

**Bundesamt für Strassen**

## **Dokumentation**

# **Beurteilung der Erdbbensicherheit bestehender Strassenbrücken**



2005





## Dokumentation

# Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Strassenbrücken

### Impressum

#### **Autor**

Dr. Thomas Wenk

#### **Illustration**

Bild 4.7: Alga S.p.A., Milano

Alle Bilder ausser Bild 4.7: Autor

#### **Herausgeber**

Bundesamt für Strassen ASTRA, Abteilung Strassennetze; Standards, Forschung, Sicherheit, 3003 Bern

#### **Ort, Jahr**

Bern, 2005

#### **Bezugsquelle**

BBL, Vertrieb Publikationen, CH-3003 Bern, Fax 031 325 50 58, [www.bbl.admin.ch/bundespublikationen](http://www.bbl.admin.ch/bundespublikationen)

Bestell-Nr. 308.327.d

Download: [www.astra.admin.ch](http://www.astra.admin.ch)

#### **Preis (gedruckte Version)**

CHF 50.- (inkl. MWST)

Der Inhalt dieser Dokumentation verpflichtet nur den vom Bundesamt für Strassen beauftragten Autor.

© ASTRA 2005, Abdruck unter Angabe der Quelle gestattet.



# Inhaltsverzeichnis

<b>Inhaltsverzeichnis</b> .....	<b>5</b>
<b>Zusammenfassung</b> .....	<b>7</b>
<b>Verdankungen</b> .....	<b>8</b>
<b>1 Einleitung</b> .....	<b>9</b>
1.1 Ausgangslage .....	9
1.2 Konzept .....	9
1.3 Abgrenzung .....	9
<b>2 Entwicklung der Erdbebenbestimmungen</b> .....	<b>11</b>
2.1 Nutzen des Erdbebeningenieurwesens .....	11
2.2 Norm SIA 160 Ausgabe 1970 .....	11
2.3 Norm SIA 160 Ausgabe 1989 .....	12
2.4 Normen SIA 260 bis 267 .....	13
2.4.1 Neue Erdbebenzonenkarte .....	14
2.4.2 Karte der Baugrundklassen .....	14
2.4.3 Duktiles und nicht-duktiles Tragwerksverhalten .....	15
2.5 Entwicklung der Erdbebeneinwirkung in den Normen .....	15
2.6 Besonderheiten bei bestehenden Brücken .....	16
2.7 Altersstruktur der Brücken .....	17
<b>3 Erdbebenverletzbarkeit von Brücken</b> .....	<b>19</b>
3.1 Phänomene bei einem Erdbeben .....	19
3.2 Balkenbrücken .....	19
3.3 Rahmen- und Sprengwerkbrücken .....	22
3.4 Bogenbrücken .....	23
3.5 Schrägseilbrücken .....	23
3.6 Lager und Fahrbahnübergänge .....	24
3.7 Widerlager .....	25
3.8 Geotechnische Aspekte .....	26
<b>4 Erdbebengerechter Entwurf und Bemessung</b> .....	<b>29</b>
4.1 Verformungsbasierte Bemessung .....	29
4.2 Generelles Entwurfskonzept .....	29
4.3 Brückenträger .....	30
4.4 Stützen .....	32
4.5 Foundation .....	34
4.6 Lager und Fahrbahnübergänge .....	34
<b>5 Beurteilung der Erdbebensicherheit in zwei Stufen</b> .....	<b>37</b>
5.1 Methodik .....	37

5.2	1. Stufe der Beurteilung	39
5.3	2. Stufe der Beurteilung	39
5.4	Vergleich mit BWG-Methodik für Gebäude	41
<b>6</b>	<b>Beurteilungskriterien der 1. Stufe</b>	<b>43</b>
6.1	Einteilung in eine Bauwerksklasse	43
6.1.1	Einteilungskriterien gemäss Norm SIA 261	43
6.1.2	Einteilungskriterien für bestehende Strassenbrücken	43
6.1.3	Konsequenzen für die Bemessung	44
6.2	Bauwerksklasse III	45
6.3	Brückenfläche	45
6.4	Rahmen- und Sprengwerkbrücken	45
6.5	Bogen- und Schrägseilbrücken	46
6.6	Absturzsicherung bei Balkenbrücken	46
6.6.1	Schwimmende Lagerung	47
6.6.2	Feste Lagerung auf einem Widerlager	49
6.7	Besondere Schwachstellen bezüglich Erdbebenverletzbarkeit	49
<b>7</b>	<b>Beurteilungskriterien der 2. Stufe</b>	<b>51</b>
7.1	Kraftbasierte Überprüfung	51
7.2	Verformungsbasierte Überprüfung	51
7.3	Absturzsicherung	52
7.4	Gebrauchstauglichkeit	52
7.5	Beurteilung der Verhältnismässigkeit	53
<b>8</b>	<b>Erdbebengerechte Strategien zur Ertüchtigung</b>	<b>55</b>
8.1	Besonderheiten der Erdbebenertüchtigung	55
8.2	Erhöhung des Tragwiderstandes	55
8.3	Erhöhung der Duktilität	56
8.4	Veränderung der Steifigkeit	56
8.5	Erhöhung der Dämpfung	57
8.6	Verbesserung der Absturzsicherung	58
8.7	Verbesserung der Gebrauchstauglichkeit	58
8.8	Deklassierung	58
<b>9</b>	<b>Glossar</b>	<b>59</b>
<b>10</b>	<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>63</b>
<b>11</b>	<b>Anhang A: Checkliste für 1. Stufe der Beurteilung</b>	<b>67</b>
<b>12</b>	<b>Anhang B: Resultate der 1. Stufe der Beurteilung</b>	<b>69</b>
<b>13</b>	<b>Anhang C: Messgrössen eines Erdbebens</b>	<b>71</b>
<b>14</b>	<b>Anhang D: Erdbeben mit Intensität <math>\geq</math> VII in der Schweiz</b>	<b>73</b>

## Zusammenfassung

Die meisten Brücken des schweizerischen Nationalstrassennetzes sind vor dem Inkrafttreten moderner Erdbebennormen erstellt worden. Sie sind entweder überhaupt nicht oder nur unzureichend für Erdbebeneinwirkung bemessen worden. Eine gewisse Anzahl der bestehenden Brücken kann deshalb aus heutiger Sicht eine ungenügende Erdbebensicherheit aufweisen. Um diese kritischen Bauwerke mit begrenztem Aufwand aus der Gesamtheit der Brücken herausfiltern zu können, wurde ein einfaches zweistufiges Beurteilungsverfahren der Erdbebensicherheit entwickelt.

In der ersten Stufe werden in einem raschen Verfahren mit einer Checkliste im Umfang einer A4-Seite alle Brücken beurteilt. Nur die in der ersten Stufe als kritisch bezüglich Erdbebensicherheit eingestuften Brücken werden anschliessend in der zweiten Stufe vertieft analysiert. Die Beurteilungskriterien der ersten Stufe umfassen hauptsächlich typische Schwachstellen von Brücken bezüglich Erdbebenverhalten wie kurze Auflagerbank, Gerbergelenke, Zwischenfügen auf Stützen, starke Krümmung, grosse Schiefe oder hohe Widerlagerwände. Rahmen- und Sprengwerkbrücken werden in der Regel als genügend erdbebenedersicher ausgeschieden, während Bogen- und Schrägseilbrücken sowie andere Spezialtypen direkt in die zweite Stufe verwiesen werden. Ein wichtiger Punkt der ersten Stufe ist ferner die Einteilung der Brücken nach ihrer Bedeutung in eine der drei Bauwerksklassen gemäss Norm SIA 261.

In der zweiten Stufe der Beurteilung erfolgt eine umfassende Überprüfung der Erdbebensicherheit. Da das kraftbasierte Verfahren, das übliche Vorgehen gemäss den Tragwerksnormen, für bestehende Brücken weniger geeignet ist, wird für die zweite Stufe die verformungsbasierte Überprüfung empfohlen, mit der das effektiv vorhandene Verformungsvermögen besser erfasst werden kann. Für diejenigen Brücken, die auch die zweite Stufe der Beurteilung nicht bestehen, werden mögliche Erdbebenertüchtigungsstrategien vorgeschlagen. Bevor jedoch eine Brücke ertüchtigt wird, ist die Verhältnismässigkeit der Kosten der erzielten Risikoreduktion gegenüberzustellen. Das Beurteilungskonzept ist primär auf die am meisten verbreiteten Balkenbrücken und die in der Schweiz vorherrschende niedrige bis mittlere Seismizität ausgerichtet.

## Verdankungen

Die Erarbeitung dieses Berichts wurde ermöglicht dank der Finanzierung durch das Bundesamt für Strassen (ASTRA). Mein persönlicher Dank gilt Herrn Willi Schuler, Bereich Kunstbauten im ASTRA, für die Betreuung und fachliche Unterstützung und Herrn Michel Donzel, Leiter des Bereichs Kunstbauten im ASTRA, für die fundierte Kritik. Herrn Dr. Joseph Jacquemoud, Sion, möchte ich für die Unterstützung bei den ersten Probeanwendungen im Wallis und für die wertvollen Anregungen ganz herzlich danken. Zahlreiche Verbesserungsvorschläge verdanke ich den Herren Ernst Anliker, Thomas Kälin, Jürg Michel, Roland Schmed und Rolf Walser, die im Jahre 2004 mit der ersten Fassung des Berichts die Nationalstrassenbrücken in den Kantonen SG und SZ überprüft haben. Mein besonderer Dank gilt der freundschaftlichen Kritik, die ich von den Herren Prof. Dr. Dr. h.c. Hugo Bachmann, Prof. Dr. Alessandro Dazio, Dr. Pierino Lestuzzi, Dr. René Steiger, Prof. Thomas Vogel und Dr. Rudolf Vogt erhielt.

Zürich, Juni 2005

Thomas Wenk



# 1 Einleitung

## 1.1 Ausgangslage

Die Erdbebengefährdung in der Schweiz ist im internationalen Vergleich als niedrig bis mittelstark einzustufen. Da wir seit über 100 Jahren von schweren Erdbeben verschont geblieben sind, wurde die Erdbebengefährdung lange Zeit unterschätzt. Als Folge der starken Bautätigkeit im 20. Jahrhundert ist das Ausmass der möglichen Schäden enorm angewachsen. Das steigende Sicherheitsbedürfnis der Gesellschaft zusammen mit einer abnehmenden Akzeptanz von Unterbrüchen von Infrastrukturnetzen führten zu einem grossen Nachholbedarf bezüglich Erdbebensicherung der Bauwerke. Moderne Erdbebennormen sind in der Schweiz erst im Jahre 1989 eingeführt worden, zu einem Zeitpunkt als bereits die meisten Brücken des Nationalstrassennetzes erstellt waren. Nur rund 10% der Brücken sind nach aus heutiger Sicht modernen Erdbebennormen, d.h. nach 1989 gebaut worden. Die restlichen 90% der Brücken sind vor dem Inkrafttreten moderner Erdbebennormen erstellt worden. Sie sind entweder überhaupt nicht oder nur unzureichend für Erdbebeneinwirkung bemessen worden. Eine gewisse Anzahl der bestehenden Brücken kann deshalb aus heutiger Sicht eine ungenügende Erdbebensicherheit aufweisen. Um diese kritischen Bauwerke mit begrenztem Aufwand aus der Gesamtheit der Brücken herausfiltern zu können, wurde ein einfaches zweistufiges Beurteilungsverfahren der Erdbebensicherheit entwickelt.

## 1.2 Konzept

Das Ziel des vorgeschlagenen zweistufigen Konzepts zur Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Strassenbrücken ist, diejenigen Brücken herauszufiltern, die den heutigen Anforderungen bezüglich Erdbebensicherheit nicht genügen, und eine Prioritätensetzung bezüglich der erforderlichen Massnahmen zu ermöglichen. In der ersten Stufe werden in einem einfachen, raschen Verfahren mit einer Checkliste im Umfang einer A4-Seite alle Brücken beurteilt. Einzig die in der ersten Stufe als kritisch erkannten Brücken werden in der zweiten Stufe vertieft analysiert. Ergeben die Untersuchungen der zweiten Stufe eine ungenügende Erdbebensicherheit, sind im nächsten Schritt abhängig von der Prioritätensetzung Massnahmen zur Erdbebenertüchtigung zu untersuchen.

