung, b) quadratischer Querschnitt. Aus [28]	63
5.14	Verstärkung der Stütze mit Stahlummantelung. Aus [33]	64
5.15	a) vollständige Ummantelung, b) U-förmige Ummantelung und c) seitliche Verkleidung. Aus [33]	65
5.16	Schubverstärkung von Säulen mit FRP-Ummantelung. Aus [33]	66
6.1	Rahmenelement-Modellierung (nichtlineare Verfahren). Aus [33]	68
6.2	Scherwandmodellierung mit starren Offsets (nichtlineares Verfahren). Aus [33]	69
6.3	Modellierung von Kernwänden mit starren Verbindungen (nichtlineares Verfahren). Aus [33]	69
6.4	Modellierung von Balken-Stützen-Verbindungen mit starren Versatzstücken. Aus [33]	70
7.1	Ausschnitte des Grundrisses aus den Bestandsplänen.	71
7.2	Ausschnitte aus den Bestandsplänen: Querschnitte der Decke	72
7.3	Ausschnitte aus den Bewehrungsplänen: a) Unterzug b) Stütze-Unterzug Anschluss: Verschweißen des Eisens	72
7.4	Ausschnitt aus den Bestandsplänen: Anschluss der Stütze im Einzelfundament	72
7.5	Grundriss und Aufriss des Gebäudes	74
7.6	Ausschnitte aus der Software SeismoStruct/v21: a) Seismische Belastungen b) Kenntnisstand	74
7.7	Erdbeben von Durrës vom 26. November 2019 [34]	75
7.8	Aufgebrachtes Akzelerogramm in X- und Y-Richtung	75
7.9	Versagensform des Tragwerks im Falle der Pushover-Berechnung: a) X-Richtung und b) Y-Richtung	76
7.10	Die ersten 3 Eigenformen des Modells ohne Verstärkung	76
7.11	Kapazitätskurven des ursprünglichen Gebäudes	76
7.12	Zeit-Verschiebungs-Diagramm ursprüngliches Modell	77
7.13	Elastisches Bemessungsspektrum und Kapazitätskurve	77
7.14	Verstärkung der Gebäude mit Stahlbetonwänden	78
7.15	Bewehrung der Stahlbetonwände	78
7.16	Die ersten 3 Eigenformen des mit Stahlbetonwänden nachgerüsteten Tragwerks	79
7.17	Kapazitätskurven des Gebäudes mit neuer Stahlbetonwand-Verstärkung	79
7.18	Zeit-Verschiebungs-Diagramm des Gebäudes mit neuer Stahlbetonwände-Verstärkung.	80

7.19	Elastisches Bemessungsspektrum und Kapazitätskurve . . . . .	80
7.20	Die ersten 3 Eigenformen des mit Stahlfachwerk nachgerüsteten Tragwerks . . .	81
7.21	Kapazitätskurven des Gebäudes mit neuer Stahlfachwerk-Verstärkung . . . . .	81
7.22	Zeit-Verschiebungs-Diagramm des Gebäudes mit neuer Stahlfachwerk-Verstärkung	81
7.23	Elastisches Bemessungsspektrum und Kapazitätskurve . . . . .	82
7.24	Typischer Aufbau der ummantelten Stütze . . . . .	82
7.25	Die ersten 3 Eigenformen des mit Ummantelung nachgerüsteten Tragwerks . . .	82
7.26	Kapazitätskurven des Gebäudes für mit Ummantelung verstärkte Stütze . . . . .	83
7.27	Zeit-Verschiebungs-Diagramm des Gebäudes mit Ummantelung-Verstärkung . . .	83
7.28	Elastisches Bemessungsspektrum und Kapazitätskurve . . . . .	84
7.29	Verstärkung der Stütze mit FRP . . . . .	84
7.30	Die ersten 3 Eigenformen des mit FRP nachgerüsteten Tragwerks. . . . .	84
7.31	Kapazitätskurven des Gebäudes mit FRP-verstärkten Stützen. . . . .	85
7.32	Zeit-Verschiebungs-Diagramm des Gebäudes mit FRP verstärkten Stützen. . . .	85
7.33	Elastisches Bemessungsspektrum und Kapazitätskurve . . . . .	86
7.34	Kapazitätskurven des Gebäudes . . . . .	86
7.35	Zeit-Verschiebungs-Diagrammen des Gebäudes . . . . .	87