## 1.3 Abgrenzung

Das vorgeschlagene zweistufige Konzept ist primär auf die in der Schweiz am meisten verbreiteten Balkenbrücken und deren Schwachstellen bezüglich Erdbebenverhalten ausgerichtet. Gerade die Balkenbrücken weisen häufig eine grössere Erdbebenverletzbarkeit verglichen mit anderen Brückentypen auf. Rahmen-, Sprengwerk-, Bogen- und Schrägseilbrücken sowie andere Spezialtypen werden relativ summarisch behandelt. Die Anwendbarkeit des Konzepts ist auf die in der Schweiz vorherrschende niedrige bis mittlere Seismizität beschränkt. Die meisten Beurteilungskriterien stützen sich direkt auf die Erdbebenbestimmungen in den SIA-Normen ab, d.h. beurteilt wird in erster Linie die normgemässe Erfüllung der Erdbebensicherheit.

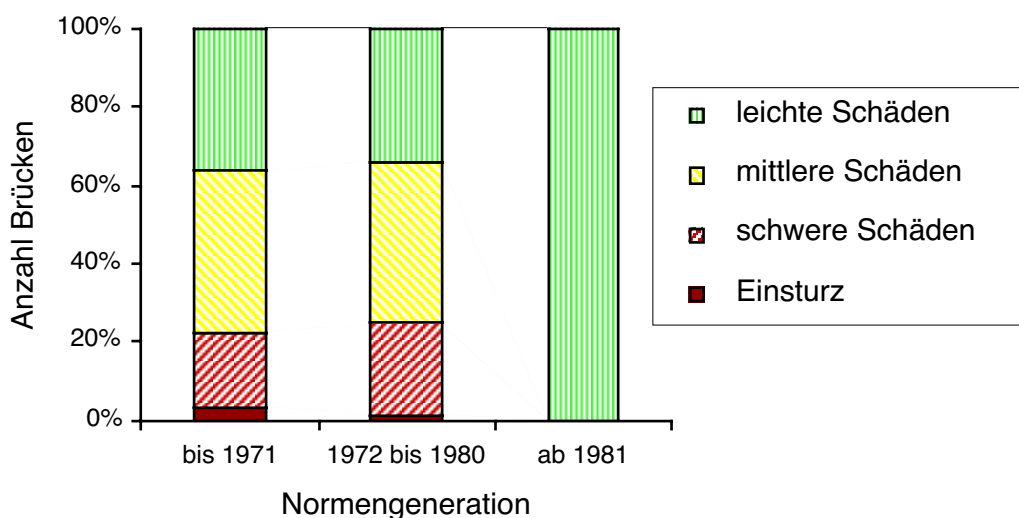
Für die Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Stützbauwerke, Schutzgalerien und Tunnelportale plant das ASTRA ein ähnliches Vorgehen.



## 2 Entwicklung der Erdbebenbestimmungen

### 2.1 Nutzen des Erdbebeningenieurwesens

Schadenstatistiken jüngerer Starkbeben in Industrieländern mit guter Einhaltung der Bauvorschriften lassen immer wieder einen sehr starken Einfluss der Erdbeben-Normengeneration auf das Ausmass der Schäden erkennen. Als Beispiel dafür zeigt Bild 2.1 die Schadenverteilung von 233 beschädigten Brücken nach dem Northridge Erdbeben im Jahre 1994 bei Los Angeles in Kalifornien (Magnitude  $M_w = 6,7$ ). Insgesamt wurden 3533 Brücken im Hauptschadensgebiet ausgewertet und darunter die 233 beschädigten Brücken nach Schadensausmass und Normengeneration bezüglich Erdbebenbemessung aufgeteilt [Bas+ 99]. Von besonderer Bedeutung ist dabei, dass nur Brücken eingestürzt sind, die vor 1981 nach aus heutiger Sicht veralteten Regeln auf Erdbeben bemessen waren (Bild 2.1). Bei den eingestürzten Brücken handelte es sich um Balkenbrücken mit dem Schadenbild Trägerabsturz oder Stützenversagen. Auch mittlere und schwere Schäden sind nur bei diesen vor 1981 konstruierten Brücken aufgetreten. Bei den Brücken, die nach der neuesten Normengeneration ab dem Jahre 1981 ausgelegt oder nachträglich auf dieses Niveau verstärkt wurden, sind höchstens leichte Schäden beobachtet worden. Von den Bemessungskonzepten her betrachtet ist die kalifornische Erdbebenorm aus dem Jahre 1981 etwa mit der neuen Normengeneration in der Schweiz (SIA 260 bis SIA 267) vergleichbar, die Anfang 2003 in Kraft getreten sind.



*Bild 2.1: Einfluss der Erdbeben-Normengeneration auf das Schadensausmass von 233 Brücken im Hauptschadensgebiet des Erdbebens von Northridge bei Los Angeles in Kalifornien [Wen 00]*

### 2.2 Norm SIA 160 Ausgabe 1970

In der Schweiz wurden erstmals im Jahre 1970 Erdbebenbestimmungen für Brücken erlassen. Die Ausgabe 1970 der Norm SIA 160 verlangte generell die Berücksichtigung einer horizontalen Beschleunigung von 2% für alle Bauwerke, d.h. auch für Brücken [SIA 160 (70)]. Im Kanton Basel-Stadt erhöhte die zuständige Behörde diesen Wert auf 5% gestützt auf Art. 22.1 der

Norm SIA 160, der für besonders erdbebengefährdete Gebiete der Schweiz die Möglichkeit einer Ausnahmeregelung vorsah. In den übrigen stärker erdbebengefährdeten Gebieten der Schweiz (Alpenraum, St. Galler Rheintal) wurde kein Gebrauch von dieser Ausnahmeregelung gemacht.

Fünf Jahre später im Jahre 1975 sind ergänzende konstruktive Bestimmungen in Form der Empfehlung SIA 160/2 „Praktische Massnahmen zum Schutze der Bauwerke gegen Erdbebenwirkung“ [SIA 160/2] erschienen. Im Gegensatz zum allgemein gehaltenen Titel dieser Empfehlung befasst sich deren Inhalt ausschliesslich mit Gebäuden. Für andere Bauwerke, wie z.B. für Brücken, sind darin keine konstruktiven Bestimmungen enthalten.

Abgesehen von den erwähnten rechnerischen Erdbebenbestimmungen der Norm SIA 160, Ausgabe 1970, ist zu beachten, dass infolge anderer Normbestimmungen insbesondere bezüglich Wind- und Bremskräften sowie konstruktiver Kriterien (z.B. Durchlaufträger) viele Brücken in der Schweiz bereits einen gewissen Grundschutz gegen Erdbeben aufweisen.

### **2.3 Norm SIA 160 Ausgabe 1989**

In der Ausgabe 1989 der Norm SIA 160 ist ein ausführliches Kapitel der Erdbebeneinwirkung gewidmet. Für Brücken wurden rechnerische Nachweise und konstruktive Massnahmen abgestuft nach Bauwerksklasse und Erdbebenzone eingeführt [SIA 160 (89)]. Bei den konstruktiven Massnahmen ist insbesondere die neu eingeführte Absturzsicherung des Brückenträgers zu erwähnen. Mit einfachen Vorschriften über die Mindestabmessungen der Auflagerbereiche soll erreicht werden, dass der Brückenträger nicht herunterfällt, d.h. dass er höchstens von den Lagern auf die Auflagerbank fällt. Der neu vorgeschriebene Gebrauchstauglichkeitsnachweis für Brücken der Bauwerksklasse III bedeutete eine wesentliche Verschärfung gegenüber früher. Danach müssen Lager und Fahrbahnübergänge die Verschiebungen des Brückenträgers infolge Erdbebeneinwirkung ohne Schäden aufnehmen können.

Die Ausgabe 1989 der Norm SIA 160 enthält ferner die erste Erdbebenzonenkarte der Schweiz (Bild 2.2). Sie beruht auf probabilistischen Erdbebengefährdungsstudien aus den 70-er Jahren [SM 78]. Pro Erdbebenzone wird ein sogenannter effektiver Wert der horizontalen Bodenbeschleunigung für ein Bemessungsbeben mit einer Wiederkehrperiode von 400 Jahren festgelegt. Die Intensität des Bemessungsbebens liegt in den vier Zonen im Bereich von VI bis VIII auf der Europäischen Makroseismischen Skala (EMS-Skala) [Grü+ 98]. Im Vergleich dazu ist zu beachten, dass einzelne historische Erdbeben in der Schweiz höhere Intensitätswerte erreichten, z.B. wird die maximale Intensität des Erdbebens von Basel im Jahre 1356 auf IX geschätzt (siehe Anhang D).

Wird eine vor 1989 erstellte Brücke bezüglich Erdbebensicherheit nach der Ausgabe 1989 der Norm SIA 160 überprüft, ist damit zu rechnen, dass die Absturzsicherung und die Gebrauchstauglichkeit bei Bauwerksklasse III, insbesondere in den höheren Erdbebenzonen, nicht erfüllt sind. Bezüglich horizontaler Ersatzkräfte ist in erster Linie bei relativ steifen Brücken in Quer- oder Längsrichtung eine Unterbemessung der Stützen und Lager zu vermuten, wobei auch dies häufiger in den höheren Erdbebenzonen problematisch wird. Mit der neuen Norm SIA 261 werden die Anforderungen an die Tragsicherheit der Stützen und Lager in der Regel noch höher. Bei der Absturzsicherung und der Gebrauchstauglichkeit (BWK III) bringt die neue Norm SIA 261 nur kleine Änderungen.

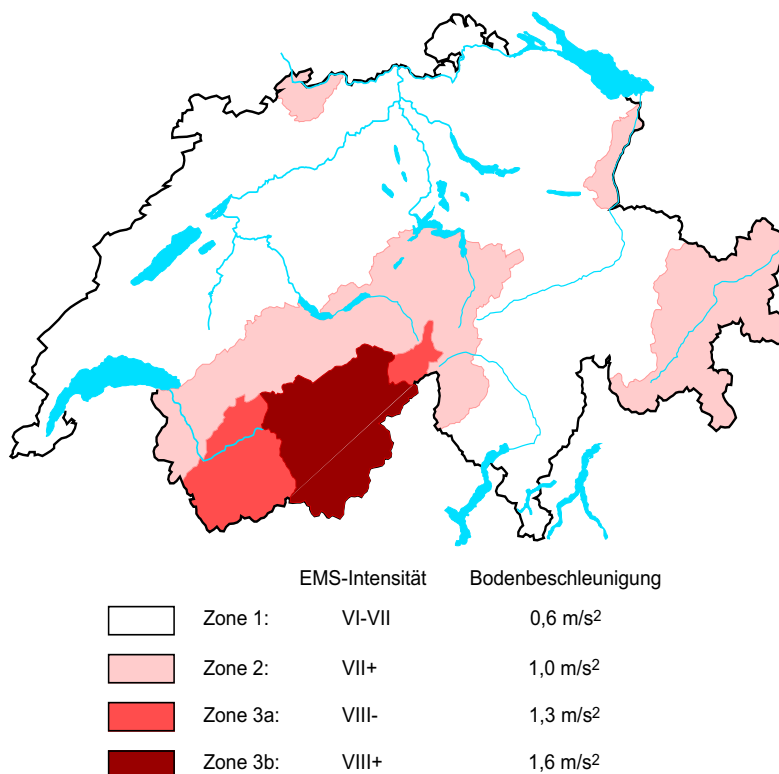
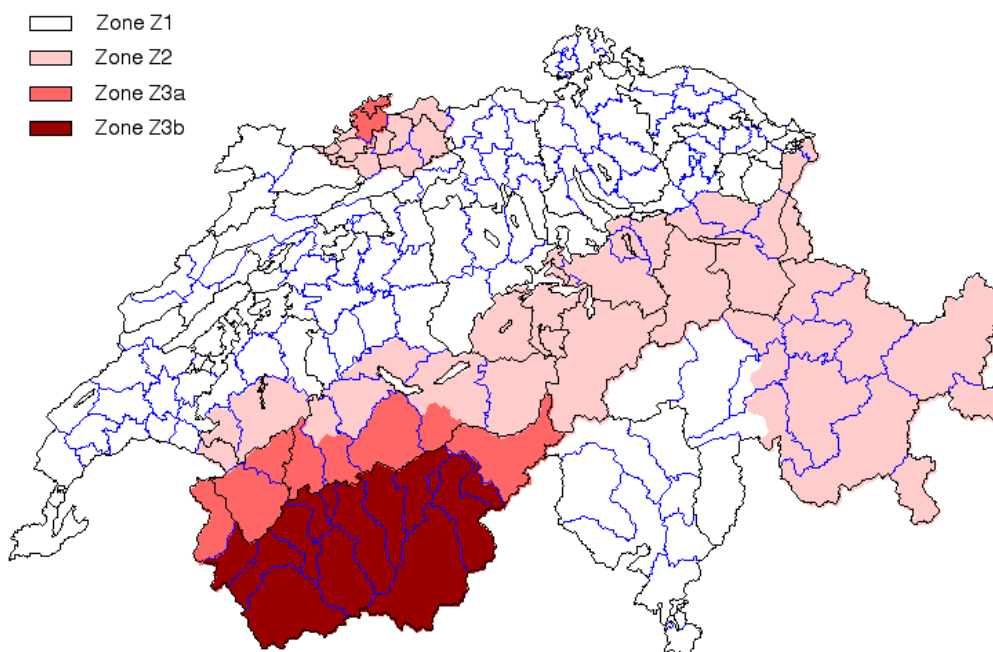