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar  
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

# Tabellenverzeichnis

2.1	Werte für den Beiwert $k_E$ der seismischen Intensität . . . . .	8
3.1	Festlegung der Bedeutungskategorien und Versagensfolgeklassen auf Basis der Schadensfolgeklassen (Tabelle 2 aus ÖNORM 4008-1:2018) [16] . . . . .	20
3.2	Akzeptable Zuverlässigkeit für Bestandsbauten bei außergewöhnlichen Einwirkungen und Erdbeben (Tabelle A.1 in ÖNORM B 1998-3:2018 [18]) . . . . .	22
3.3	Mindest-Erdbebenerfüllungsfaktoren $\alpha_{min}$ (Tabelle A.3 in ÖNORM B 1998-3 [19]) . . . . .	24
3.4	Unterlagen für die Erzielung von Kenntnisständen (Tabelle B.1 in ÖNORM B 1998-3:2018 [19]) . . . . .	26
3.5	Kenntnisstände und zugehörige Berechnungsmethoden (LF: Vereinfachtes Antwortspektrumsverfahren, MRS: Multimodales Antwortspektrumsverfahren) und Konfidenzbeiwerte (CF). (ÖNORM EN 1998-3:2013 [18]) . . . . .	27
4.1	Parameterwerte zur Beschreibung der empfohlenen elastischen Antwortspektren vom Typ 1 nach ÖNORM EN 1998-3:2013 [17]) . . . . .	46
4.2	Bedeutungskategorien und Bedeutungsbeiwerte $\gamma_I$ nach ÖNORM EN 1998-1:2013 [17] . . . . .	47
5.1	1 Wirkung von lokalen und globalen Retrofit-Maßnahmen auf die Gebäudeeigenschaften nach [31] . . . . .	54
7.1	Aufbaulasten und Nutzlasten auf Geschossdecke . . . . .	73



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar  
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