Bild 2.2: Erdbebenzonen der Schweiz mit zugehöriger EMS-Intensität und maximaler horizontaler Bodenbeschleunigung des Bemessungsbebens gemäss Norm SIA 160 aus dem Jahre 1989

## 2.4 Normen SIA 260 bis 267

Anfang 2003 ist eine neue Generation von Tragwerksnormen, die Normen SIA 260 bis SIA 267 (Swisscodes) erschienen. Die Erdbebenbestimmungen in den neuen Normen basieren auf dem Eurocode 8. Sie sind jedoch für die in der Schweiz vorherrschende niedrige bis mittlere Seismizität vereinfacht und praxistauglicher formuliert. Generell erfolgte eine Verschärfung der Erdbebenbestimmungen gegenüber der Norm SIA 160, so kann z.B. die Erdbebeneinwirkung für elastisches Tragwerksverhalten infolge einer differenzierteren Einteilung in neu sechs anstelle von zwei Baugrundklassen und mit stärker überhöhten Antwortspektren gut das Doppelte der bisherigen Werte erreichen [WL 03]. Für Brücken wird neu für alle Bauwerksklassen und Erdbebenzonen ein rechnerischer Nachweis der Erdbebensicherheit erforderlich. Der Gebrauchstauglichkeitsnachweis ist wie bisher nur für die höchste Bauwerksklasse BWK III zu führen und zwar neu mit einer gegenüber dem Tragsicherheitsnachweis halbierten Erdbebeneinwirkung (Gleichung (23) in Norm SIA 260). Damit wird entsprechend dem Konzept des Eurocodes 8 eine reduzierte Wiederkehrperiode des Bemessungsbebens für den Gebrauchstauglichkeitsnachweis berücksichtigt. Die Absturzsicherung wurde im Wesentlichen aus der Norm SIA 160 übernommen, doch erfolgt neu eine Abstufung der erforderlichen Auflagerbankabmessungen nach der Bauwerksklasse der Brücke mit der Folge, dass bei den höheren Bauwerksklassen die Anforderungen generell gestiegen sind (siehe Kapitel 6.6).

Gemäss Rundschreiben des ASTRA vom 24. Januar 2003 gelten bereits ab Anfang 2003 die neuen Tragwerksnormen SIA 260 bis 267 für neue Brückenprojekte [DE 03]. Bei bestehenden Brücken sind ergänzende Überlegungen erforderlich (siehe Kapitel 2.6).



*Bild 2.3: Neue Erdbebenzonenkarte der Schweiz gemäss Norm SIA 261 aus dem Jahre 2003*

#### 2.4.1 Neue Erdbebenzonenkarte

Die neue Erdbebenzonenkarte der Norm SIA 261 übernimmt die bisherige Abstufung in die vier Zonen Z1, Z2, Z3a und Z3b mit den gleichen Bemessungswerten der Beschleunigung wie in der Norm SIA 160. Einzig die geographische Ausdehnung der einzelnen Zonen ändert sich, wobei insbesondere die Höhereinstufung der Nordwestschweiz, der Kantone Glarus, Schwyz und Graubünden sowie des Unterwallis zu erwähnen ist (Bild 2.3). Diese Höhereinstufung ist primär auf die Übernahme der strengeren Sicherheitsanforderungen des Eurocodes 8 zurückzuführen. So stellt der Bemessungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung jeder Zone neu ein Maximalwert anstelle des früheren effektiven Wertes dar und die Wiederkehrperiode des Bemessungsbebens wurde von 400 auf 475 Jahren entsprechend einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10% in 50 Jahren angehoben.

#### 2.4.2 Karte der Baugrundklassen

Um die Einstufung des Bauwerkstandortes in eine der sechs Baugrundklassen A bis F gemäss SIA 261 zu erleichtern, hat die Koordinationsstelle für Erdbebenvorsorge des Bundesamts für Wasser und Geologie (BWG) Karten der Baugrundklassen im Massstab 1:25'000 auf dem Internet publiziert. Beginnend bei den höheren Erdbebenzonen wird nach und nach das gesamte Siedlungsgebiet der Schweiz kartiert werden.

Die Karten können interaktiv unter folgender WWW-Adresse heruntergeladen werden:

<http://www.bwg.admin.ch/themen/natur/d/index.htm> und anschliessend unter der Rubrik „Erdbeben - Karte der Baugrundklassen nach SIA 261“.

### 2.4.3 Duktile und nicht-duktiler Tragwerksverhalten

Neu stehen zwei Konzepte der Erdbebenbemessung zu Verfügung: das *duktiler Tragwerksverhalten* und das *nicht-duktiler Tragwerksverhalten*. Die beiden Bemessungskonzepte unterscheiden sich in erster Linie durch unterschiedliche Bemessungsregeln und Verhaltensbeiwerte.

Das Konzept des *nicht-duktiler Tragwerksverhaltens* lehnt sich an die bisherige Vorgehensweise nach der Norm SIA 160 an. Die Erdbebenbemessung erfolgt konventionell wie bei der Bemessung für Schwerelasten oder Wind. Der Verhaltensbeiwert  $q$ , der zur Reduktion der Erdbebeneinwirkung für elastisches Tragwerksverhalten in Rechnung gestellt werden darf, beträgt  $q = 2,0$  für Stahlbetontragwerke mit Betonstahl B oder C und nur  $q = 1,5$  für alle übrigen Bauweisen, wie z.B. Stahl- oder Holztragwerke sowie Stahlbetontragwerke mit Betonstahl A. Der Verhaltensbeiwert von  $q = 1,5$  berücksichtigt im Wesentlichen nur die Überfestigkeit analog zum bisherigen Kehrwert des Bemessungsbeiwerts  $C_d = 0,65$  der Norm SIA 160.

Das Konzept des *duktiler Tragwerksverhaltens* beruht auf den Erkenntnissen des modernen Erdbebeningenieurwesens wie der Methode der Kapazitätsbemessung und nützt das hohe Energiedissipations- und inelastische Verformungsvermögen eines duktil gestalteten Tragwerks aus. Der Verhaltensbeiwert  $q$  darf deshalb je nach Tragsystem und weiteren baustoffspezifischen Kriterien (Stahlqualität des Bewehrungsstahls oder Querschnittsklasse des Stahlprofils) im Bereich von 2,0 bis 5,0 angesetzt werden, d.h. wesentlich grösser als bei nicht-duktiler Tragwerksverhalten. Im Gegenzug sind die konstruktiven Regeln in den neuen Erdbebenkapiteln der Normen SIA 262 bis 266 einzuhalten [LW 03].

## 2.5 Entwicklung der Erdbebeneinwirkung in den Normen

Die Entwicklung der anzusetzenden Erdbebenkräfte für duktile und nicht-duktiler Stahlbetonbrückenstützen im Laufe der letzten Normengenerationen zeigt vereinfachend das Säulendiagramm in Bild 2.4. Als typische Kenngrösse wird der Ersatzkraftindex für eine horizontal relativ steife Brücke graphisch dargestellt (d.h. die massgebende Eigenschwingzeit fällt in den Bereich der maximalen Amplifikation der Antwortspektren der Beschleunigung) und zwar für die beiden Bauwerksklassen II und III und für mittelsteifen Baugrund gemäss SIA 160 resp. Baugrundklasse B gemäss SIA 261 in der Zone Z3b. Der Ersatzkraftindex ist das Verhältnis der totalen horizontalen Ersatzkraft auf Bemessungsniveau zum massgebenden Gewicht (Dauerlasten plus einem Anteil der Nutzlasten). Als Bewehrungsstahl der Brückenstütze wurde Betonstahl C angenommen. Gemäss SIA 261 und SIA 262 wird dann der Verhaltensbeiwert  $q = 4,0$  für duktiler Tragwerksverhalten und  $q = 2,0$  für nicht-duktiler Tragwerksverhalten.

Zwei Trends prägen den Verlauf des Ersatzkraftindex in Bild 2.4: Erstens nimmt das Niveau von einer Normengeneration zur nächsten stetig zu und zweitens ist eine immer stärkere Differenzierung zwischen unterschiedlichen Bauweisen zu erkennen. Für nicht-duktiler Tragwerksverhalten ergibt sich fast der dreifache Ersatzkraftindex gegenüber früher, während für duktiler Verhalten bei Bauwerksklasse III nur eine kleine Erhöhung erfolgt. Der Vergleich in Bild 2.4 geht von gleichbleibenden Erdbebenzonen aus. Für die in Kapitel 2.4.1 erwähnten Regionen, die mit der Norm SIA 261 in eine höhere Zone eingestuft worden sind, wird der Anstieg des Ersatzkraftindex noch ausgeprägter.

Die konventionelle Bemessung und konstruktive Durchbildung nach den bisherigen Normen ist neu a priori als nicht-duktiler Tragwerksverhalten einzustufen, da in der Regel die duktilitäts-

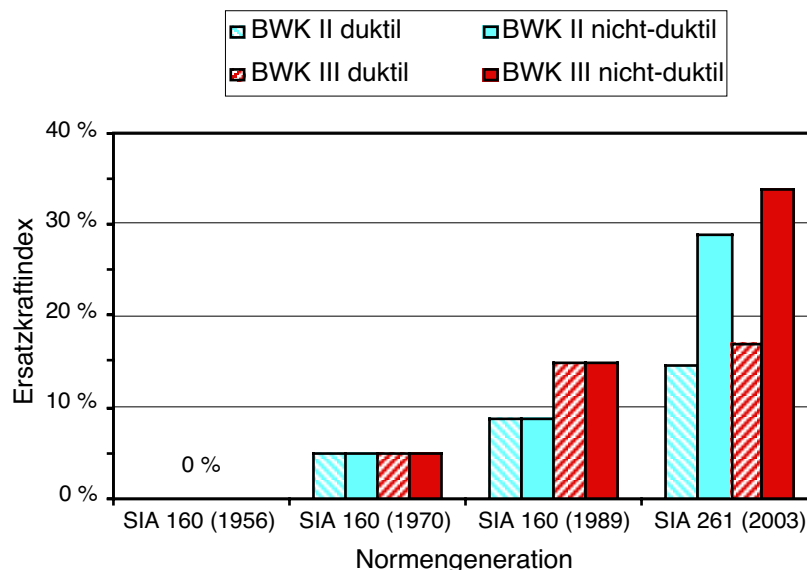


Bild 2.4: Ersatzkraftindex in Funktion der Normengeneration für duktiles und nicht-duktilen Tragwerksverhalten von Stahlbetonbrückenstützen der Bauwerksklassen II und III bei Baugrundklasse B in der Zone Z3b

fördernden konstruktiven Massnahmen nicht eingehalten sind und ein vorzeitiges sprödes Versagen nicht ausgeschlossen werden kann. Anstelle der bisherigen Abminderungsfaktoren im Bereich zwischen 2,3 und 3,8 (entsprechend  $1/C_K$  nach SIA 160, Ausgabe 1989) sind deshalb für nicht-duktilen Tragwerksverhalten nur noch Verhaltensbeiwerte im Bereich von 1,5 bis 2 zugelassen. Dies entspricht knapp einer Verdoppelung der resultierenden Erdbebenschnittkräfte gegenüber früher.

## 2.6 Besonderheiten bei bestehenden Brücken

Die Erdbebenbestimmungen in den neuen Tragwerksnormen SIA 260 bis SIA 267 sind primär für die Projektierung neuer Bauwerke ausgelegt. Bei der Überprüfung von bestehenden Brücken sind gemäss [DE 03] bereits seit Anfang 2003 die neuen Normen in sinngemässer Anwendung zusammen mit der Richtlinie SIA 462 zu verwenden. Damit soll eine möglichst rasche Einführung der neuen, mit den Eurocodes verträglichen Normen gewährleistet werden.

Die Unterscheidung zwischen duktilem und nicht-duktilen Tragwerksverhalten stellt für die Überprüfung bestehender Bauten eine zu scharfe Abgrenzung dar. Da bei bestehenden Brücken die konstruktiven Regeln des duktilen Tragwerksverhaltens in den wenigsten Fällen eingehalten sind, muss die kraftbasierte Überprüfung meist für nicht-duktilen Verhalten mit entsprechend niedrigen  $q$ -Werten erfolgen. Als Alternative bietet die verformungsbasierte Überprüfung (siehe Kapitel 7.2) die Möglichkeit, das vorhandene elastische und plastische Verformungsvermögen besser abzuschätzen und auch Tragwerke zwischen dem duktilen und dem nicht-duktilen Verhalten realistisch zu erfassen.

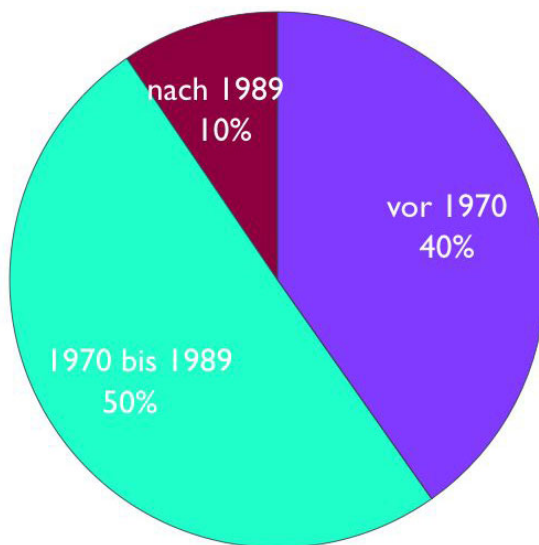
Oft können mit der in Kapitel 7.2 beschriebenen verformungsbasierten Überprüfung die Anforderungen an die Erdbebensicherheit der neuen Tragwerksnormen SIA 260 bis 267 voll erfüllt werden. Auch wenn dies nicht gelingt, ist auf Grund von Kosten-Risiko-Überlegungen nicht



zwangsläufig eine bauliche Ertüchtigung erforderlich. In sinngemässer Anwendung des Merkblatts SIA 2018 werden in Kapitel 7.5 Hinweise für die Entscheidung gegeben, ob der vorhandene Zustand einer Brücke weiterhin akzeptiert werden kann oder ob sie ertüchtigt werden soll.

## 2.7 Altersstruktur der Brücken

Das Nationalstrassennetz weist gegenwärtig etwa 3350 Brücken auf [Jor 02]. Eine Aufgliederung nach dem Baujahr in drei Zeitabschnitte entsprechend der Entwicklung der Erdbebenbestimmungen in den SIA-Normen zeigt, dass rund 40% der Brücken vor 1970 ohne Erdbebenbemessung erstellt worden sind. Etwa 50% der Brücken fallen in die Übergangszeit zwischen 1970 und 1989. Nur 10% Brücken sind nach 1989 seit Inkrafttreten von aus heutiger Sicht modernen Erdbebenbestimmungen gemäss Norm SIA 160 aus dem Jahre 1989 erstellt worden sind (Bild 2.5).



*Bild 2.5: Altersstruktur der 3350 Brücken des Nationalstrassennetzes gegliedert nach Erdbebennormengenerationen*



## 3 Erdbebenverletzbarkeit von Brücken

### 3.1 Phänomene bei einem Erdbeben

Infolge der raschen Bodenbewegungen während eines Erdbebens können Brücken in vertikaler und horizontaler Richtung zu Schwingungen angeregt werden. Bei niedriger bis mittlerer Seismität kann die vertikale Anregung meist problemlos aufgenommen werden, da Brücken primär auf vertikale Lasten (Eigengewicht und Nutzlasten) ausgelegt werden. Die horizontale Erdbebenanregung hingegen führt oft zu wesentlich grösseren Beanspruchungen als alle übrigen Einwirkungen, wobei die Verletzbarkeit in Längsrichtung insbesondere bei Balkenbrücken generell grösser ist als in Querrichtung.

Aufgrund der Wellennatur der Erdbebenerschütterungen bewegen sich die einzelnen Stützenfundamente und Widerlager asynchron zu einander, d.h. der Abstand zwischen den einzelnen Lagerorten der Brücke vergrössert bzw. verkleinert sich periodisch. Im Baugrund können infolge Erdbeben Setzungen, Rutschungen und Verflüssigungen ausgelöst werden, die bis zum Fundationsversagen von Stützen und Widerlagern führen können.

Die Analyse der Erdbebenschäden von Brücken bei früheren, starken Erdbeben erlaubt, gewisse typische Verhaltensmuster zu erkennen und daraus wichtige Lehren zur Erzielung eines besseren Erdbebenverhalten zu ziehen [Erd+ 03], [YK 03]. In den weiteren Abschnitten dieses Kapitels werden typische Schadenbilder gegliedert nach Brückentypen präsentiert und im darauf folgenden Kapitel 4 *Erdbebenberechtigter Entwurf* wird aufgezeigt, wie diese Schäden möglichst vermieden werden können.



*Bild 3.1: Absturz eines Brückenträgers beim Erdbeben von Kobe 1995*

### 3.2 Balkenbrücken

Der Absturz des Brückenträgers von zu kurzen Auflagerbereichen in Längsrichtung ist das typische Schadenbild von Balkenbrücken. Ein Beispiel dazu aus dem Erdbeben von Kobe in Japan im Jahre 1995 (Magnitude  $M_w = 6,9$ ) zeigt Bild 3.1. Brücken, die aus einfachen Balken bestehen, wie z.B. vorgefertigte Balkenbrücken, sind besonders anfällig auf einen Trägerabsturz bei Erdbeben (Bild 3.2). Auch Durchlaufträger können bei den Widerlagern, bei Gerbergelenken



*Bild 3.2: Absturz der Brückenträger einer vorfabrizierten Balkenbrücke beim Erdbeben in Taiwan 1999*



*Bild 3.3: Brückenträger seitlich verschoben und von den Lagern auf das Stützenjoch gefallen, Kobe 1995*

oder bei Dilatationsfugen auf Zwischenstützen (Bild 3.1) abstürzen. Im Bild 3.3 sind die Brückenträger bei einer Dilatationsfuge seitlich gegeneinander verschoben worden und von den Lagern auf die Auflagerbank des Stützenjochs heruntergefallen, ohne ganz abzustürzen.

Der Absturz des Brückenträgers führt meist zu Personenschäden und zu einem Totalschaden der Brücke mit entsprechend lange dauerndem Unterbruch für die Reparaturarbeiten oder für eine Ersatzbrücke. Fällt der Brückenträger nur von den Lagern auf die Auflagerbank herunter (Bild 3.3), so kann die Brücke oft mit beschränktem Aufwand wieder angehoben werden. Vor allem ist in diesem Fall eine relativ rasche Wiederinbetriebnahme auf provisorischen Lagern möglich.



*Bild 3.4: Einsturz von Stahlbetonbrückenstützen beim Erdbeben von Kobe 1995*

Mit relativ einfachen Massnahmen bei den Auflagerbedingungen kann bereits eine gute Sicherheit gegen Trägerabsturz erzielt werden. In Brückenlängsrichtung sind die Abmessungen der Auflagerbereiche auf die möglichen Bewegungen des Brückenträgers zwischen den Widerlagern auszulegen (siehe Kapitel 4.3). In Brückenquerrichtung können Schubnocken als Absturzsicherung vorgesehen werden (Bild 4.6).

Das zweite typische Schadenbild bei Balkenbrücken sind Schäden an den Brückenstützen, die bis zum Einsturz führen können. Betroffen sind vor allem konventionell bemessene Stahlbetonstützen mit wenig Bügelbewehrung bzw. relativ grossem Bügelabstand im Vergleich zum Durchmesser der Längsbewehrung (Bild 3.4). Versagen erfolgt durch einen relativ spröden Bruch unter der kombinierten zyklischen Beanspruchung von Moment, Querkraft und Normalkraft. Bei Stahlstützen können gefährliche Instabilitäten im Stützenmantel auftreten, die zu einem spröden Versagen ohne nennenswerte Energiedissipation durch plastische Verformungen führen kann (Bild 3.5).



*Bild 3.5: Beulen einer runden Stahlstütze beim Erdbeben von Kobe 1995*





*Bild 3.6: Schubversagen einer Stahlbetonbrückenstütze beim Erdbeben von Kobe 1995*

Besonders gefährdet sind relativ kurze Zwischenstützen, da diese einerseits infolge ihrer grossen Steifigkeit die horizontalen Kräfte aus dem Brückenträger anziehen und andererseits infolge ihrer geringen Höhe ein ungünstiges Querkraft-Momenten-Verhältnis der Beanspruchungen aufweisen, das häufig zu einem spröden Schubbruch führt (Bild 3.6).

### **3.3 Rahmen- und Sprengwerkbrücken**

Monolithische Rahmenbrücken zeichnen sich durch ein generell günstiges Erdbebenverhalten aus. Sie weisen keine der typischen Schwachstellen von Balkenbrücken wie Lager, Gerbergeelenke, kurze Widerlagerbänke auf. Mögliche Schadenbilder sind Fundamentverschiebungen oder -verdrehungen sowie Setzungen der aufgeschütteten Fahrbahn neben der Brücke. Rahmenbrücken mit relativ hohen Seitenwänden können durch den bei Erdbeben erhöhten Erddruck ähnlich wie grosse Stützmauern gefährdet sein.

Sprengwerkbrücken können bezüglich Erdbebenverhalten zwischen reinen Balken- und Rahmenbrücken eingestuft werden.



*Bild 3.7: Beschädigte Naturstein-Bogenbrücke beim Erdbeben von Ceyhan in der Südtürkei 1998*

### 3.4 Bogenbrücken

Bogenbrücken weisen eine relativ hohe Längssteifigkeit auf und reagieren empfindlich auf Relativverschiebungen der Kämpfer. Infolge Erdbebenerstütterungen werden die beiden Kämpfer asynchron zueinander angeregt. Die resultierende zyklische Verlängerung und Verkürzung der Bogenspannweite kann zu Schäden führen, von herausfallenden Gewölbesteinen, wie z.B. in Bild 3.7, bis zum Einsturz des Bogens. Bei Bogenbrücken mit aufgeständerter Fahrbahn besteht die Gefahr des Trägerabsturzes ähnlich wie bei Balkenbrücken.

### 3.5 Schrägseilbrücken

Schrägseilbrücken weisen meist Grundschwingungsformen mit relativ langen Schwingzeiten in Längs- und Querrichtung auf, die durch starke Erdbeben zu Schwingungen mit grossen Amplituden angeregt werden können. Dies kann zum Absturz des Brückenträgers bei den Widerlagern oder bei Zwischenfugen führen. Ferner kann der Brückenträger an die Pylone prallen.

Mehrere weitgespannte Schrägseilbrücken sind beim Erdbeben von Kobe 1995 von sehr starken Bodenbewegungen erfasst worden [SPR 95]. Sie haben das Erdbeben ohne grössere Schäden überlebt, dies vor allem deshalb, weil sie als besonders wichtige Bauwerke in eine höhere Bauwerksklassen eingestuft wurden und nach modernen Konzepten des Erdbebeningenieurwesens auf ein entsprechend höheres Bemessungsbeben berechnet und ausgelegt worden waren. Vereinzelt gab es Schäden an Lagern und Spanngliedverankerungen [PSC 96].