# Literaturverzeichnis

- [1] Aliaj, Shyqyri & Kociu, Siasi & Muco, Betim & Sulstarova, Eduard. (2010). Seismicity, seismotectonics and seismic hazard assessment in Albania (In Albanian with English Extended Summary). <https://www.researchgate.net/publication/262219230>
- [2] Aliaj, Shyqyri & Adams, John & Halchuk, Stephen & Sulstarova, Eduard & Peci, Veronika & Muco, Betim. (2004). Probabilistic Seismic Hazard Maps for Albania. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, August 1-4, 2004. <https://www.researchgate.net/publication/228699886>
- [3] Aliaj, Shyqyri. (2020). Seismotectonics of the Albanides Collision Zone: Geometry of the Underthrusting Adria Microplate Beneath the Albanides. [https://www.researchgate.net/publication/346412973\\_Seismotectonics\\_of\\_the\\_Albanides\\_Collision\\_Zone\\_Geometry\\_of\\_the\\_Underthrusting\\_Adria\\_Microplate\\_Beneath\\_the\\_Albanides](https://www.researchgate.net/publication/346412973_Seismotectonics_of_the_Albanides_Collision_Zone_Geometry_of_the_Underthrusting_Adria_Microplate_Beneath_the_Albanides)
- [4] Aliaj, Shyqyri. (2020). The November 26, 2019 Mw 6.4 Durrës Earthquake & Its Relation to Geological Structure of the Adria-Albanides Collision Margin. [https://www.researchgate.net/publication/346413476\\_The\\_November\\_26\\_2019\\_Mw\\_64\\_Durrës\\_Earthquake\\_and\\_Its\\_Relation\\_to\\_Geological\\_Structure\\_of\\_the\\_Adria-Albanides\\_Collision\\_Margin](https://www.researchgate.net/publication/346413476_The_November_26_2019_Mw_64_Durrës_Earthquake_and_Its_Relation_to_Geological_Structure_of_the_Adria-Albanides_Collision_Margin)
- [5] Govorcin, M & Wdowinski, S & Matos, B & Funning, G.J. (2020). Geodetic source modeling of the 2019, Mw 6.3 Durrës, Albania earthquake: partial rupture of a blind reverse fault. [https://escholarship.org/content/qt7c0918n6/qt7c0918n6\\_noSplash\\_d45feb4d8305e31a86135fa6493c1af3.pdf?t=qlcbqn](https://escholarship.org/content/qt7c0918n6/qt7c0918n6_noSplash_d45feb4d8305e31a86135fa6493c1af3.pdf?t=qlcbqn)
- [6] Lekkas, Efthymis & Mavroulis, Spyridon & Filis, Christos & Carydis, Panayotis. (2019). The September 21, 2019 Mw 5.6 Durrës (Albania) earthquake. 10.13140/RG.2.2.19816.70400. [https://www.researchgate.net/publication/346038993\\_The\\_September\\_21\\_2019\\_Mw\\_56\\_Durrës\\_Albania\\_earthquake](https://www.researchgate.net/publication/346038993_The_September_21_2019_Mw_56_Durrës_Albania_earthquake)
- [7] Lekkas, Efthymis & Mavroulis, Spyridon & Papa, Dimitri & Carydis, Panayotis. (2019). The November 26, 2019 Mw 6.4 Durrës (Albania) earthquake. 10.13140/RG.2.2.23801.29281. [https://www.researchgate.net/publication/346039324\\_The\\_November\\_26\\_2019\\_Mw\\_64\\_Durrës\\_Albania\\_earthquake](https://www.researchgate.net/publication/346039324_The_November_26_2019_Mw_64_Durrës_Albania_earthquake)
- [8] Albanian pos-Disaster Needs Assessment. Volume A Report. Tirana, Februar 2020. <https://albania.un.org/en/46378-albania-post-disaster-needs-assessment-pdna-volume-report-february-2020>
- [9] Filaj, Esmerald. (2017). Studime mbi parametrat e përcaktuar kombëtarë për konstruksionet e Celikut sipas eurocodeve. Dissertation (Albanisch).
- [10] Glavatovic, Branislav & Akkar, Sinan. (2011) Harmonization of Seismic Hazard Maps for the Western Balkan Countries (BSHAP). Final Report. NATO Sfp Project No. 983054.