Beim Chi-Chi-Erdbeben in Taiwan 1999 ereignete sich der erste grössere Schadenfall weltweit einer Schrägseilbrücke infolge Erdbeben [Cha+ 04]. Der Brückenträger der 240 m langen Gi-Lu-Schrägseilbrücke prallte gegen die Widerlager, wobei grössere Schäden entstanden sind. Unter Anderem versagte auch ein Schrägkabel.



*Bild 3.8: Abgerissenes Längslager auf dem Widerlager einer Balkenbrücke, Kobe 1995.*

### 3.6 Lager und Fahrbahnübergänge

Bei fester Lagerung des Brückenträgers in Längsrichtung sind häufig Schäden beim festen Lager beobachtet worden [Bac 90]. Die Hin- und Herbewegung im Lagerspiel des festen Lagers führt zu sehr hohen Anprallkräften, die das Lager leicht zerstören können (Bild 3.8). Auch bei speziell auf Erdbeben bemessenen Horizontalkraftlagern konnten schwere Schäden beobachtet werden. Bild 3.9 zeigt eine mehrfeldrige Balkenbrücke eines noch nicht eröffneten Autobahnabschnittes nach dem Umbrien-Erdbeben 1997 in Italien (Magnitude  $M_w = 6,0$ ). Der durchgehende Brückenträger war beim Widerlager links in Bild 3.9 in Längsrichtung durch ein Horizontalkraftlager gelagert. Nach dem Erdbeben waren die Zugstangen  $\varnothing 50$  mm fast aus ihrer Verankerung in einer an die Widerlagerrückwand anbetonierten Wandscheibe ausgerissen (rechts in Bild 3.10).



Bild 3.9: Balkenbrücke mit 657 m langem Durchlaufträger und fester Längslagerung beim Widerlager links im Bild (siehe Detail in Bild 3.10).

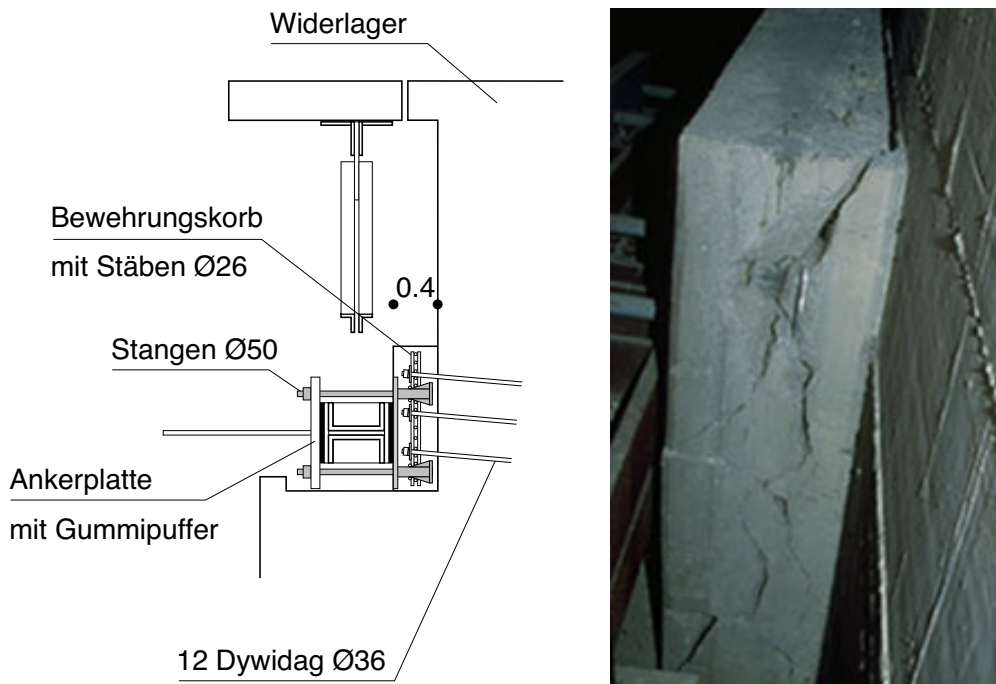


Bild 3.10: Längsschnitt durch das Widerlager mit fester Längslagerung (Bild links). Ausgerissene Ankerplatte der Zugstangen  $\varnothing 50$  mm des Längslagers in der anbetonierten Scheibe an der Widerlagerrückwand (Bild rechts), Umbrien 1997 [Wen+ 97]



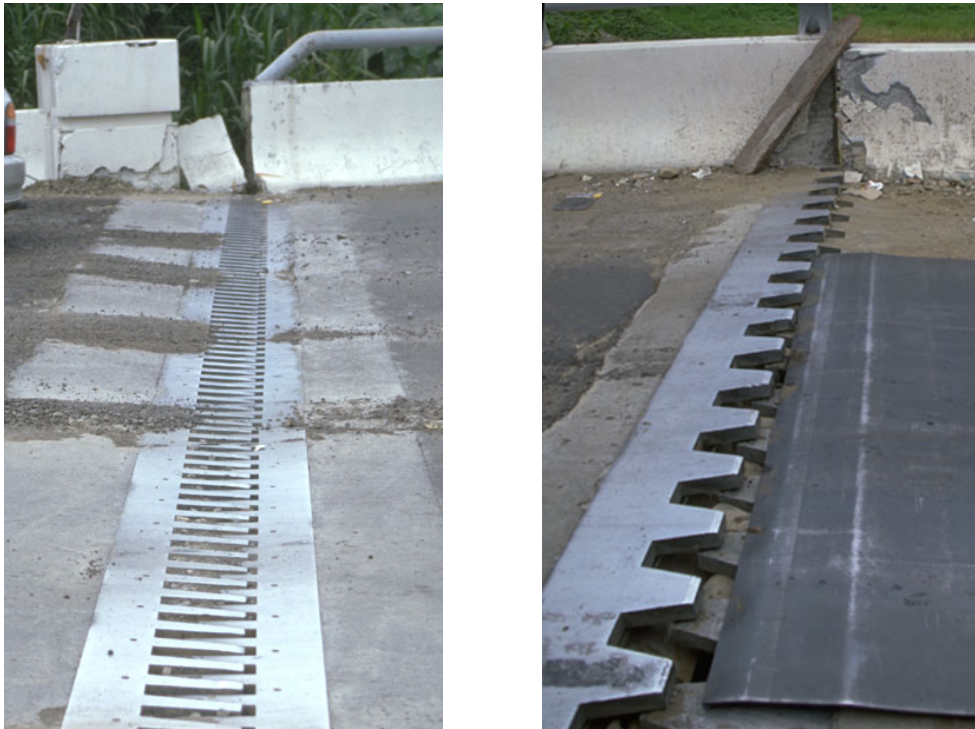


Bild 3.11: Beschädigte Fahrbahnübergänge nach dem Erdbeben in Taiwan 1999

Bei fester Längslagerung ist generell mit einem Absturz des Brückenträgers zu rechnen, nachdem das Längslager in der Anfangsphase des Erdbebens zerstört worden ist. Unabhängig von der Erdbebenbemessung des Lagers sind deshalb Massnahmen zur Absturzsicherung vorzusehen.

Wenn der Trägerabsturz vermieden werden kann, bleiben die Schäden meist klein. Bild 3.11 zeigt beschädigte Fahrbahnübergänge und beschädigte Brüstungen bei Widerlagern von Balkenbrücken, verursacht durch grössere Längsverschiebungen zwischen Widerlager und Brückenträger. Je nach Ausmass der Schäden kann die Brücke unmittelbar nach dem Erdbeben weiterhin befahren werden (links in Bild 3.11) oder es muss zuerst ein behelfsmässiger Übergang erstellt werden z.B. mit einer provisorischen Stahlplatte, wie rechts in Bild 3.11 gezeigt.

### 3.7 Widerlager

Bei Widerlagern können Schäden durch Setzungen des Fundamentes, der Hinterfüllung, der Dammschüttungen und der Schleppplatte entstehen. Setzungen hinter dem Widerlager im Übergangsbereich auf die Strasse können nach dem Erdbeben rasch wieder ausgeebnet werden, wie in Bild 3.12 aus Boumerdès in Nord-Algerien im Jahre 2003 (Magnitude  $M_w = 6,7$ ) ersichtlich.

Gefährlicher sind Verdrehungen des Widerlagers infolge des erhöhten Erddrucks während der Erdbebenerschütterungen oder infolge unterschiedlicher Setzungen. Besonders gefährdet sind dabei hohe Widerlagerwände ab einer lichten Höhe von etwa 7 m, da kleine Verdrehungen zu grossen horizontalen Verschiebungen der Auflagerbank führen können.

Bleibende Widerlagerverdrehungen und Setzungen können auch durch Bodenverflüssigung



*Bild 3.12: Geringfügige Setzungen hinter dem Widerlager einer Strassenbrücke in Boumerdès, Algerien 2003.*

verursacht werden. Besonders empfindlich auf Verflüssigung reagieren Böden mit ausgedehnten Schichten aus locker gelagertem Sand, die sich unter dem Grundwasserniveau befinden. Je näher sich die auf Bodenverflüssigung anfällige Schicht unter dem Fundationsniveau befindet, desto grösser ist im Allgemeinen das Schadenpotenzial. Eine Pfahlfundation bis in tiefere, stabilere Schichten kann bei Zwischenstützen eine zweckmässige Lösung sein, wie Bild 3.13 zeigt. Bei Widerlagern genügt eine Pfahlfundation meist nicht, da sich der Damm hinter dem Widerlager infolge Bodenverflüssigung trotzdem setzen kann. Mögliche Massnahmen sind Austausch, Verdichtung oder Drainage der empfindlichen Bodenschichten.

Bei schwimmender Lagerung oder nach der Zerstörung der festen Längslagerung kann der Aufprall des Brückenträgers auf das Widerlager zu Schäden führen [Bac 02].

### **3.8 Geotechnische Aspekte**

Neben Bodenverflüssigung können bei Erdbeben auch Hangrutschungen und Felsstürze auftreten. Gefährdet sind vor allem Foundationen in aktiven Rutschzonen. Beim Chi-Chi-Erdbeben in Taiwan 1999 (Magnitude  $M_w = 7,6$ ) wurden über 10'000 Hangrutschungen beobachtet. Die meisten Hangrutschungen traten in Gebieten mit einer maximalen Bodenbeschleunigung über 0,15 g und bei einer Hangneigung über 30° auf [Lin+ 00], [SB+ 01]. Auf solchen Beobachtungen sind die grundsätzlichen Regelungen in Ziffer 7.2 der Norm SIA 267 *Geotechnik* begründet, die eine Untersuchung der Wirkung von Erdbeben auf den Baugrund auf die höheren Kombinationen von Erdbebenzonen und Baugrundklassen beschränken.



*Bild 3.13: Grossflächige Setzungen infolge Bodenverflüssigung um die Pfahlkopfplatte einer Brückenstütze, Kobe 1995.*



## 4 Erdbebengerechter Entwurf und Bemessung

### 4.1 Verformungsbasierte Bemessung

Zum Verständnis der Konzepte des erdbebengerechten Entwurfs wird die Erdbebeneinwirkung am besten als Verformungszustand des Brückenträgers betrachtet. Die Foundationen von Stützen und Widerlagern werden je mit plus/minus der maximalen Bodenverschiebung  $\Delta_s$  in jede horizontale Richtung bewegt, dazu kommt bei schwimmender Lagerung die Verformungsverschiebung  $\Delta_v$  in Abhängigkeit der Grundschwingzeit des Brückensystems in der betrachteten Richtung. Je weicher die Brücke auf diesen Verformungszustand reagiert, desto geringer werden die Schnittkräfte infolge Erdbeben. Die Überlegungen bezüglich Verformungszustand lassen sich auch auf die vertikale Anregung ausdehnen, doch wird diese hier vernachlässigt.

Nach der Norm SIA 261 ist die maximale Bodenverschiebung  $\Delta_s$  gleich dem sogenannten Bemessungswert der Bodenverschiebung  $u_{gd}$ . Dieser variiert für Schweizer Bodenverhältnisse zwischen einem Minimalwert von 24 mm für BWK I auf Baugrundklasse A (Fels) in Zone Z1 und einem Maximalwert 242 mm für BWK III auf Baugrundklasse D (Ablagerungen von nicht konsolidiertem Feinsand, Silt und Ton mit einer Mächtigkeit über 30 m) in Zone Z3b (Tabelle 6.3). Die normgemässe Verformungsverschiebung  $\Delta_v$  erreicht bei niederfrequent schwingenden Brücken einen Maximalwert von  $1,3 u_{gd}$  (siehe Kapitel 6.6.1).

Mit den Regeln des erdbebengerechten Entwurfs soll die Brücke so gestaltet werden, dass sie diesen Verformungszustand möglichst gut übersteht, d.h. Schäden sollten nur im vorausgesehenen Ausmass und an den dafür vorgesehenen Orten entstehen. Ferner soll die Brücke möglichst wenig in schwieriger zu erfassenden Schwingungen in höheren Eigenformen angeregt werden. Im Allgemeinen haben Erdbebenaspekte bei niedriger bis mittlerer Seismizität einen kleinen Einfluss auf den Entwurf des Brückenträgers. Hingegen sind sie oft massgebend für das Längslagerungskonzept, die Stützenbemessung und die Auslegung der Fahrbahnübergänge.

### 4.2 Generelles Entwurfskonzept

Ein einfaches und klares Tragsystem für die Abtragung horizontaler Kräfte in Brückenlängs- und Querrichtung bietet Gewähr für ein gutes Erdbebenverhalten. Die Beanspruchungen infolge Erdbebeneinwirkung sollen mit elastischen und plastischen Verformungen, beschränkt auf die Stützen des Brückensystems, aufgenommen werden. Das Zulassen von plastischen Verformungen führt zu wirtschaftlicheren Abmessungen, sobald die Erdbebeneinwirkung für die Bemessung massgebend wird. Die bisher übliche konventionelle Bemessung gemäss Norm SIA 160 kann zu einer signifikanten Überschätzung der Güte des Erdbebenverhaltens führen, da einerseits stillschweigend ein grosses duktilen Verformungsvermögen des Tragwerks vorausgesetzt wird und andererseits lokales Sprödversagen nicht konsequent durch entsprechende konstruktive Massnahmen ausgeschlossen wird.

In den neuen Tragwerksnormen wird zwischen duktilem und nicht-duktilen Tragwerksverhalten unterschieden (siehe Kapitel 2.4.3). Abgesehen davon, dass das nicht-duktilen Tragwerksverhalten in den höheren Zonen meist zu unwirtschaftlichen Abmessungen führt, wird für ein erdbebengerechtes Bemessungskonzept die Anwendung des duktilen Tragwerksverhaltens gemäss Normen SIA 261 und SIA 262 bei Stahlbeton bzw. SIA 263 bei Stahl dringend empfohlen. Bei



diesem Konzept werden basierend auf der Kapazitätsbemessung die plastischen Bereiche im Tragwerk so gewählt, dass ein geeigneter plastischer Mechanismus entsteht, und so bemessen und konstruktiv durchgebildet, dass sie genügend duktil für die Bemessungseinwirkung sind [PP 92], [Bac 02], [DS 03]. Die übrigen Bereiche werden elastisch für diejenigen Schnittkräfte bemessen, die sich im Tragwerk einstellen, wenn die plastischen Bereiche ihre Überfestigkeit (Kapazität) erreichen. Damit lassen sich die im Kapitel 3.2 beschriebenen spröden Stützenversagen vermeiden.

Ferner zeichnen Regelmässigkeit und Redundanz einen zweckmässigen erdbebengerechten Entwurf aus. Starke Unterschiede in den horizontalen Steifigkeiten der Stützen und unregelmässige Spannweiten sind zu vermeiden (siehe Kapitel 4.3). Im Grundriss betrachtet sollten die im Massenzentrum angreifenden horizontalen Trägheitskräfte möglichst symmetrisch abgetragen werden. Eine exzentrische Anordnung der horizontalen Lager gegenüber dem Massenzentrum und die daraus entstehende Torsionsbeanspruchung um die vertikale Achse infolge Erdbebeneinwirkung sind zu vermeiden [Set 00].

### 4.3 Brückenträger

Unter Erdbebeneinwirkung ist ein elastisches Verhalten des Brückenträgers anzustreben. Generell günstig sind lange fugenlose Durchlaufträger, da jede Zwischenfuge eine Schwachstelle bildet, wo mit einem Trägerabsturz gerechnet werden muss (Bild 4.1). Gerbergelenke sollten möglichst vermieden werden. Falls nicht darauf verzichtet werden kann, muss eine ausreichende Auflagerlänge vorgesehen werden (Bild 4.2). Durchlaufträger mit ungefähr gleichen Spannweiten sind günstiger als solche mit unregelmässigen Spannweiten, bei denen höhere Eigenschwingformen in Querrichtung stärker angeregt werden. Bei kurzen Endspannweiten muss infolge vertikaler Erdbebenanregung mit einem Abheben des Brückenträgers beim Widerlager gerechnet werden. Grundsätzlich lassen sich mit einer leichten Konstruktion, d.h. mit wenig Masse, die Erdbebenkräfte reduzieren.



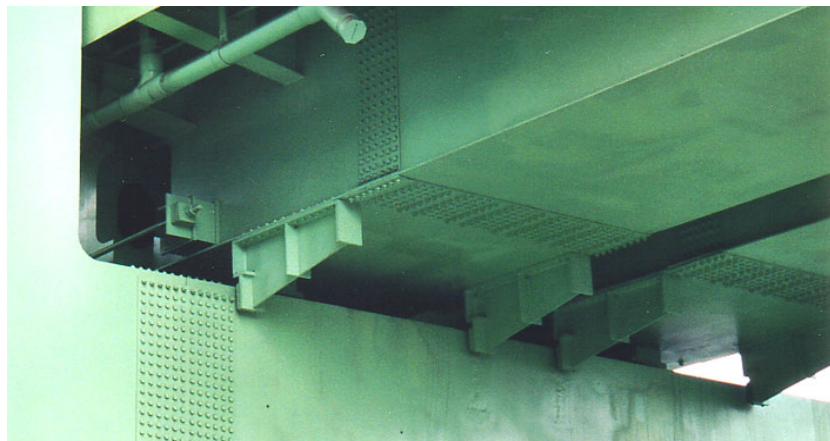
*Bild 4.1: Zwischenfugen sind bei Strassenbrücken möglichst zu vermeiden*



*Bild 4.2: Gerbergelenk mit ungünstig kurzer Auflagerlänge*

In Längsrichtung ist eine schwimmende einer festen Lagerung vorzuziehen, da sich feste Horizontalkraftlager nicht bewährt haben (siehe Kapitel 3.6). Im Sinne der Redundanz sind möglichst viele Stützen monolithisch oder mit festen Längslagern mit dem Brückenträger zu verbinden. In Querrichtung ist auf den Stützen ohne monolithische Verbindung sowie bei den Widerlagern eine feste Lagerung vorzusehen. Wenn in Querrichtung zwei oder mehr Lager auf einer Stütze angeordnet sind, sollte möglichst für alle Lager eine feste Querlagerung vorgesehen werden. Bei der Auslegung von Brückenträger, Stützen, Lagern und sonstigen Verbindungen ist im Sinne der Kapazitätsbemessung eine klare Hierarchie der Tragwiderstände anzustreben (siehe Kapitel 4.6).

In jedem Fall, d.h. auch bei fester Längslagerung, sind die minimalen Auflagerbedingungen in Längsrichtung für die Absturzsicherung gemäss Norm SIA 261 Figur 15 einzuhalten, da angenommen werden muss, dass die festen Längslager bereits in der Anfangsphase des Erdbebens zerstört werden und danach der Brückenträger frei schwingen kann. Stützen mit beweglicher Längslagerung können über Puffer als zusätzliche Sicherung bei grösseren Verschiebungen aktiviert werden (Bild 4.3).



*Bild 4.3: Absturzsicherung mit Längspuffern bei einer Stahlbrücke in Taipeh, Taiwan*



*Bild 4.4: Zwischenfuge über einer Stütze mit Gefahr des Trägerabsturzes in Längs- und Querrichtung*

In Brückenquerrichtung genügen bei niedriger bis mittlerer Seismizität meist die ohnehin vorhandenen festen Lager in Querrichtung. Der Absturzgefahr des Brückenträgers in Querrichtung kann durch eine entsprechende konstruktive Gestaltung der Auflagerbank begegnet werden. Gefährdet sind Träger, die direkt am Stützenrand aufgelagert sind, wie der vorfabrizierte Randträger in Bild 4.4. Vorfabrizierte Träger sollten durch einen Querträger über der Stütze miteinander verbunden werden. Damit kann der Trägerabsturz in Längs- und Querrichtung verhindert werden. Bei hoher Seismizität können zusätzliche Schubnocken als Absturzsicherung in Querrichtung (Bild 4.6) vorgesehen werden.

Bei den Widerlagern ist eine gabelförmige Lagerung des Brückenträgers zwischen den Flügeln der Widerlager günstig für die Absturzsicherung in Querrichtung.

#### **4.4 Stützen**

Eine erdbebengerechte Bemessung der Stützen erfolgt nach der Methode der Kapazitätsbemessung für den gewählten globalen Mechanismus, wie sie in den Erdbebenkapiteln der Normen SIA 262 oder SIA 263 umgesetzt wurden [LW 03]. Für die Beanspruchung in Brückenlängsrichtung werden im Allgemeinen plastische Bereiche am Fuss der mit festen Lagern verbundenen Stützen sowie am Fuss und am Kopf der monolithisch verbundenen Stützen vorgesehen. In den plastischen Bereichen ist durch entsprechende konstruktive Massnahmen sicherzustellen, dass der Querschnitt eine hohe Rotationsduktilität unter zyklisch-plastischer Beanspruchung aufweist. Der übrige Teil der Stütze ist elastisch für diejenigen Schnittkräfte zu bemessen, die sich ergeben, wenn die plastischen Bereiche ihre Überfestigkeit erreichen (Kapazitätsbemessung). Damit ist sichergestellt, dass die Stütze nicht vorzeitig durch z.B. einen spröden Schubbruch versagt, bevor die plastischen Biegebereiche ihr volles Energiedissipationsvermögen bei zyklisch-plastischen Verformungen entwickeln konnten [PSC 96].

Sehr wichtig ist, dass das horizontale Verformungsvermögen der Stützen nicht durch nachträgliche Anbauten wie Anprallschutz, Stützmauern, Uferbepflasterungen und dergleichen beeinträchtigt wird. Bei der Stütze in Bild 4.5 wurde die wirksame Höhe durch die massive Pflasterung des Flussbords auf praktisch die Hälfte reduziert. Das Biegeverformungsvermögen wird





*Bild 4.5: Stark reduziertes horizontales Verformungsvermögen der Stütze infolge der massiven Pflasterung des Flussbords*

dadurch stark reduziert und die Gefahr eines Schubbruchs steigt.

Bei schlanken Stützen sind die Einflüsse der 2. Ordnung zu berücksichtigen. Ein einfacher Ansatz dazu befindet sich in Eurocode 8, Teil 2, Ziffer 5.4 [EC 8-2]. Bei anfänglich fester Längslagerung stellt sich ferner die Frage der Stabilität der Stützen nach der Zerstörung des festen Lagers auf dem Widerlager.



*Bild 4.6: Seitliche Absturzsicherung eines Durchlaufträgers auf einer Stütze mit Schubnocken*

## 4.5 Foundation

Nach dem Konzept der Kapazitätsbemessung wird die Foundation den elastisch bleibenden Bereichen des Tragwerks zugeordnet. Die Bemessung erfolgt auf die Überfestigkeits-Schnittkräfte der plastischen Bereiche in den Stützen. Siehe dazu die Tabelle 28 der Norm SIA 261, die als Massnahme vorschreibt, dass im Baugrund nicht zugängliche Foundationsteile mit einem im Vergleich zum darüberliegenden Bauteil um 30% höheren Tragwiderstand zu versehen sind. Für Brücken der BWK I wird diese Massnahme empfohlen, für Brücken der BWK II und III ist eine Nichtbeachtung nur in begründeten Ausnahmefällen erlaubt. Inelastische Verformungen sind in Foundation und Baugrund unerwünscht, da sie schwierig zu kontrollieren und mögliche Schäden aufwendig zu reparieren sind. Dank Kapazitätsbemessung beschränken sich die Schäden an der Brücke auf leichter zugängliche Stellen, nämlich auf die plastischen Bereiche in den Stützen.