- [11] D. Giadrini, J. Woessner, & L. Danciu. (2013) European Seismic Hazard Map. Swiss seismological service, ETH Zurich. [http://www.efehr.org/export/sites/efehr/.galleries/dwl\\_europe2013/v6.2.SHARE\\_ESHM.pdf\\_2063069299.pdf](http://www.efehr.org/export/sites/efehr/.galleries/dwl_europe2013/v6.2.SHARE_ESHM.pdf_2063069299.pdf)
- [12] Fundo, A. & Duni, Llambro & Kuka, Sh & Begu, Enkela & Kuka, Neki. (2012). Probabilistic seismic hazard assessment of Albania. Acta Geodaetica et Geophysica Hungarica. 47. 10.1556/AGeod.47.2012.4.7. <https://www.researchgate.net/publication/257896034>
- [13] Milutinovic, Zoran & Spirollari, Mihallaq & Galperin, Alexandra. (2003). Vlerësimi i rreziqeve nga fatkeqësitë ne Shqiperi. Raporti permbledhes i studimit. (Albanisch)
- [14] KTP N.2-89 - Kusht Teknik Projektimit per Ndertimet Antisizmike. Academy of Sciences of Albania. Januar 1989.(Albanisch)
- [15] Szalay, Zsuzsa & Simaku, Gjergji & Csoknyai, T. & Novikova, Aleksandra. (2015). The typology of the residential building stock in Albania & the modelling of its low-carbon transformation. Support for Low-Emission Development in South Eastern Europe (SLED). [https://www.researchgate.net/publication/324602568\\_The\\_typology\\_of\\_the\\_residential\\_building\\_stock\\_in\\_Albania\\_and\\_the\\_modelling\\_of\\_its\\_low-carbon\\_transformation\\_Support\\_for\\_Low-Emission\\_Development\\_in\\_South\\_Eastern\\_Europe\\_SLED](https://www.researchgate.net/publication/324602568_The_typology_of_the_residential_building_stock_in_Albania_and_the_modelling_of_its_low-carbon_transformation_Support_for_Low-Emission_Development_in_South_Eastern_Europe_SLED)
- [16] ÖNORM B 4008-1:2018 - Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Tragwerke, Teil 1: Hochbau. Ausgabe:2018-10-15
- [17] ÖNORM EN 1998-1:2013 - Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben. Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten. Ausgabe: 2013-06-15
- [18] ÖNORM EN 1998-3:2013 - Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben. Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden. Ausgabe:2013-10-01
- [19] ÖNORM B 1998-3:2018 - Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben. Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden. Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1998-3 und nationale Erläuterungen. Ausgabe: 2018-10-15
- [20] Michael N. Fardis, Patras (2008). Ertüchtigung von seismisch beanspruchten Betonbauwerken. Im Beton-Kalender 2008, Seite 277-307.
- [21] Kolbitsch, Andreas. (2013). Erhaltung und Erneuerung von Hochbauten, Vorlesungsskriptum. Wien, 2013.
- [22] Kolbitsch, Andreas. (2014). Hochbaukonstruktionen 2, Vorlesungsskriptum. Wien, 2014.
- [23] Wenk, Thomas. (2008). Überprüfung und Ertüchtigung von bestehenden Gebäuden. <https://doi.org/10.3929/ethz-a-006467233>
- [24] Wenk, Thomas. (2008). Erdbebenertüchtigung von Bauwerken. Strategie und Beispielsammlung aus der Schweiz. <https://doi.org/10.3929/ethz-a-005783704>
- [25] Paulay, Thomas & Bachmann, Hugo & Moser, Konrad. (1990) Erbebenbemessung von Stahlbetonhochbauten. Springer Basel AG. ISBN 978-3-0348-5277-7.
- [26] Bachmann, Hugo. (2002) Erbebensicherung von Bauwerken. 2. Auflage. Springer Basel AG. ISBN 978-3-0348-9455-5.

- [27] Meskouris, Konstantin & Hinzen, Klaus-G. & Butenweg, Christoph & Mistler, Michael. (2011) *Bauwerke und Erdbeben. Grundlagen – Anwendung – Beispiele*. 3. Auflage. ISBN 978-3-8348-0779-3.
- [28] Seim, Werner. (2007). *Bewertung und Verstärkung von Stahlbetontragwerken*. 2007 Ernst & Sohn. ISBN: 978-3-433-01817-0.
- [29] Wenk, Thomas. (2002). Nichtlineare dynamische Berechnung von Stahlbetonrahmen unter Erdbebeneinwirkung. ETZ Zürich 2002. <https://doi.org/10.3929/ethz-a-004472912>
- [30] Folic, Radomir. (2015). SEISMIC STRENGTHENING OF BUILDINGS WITH RC WALLS R. Folić<sup>1</sup>, P. Petronijević<sup>2</sup>. [https://www.researchgate.net/publication/283215109\\_SEISMIC\\_STRENGTHENING\\_OF\\_BUILDINGS\\_WITH\\_RC\\_WALLS\\_R\\_Folic1\\_P\\_Petronijevic2](https://www.researchgate.net/publication/283215109_SEISMIC_STRENGTHENING_OF_BUILDINGS_WITH_RC_WALLS_R_Folic1_P_Petronijevic2)
- [31] Tsionis, Georgios & Apostolska, Roberta & Taucer, Fabio. (2014) Seismic strengthening of RC buildings. JRC Science & policy reports. 2014. ISBN 978-92-79-44350-3. <https://publications.jrc.ec.europa.eu/repository/handle/JRC91949>
- [32] Bouvier, Charlotte A.C. (2002) *Techniques of Seismic Retrofitting For Concrete Structures*. Master Thiessen.
- [33] Seismic Assessment & Retrofitting of Existing RC Structures using SeismoStruct & SeismoBuild. Vorlesungsskriptum. Available: <https://ingeoexpert.com/en/courses-online/seismic-assessment-seismobuild/>. [Accessed: 21-Feb-2021].
- [34] <https://www.geo.edu.al/newweb/?fq=bota&gj=gj1&kid=20>