Generell günstig bezüglich Erdbebenverhalten ist eine auf Fels (Baugrundklasse A) gegründete Brücke. Die Erdbebeneinwirkung beträgt auf Fels im mittleren und niedrigen Frequenzbereich nur gut ein Drittel derjenigen auf weichem Boden (Baugrundklasse D) in der gleichen Zone. Bei wassergesättigten losen, sandigen Schichten kann die Empfindlichkeit des Baugrundes auf Verflüssigung mit den empirischen Diagrammen im Anhang B des Teils 5 des Eurocodes 8 [EC 8-5] oder gemäss [ATC 94-1] abgeschätzt werden.

## 4.6 Lager und Fahrbahnübergänge

Die Bemessung der Lager erfolgt ebenfalls nach der Methode der Kapazitätsbemessung für diejenige Horizontalkraft, die sich in der Stütze einstellt, wenn die plastischen Bereiche ihren Tragwiderstand mit Überfestigkeit entwickelt haben. Werden die Lager nur auf die Horizontalkraft infolge Erdbebeneinwirkung bemessen, so ist mit einem vorzeitigen Versagen der Lager zu rechnen, bevor sich in den Stützen die plastischen Bereiche ausbilden konnten. Dabei ist zu bedenken, dass die Erdbebeneinwirkung in den Normen auch bei konventioneller Bemessung mit einem Verhaltensbeiwert  $q > 1,0$  bereits für inelastisches Verhalten reduziert wird. Wenn das schwächste Glied des Tragsystems aber die Lager sind, die praktisch keine Energie dissipieren können, so ergibt sich eine Diskrepanz zwischen dem in der Berechnung angenommenen, duktilen Verhalten und dem wirklichen, nicht-duktilen Verhalten.

Als feste Lager haben sich Elastomerlager mit einer gewissen Nachgiebigkeit besser bewährt als relativ starre Lagerkonstruktionen, die eine erhöhte Schadenanfälligkeit am Lager selbst, an dessen Verankerung und am Unterbau aufweisen [YK 03], [Erd+ 03].

Bei der Auslegung der Verschiebungswege der Lager ist stets der Anteil aus der nichtsynchro-nen Anregung  $\Delta_s$  zusätzlich zur Verformungsverschiebung  $\Delta_v$  zu berücksichtigen [EC 8-2]. Bei Brücken der BWK III sind die Fahrbahnübergänge im Rahmen des Gebrauchstauglichkeits-nachweises auf die Verschiebungen zu bemessen (Kapitel 2.4). Die Erdbebeneinwirkung wird deshalb bei BWK III häufig massgebend. In den höheren Erdbebenzonen können die resultierenden Längsverschiebungen je nach Baugrundklasse recht gross werden. Anstelle von aufwendigen Fahrbahnübergangskonstruktionen kann es wirtschaftlicher sein, mit hochdämpfenden Gummilagern oder mit in den Lagern eingebauten speziellen hysteretischen Dämpfern die Verschiebungen zu reduzieren (Bild 4.7) [Mar 03]. Eine weitere Möglichkeit besteht darin, Dämpfer bei Stützen mit längsverschieblicher Lagerung (Bild 4.8) oder bei den Widerlagern einzu-



*Bild 4.7: Hochdämpfendes Gummilager (links) Brückenlager mit seitlich eingebauten hysteretischen Dämpfungs-Elementen (rechts) [Mar 03] (Foto: Alga S.p.A., Milano)*

bauen.

In Querrichtung lassen die meisten Fahrbahnübergangskonstruktionen nur kleine Verschiebungen zu, die normalerweise nicht ausreichen, um die beträchtlichen Querverschiebungen infolge Erdbeben bei schwimmender Lagerung in Querrichtung aufzunehmen. Infolgedessen ist bei den Widerlagern und bei den Zwischenfugen von Brücken der BWK III eine feste Lagerung in Querrichtung vorzusehen. Bei Brücken der BWK I und II werden Schäden an den Fahrbahnübergängen akzeptiert (Bild 3.11) und eine schwimmende Querlagerung ist vertretbar.

Generell günstig für das Erdbebenverhalten ist eine monolithische Verbindung zwischen Brückenträger und Widerlager, wie bei der Rahmenbrücke in Bild 6.1 oder der Sprengwerkbrücke in Bild 6.2. Ohne Dehnfuge beim Widerlager besteht dort weder das Risiko des Trägerabsturzes noch der Beschädigung des Fahrbahnübergangs durch grosse Relativverschiebung in Längs- oder Querrichtung.

Sämtliche Installationen auf bzw. in der Brücke sind horizontal gut zu befestigen. Im Bereich der Fahrbahnübergänge sind Leitungen auf die zu erwartenden Relativverschiebungen in Längs- und Querrichtung auszulegen. Die Grössenordnung der horizontalen Erdbebenkräfte und der entsprechenden Verschiebungen kann mit den Regeln für nichttragende Bauteile gemäss Norm SIA 261 abgeschätzt werden. Die Erdbebeneinwirkung ist vor allem bei vor horizontalen Anprallkräften von Fahrzeugen geschützten Installationen wie Entwässerungsleitungen usw. zu beachten, da sonst die Anprallkräfte für die Befestigung massgebend sind.



*Bild 4.8: Dämpfer eingebaut zwischen Brückenträger und Stütze mit längsverschieblicher Lagerung*



## 5 Beurteilung der Erdbebensicherheit in zwei Stufen

### 5.1 Methodik

Für die Beurteilung der Erdbebensicherheit von bestehenden Strassenbrücken wird eine Methodik in zwei Stufen vorgeschlagen:

1. Stufe

Einfache Checkliste mit Ablaufschema

Aufwand < 1/2 Tag pro Brücke

2. Stufe (falls erforderlich)

Ausführlicher Nachweis der Erdbebensicherheit

Aufwand 3 bis 5 Tage pro Brücke

In der 1. Stufe der Beurteilung, die von allen Brücken durchlaufen wird, werden aufgrund von einfachen Kriterien mit möglichst wenig Bearbeitungsaufwand diejenigen Brücken herausgefiltert, die als genügend erdbebensicher betrachtet werden können. Die übrigen Brücken gelten als vorläufige Zweifelsfälle und gehen anschliessend in die aufwendigeren Untersuchungen der 2. Stufe zur genaueren Abklärung der Erdbebensicherheit.

Beim Richtwert des Aufwands für die 1. Stufe von durchschnittlich weniger als einem halben Tag pro Brücke ist zu beachten, dass ein grosser Teil davon auf die Beschaffung der Pläne, Bau-Grundgutachten und weiterer Unterlagen fällt und dass dieser Richtwert nur bei entsprechender Qualität der Archive eingehalten werden kann. Bei der 2. Stufe ist der Aufwand stark von der Komplexität der Brücke abhängig.

Im letzten Schritt der 1. und 2. Stufe erfolgt bei den als nicht genügend erdbebensicher eingestuften Brücken eine Prioritätensetzung für die erforderlichen Massnahmen in die folgenden drei Kategorien:

- Sofortmassnahmen
- 1. Priorität
- 2. Priorität

Die Prioritätensetzung erfolgt aufgrund des Erfüllungsfaktors bei den quantitativen Kriterien (z.B. Absturzsicherung) und der Anzahl und Schwere der Mängel bei den qualitativen Kriterien sowie aufgrund der Bedeutung des Bauwerkes (BWK). Massnahmen in der Kategorie "Sofortmassnahmen" sind nur in Ausnahmefällen bei extrem gefährlichen Verhältnissen vorzusehen.

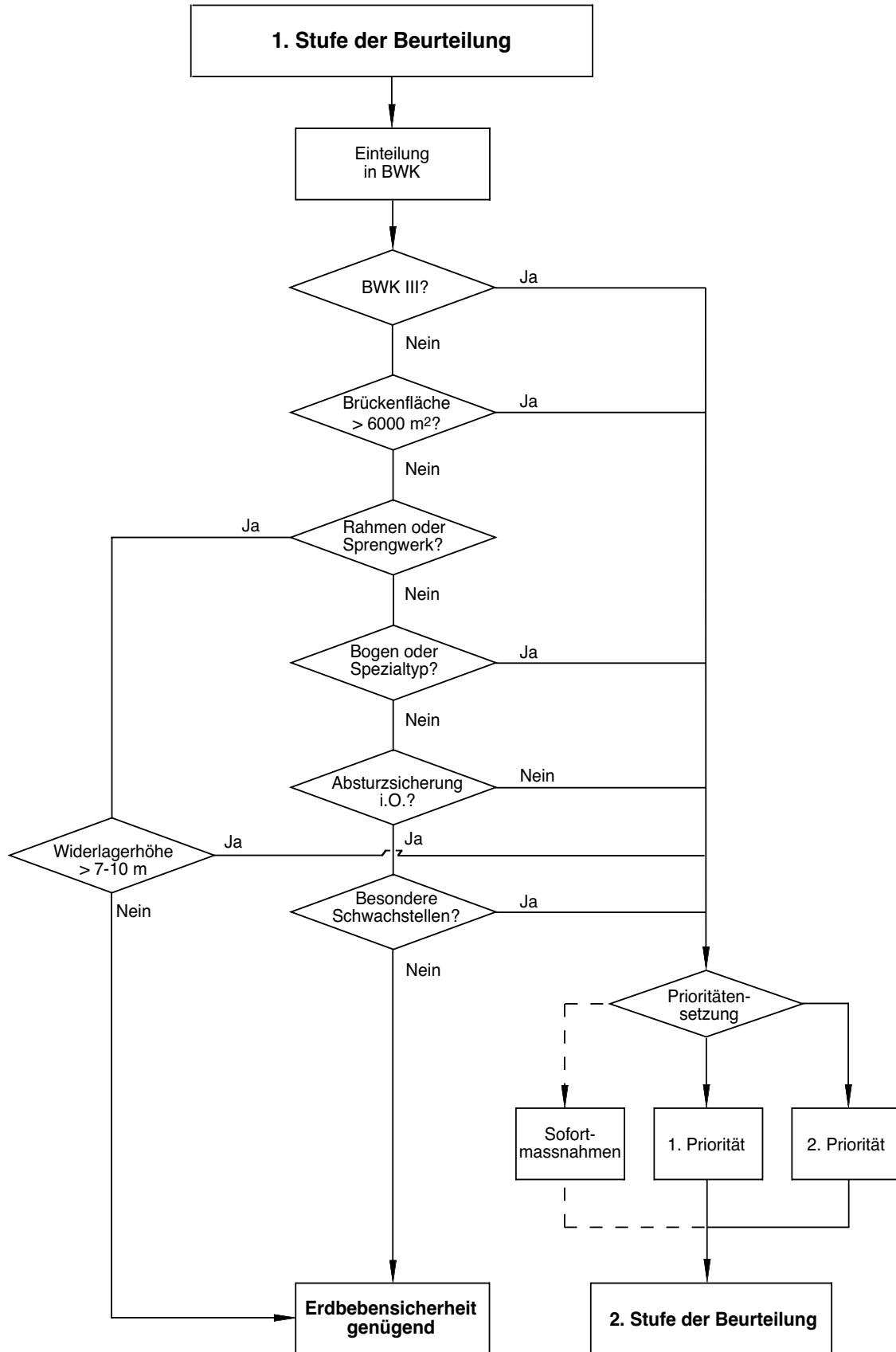


Bild 5.1: Ablaufschema der 1. Stufe der Beurteilung der Erdbebensicherheit von bestehenden Strassenbrücken

## 5.2 1. Stufe der Beurteilung

Die 1. Stufe der Beurteilung erfolgt der Reihe nach folgenden einfachen Kriterien:

1. Einstufung in eine der drei Bauwerksklassen (BWK).
2. Die Brücke gehört in die höchste Bauwerksklasse (BWK III).
3. Die Brückenfläche beträgt mehr als 6'000 m<sup>2</sup>.
4. Die Brücke ist eine Rahmen- oder Sprengwerkbrücke ohne Fugen und ohne Fahrbahnübergänge.
5. Die Brücke ist eine Bogen- oder Schrägseilbrücke oder ein anderer spezieller Brückentyp.
6. Die Absturzsicherung bei den Widerlagern ist eingehalten.
7. Die Brücke weist besondere Schwachstellen bezüglich Erdbebenverletzbarkeit auf wie Gerbergelenke, Zwischenfugen über Stützen, Absturzgefährdung in Querrichtung, angehängte Rampenbrücken, Zuglager, Krümmung mit Öffnungswinkel grösser 35°, Schiefe über 45°, extreme Quersteifigkeitsunterschiede benachbarter Stützen, hohe Widerlagerwände, Rutschungsgefährdung, oder eine Gasleitung wird durch die Brücke geführt (Brandgefahr).
8. Prioritätensetzung für die Bearbeitung in der 2. Stufe, falls die Erdbebensicherheit als nicht genügend erkannt wird.

Der Ablauf der 1. Stufe der Beurteilung ist in Bild 5.1 schematisch dargestellt und die zugehörige Checkliste im Umfang von einer A4-Seite befindet sich im Kapitel 11 (Anhang A). Die Beurteilung erfolgt aufgrund einer Besichtigung der Brücke und aufgrund der Pläne. Für jedes Bauwerk ist die Checkliste vollständig auszufüllen und die Bauwerksskizze (Katasterplan) im Format A4 oder A3 beizulegen. Die einzelnen Beurteilungskriterien der 1. Stufe werden im Kapitel 6 im Detail beschrieben.

## 5.3 2. Stufe der Beurteilung

Die 2. Stufe der Beurteilung wird nur von denjenigen Brücken durchlaufen, die in der 1. Stufe als nicht genügend erdbebensicher ausgeschieden sind. Die Untersuchungen in der 2. Stufe entsprechen im Wesentlichen einem Nachweis der Erdbebensicherheit gemäss den neuen Tragwerksnormen SIA 260 bis 267 in Verbindung mit dem Eurocode 8 Teil 3 [EC 8-3] und dem Merkblatt SIA 2018 *Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben* [SIA 2018].

Die in der 2. Stufe zu untersuchenden Kriterien sind:

- Nachweis der Tragsicherheit des gesamten Tragwerks für die Bemessungssituation Erdbeben
- Überprüfung der Absturzsicherung bei Spezialfällen wie Gerbergelenken, Zwischenfugen über Stützen, angehängten Rampenbrücken, starke Krümmung oder Schiefe
- Überprüfung der geotechnischen Aspekte für die Bemessungssituation Erdbeben
- Nachweis der Gebrauchstauglichkeit bei BWK III.

Der Ablauf der 2. Stufe der Beurteilung ist in Bild 5.2 schematisch dargestellt. Hinweise zum Vorgehen beim Nachweis der Tragsicherheit für die Bemessungssituation Erdbeben bei bestehenden Brücken befinden sich in Kapitel 7. Bei Balkenbrücken der BWK I in den Zonen Z1 und

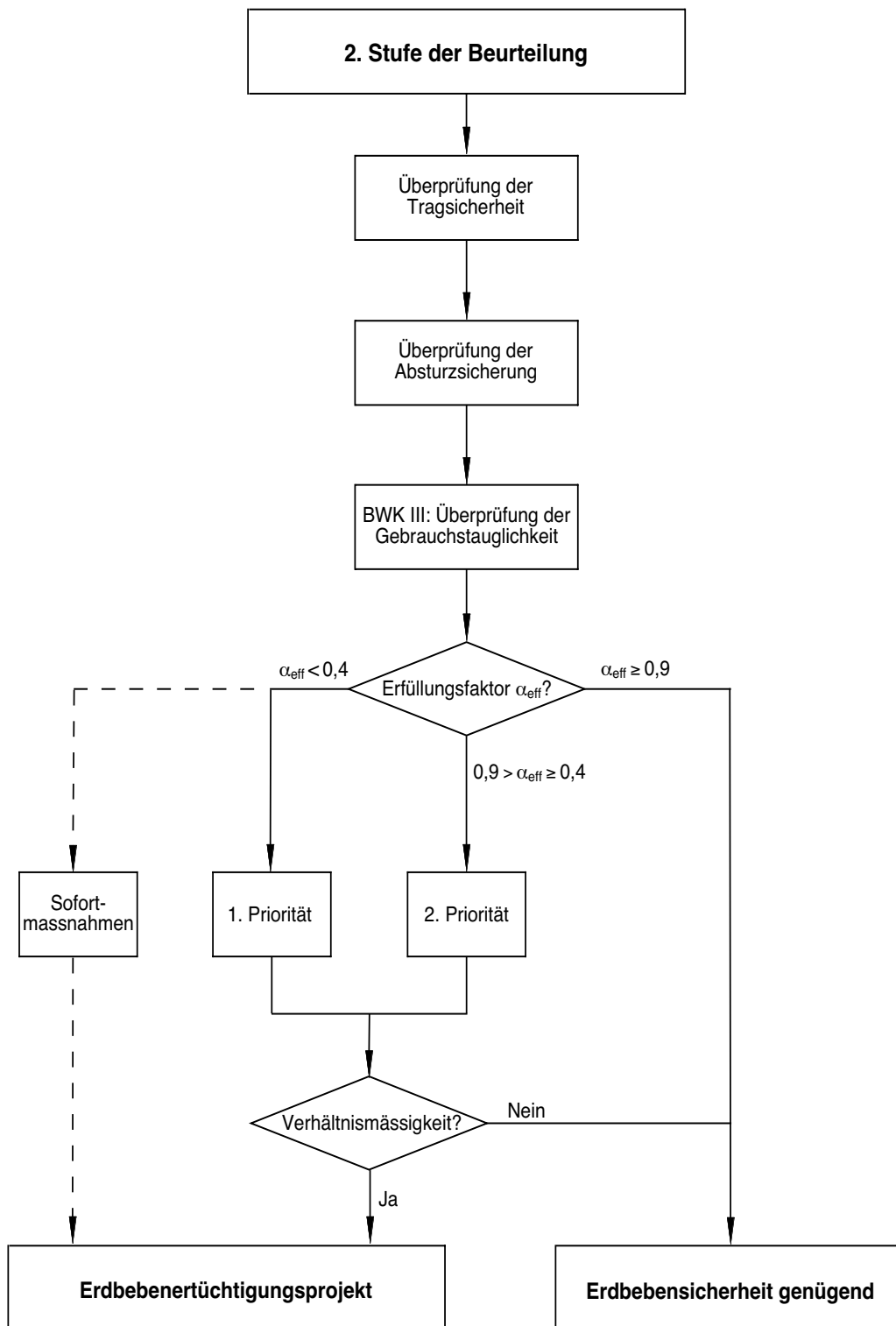


Bild 5.2: Ablaufschema der 2. Stufe der Beurteilung der Erdbebensicherheit von bestehenden Strassenbrücken



Z2 darf auf den Nachweis der Tragsicherheit verzichtet werden, falls die Bedingungen der Absturzsicherung in Längsrichtung voll erfüllt sind und auch in Querrichtung ein Absturz des Brückenträgers aus konstruktiven Gründen ausgeschlossen werden kann. Die Überprüfung der Absturzsicherung erfolgt analog zum Vorgehen in der 1. Stufe (Kapitel 6.6). Beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit bei BWK III ist zu überprüfen, ob die Bewegungen in Längs- und Querrichtung unter der Wirkung des Gebrauchstauglichkeitserdbebens gemäss Normen SIA 260 und 261 aufgenommen werden können (Kapitel 6.1.3 und 7.4).

Als letzter Schritt erfolgt bei den in der 2. Stufe als nicht genügend erdbebensicher klassierten Brücken wiederum eine Prioritätensetzung für das weitere Vorgehen. Dazu eignet sich insbesondere der Erfüllungsfaktor  $\alpha_{eff}$  gemäss Merkblatt SIA 2018 aus den rechnerischen Überprüfungen (siehe Bild 5.2).

Wenn die Nachweise der Tragsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit für Erdbebeneinwirkung bei einer bestehenden Brücke nicht voll erfüllt werden können, ist nicht in jedem Fall eine Ertüchtigung erforderlich, sondern es ist vorerst in sinngemässer Anwendung des Merkblatts SIA 2018 die Verhältnismässigkeit der Massnahmenkosten zu überprüfen, wie im Kapitel 7.5 dargestellt. Hinweise für erdbebengerechte Strategien der Ertüchtigung sind im Kapitel 8 zusammengestellt. Alternativ zu baulichen Massnahmen ist auch die Möglichkeit einer Deklassierung der Brücke in eine niedrigere Bauwerksklasse gemäss Kapitel 8.8 zu prüfen.

#### 5.4 Vergleich mit BWG-Methodik für Gebäude

Die Koordinationsstelle für Erdbebenvorsorge des Bundesamts für Wasser und Geologie (BWG) entwickelte für die Beurteilung der Erdbebensicherheit von bestehenden Gebäuden ein dreistufiges Konzept mit aufsteigender Untersuchungstiefe und Aufwand pro Stufe [SKB 02]:

- Stufe 1  
Ermittlung einer Risikokennzahl mit Checkliste  
Aufwand < 1 Tag pro Gebäude
- Stufe 2  
Einfache Berechnungen und detaillierte Checklisten  
Aufwand 1 bis 3 Tage pro Gebäude
- Stufe 3  
Ausführlicher Nachweis des Erdbebenverhaltens  
Aufwand > 1 Woche pro Gebäude.

Auf jeder Stufe werden diejenigen Gebäude ausgeschieden, die eine ausreichende Erdbebensicherheit aufweisen. Die in Stufe 1 ermittelte Risikokennzahl erlaubt, eine Klassierung der Gebäude nach Erdbebenrisiko vorzunehmen. Da kein direkter Bezug zwischen Methodik der Stufe 1 und normgemässer Bemessung besteht, kann kein präziser Grenzwert der Risikokennzahl definiert werden, der erdbebensichere von nicht erdbebensicheren Gebäuden trennt. Infolgedessen resultiert aus der Beurteilung der Stufe 1 keine eindeutige Antwort, ob ein Gebäude genügend erdbebensicher ist oder nicht und es können nur gerade die offensichtlich erdbebensicheren Gebäude herausgefiltert werden.

Das hier vorgestellte zweistufige Konzept für Brücken baut auf dem dreistufigen BWG-Konzept für Gebäude auf. Es berücksichtigt ferner wichtige Unterschiede zwischen Brücken und

Gebäuden. Im Vergleich zum BWG-Konzept umfasst die 1. Stufe der Beurteilung bei Brücken Elemente der Stufe 1 und der Stufe 2. Die 2. Stufe bei Brücken entspricht weitgehend der Stufe 3 bei Gebäuden. Da das Tragsystem für horizontale Einwirkungen bei Brücken leichter zu erkennen ist als bei Gebäuden und da bei Brücken im Allgemeinen auch die Verfügbarkeit der entsprechenden Ingenieurpläne besser ist, können einfache Berechnungen bereits in die 1. Stufe einbezogen werden. Dies erlaubt eine einfachere Abgrenzung zwischen genügender oder möglicherweise ungenügender Erdbebensicherheit bereits aufgrund der Resultate der 1. Stufe vorzunehmen.

Beim möglichen Schadensausmass haben bei Brücken die zeitliche Personenbelegung und der Ersatzwert verglichen mit der Funktion als Verbindungsglied in einem Strassenzug eine untergeordnete Bedeutung. Eine Differenzierung der Brücken bezüglich der möglichen Folgen eines Einsturzes erfolgt deshalb nur über die Einstufung in eine der drei Bauwerksklassen gemäss Norm SIA 261 sowie über ein Flächenkriterium.

## 6 Beurteilungskriterien der 1. Stufe

### 6.1 Einteilung in eine Bauwerksklasse

Zu Beginn der 1. Stufe der Beurteilung ist die Brücke in eine der drei Bauwerksklassen (BWK) einzuteilen. Dies hat im Rahmen einer übergeordneten Planung für ganze Verkehrswege und nicht etwa für jedes einzelne Objekt separat zu erfolgen. Als Entscheidungshilfe dienen die Einteilungskriterien in den folgenden Abschnitten 6.1.1 und 6.1.2. Die Einteilung in die Bauwerksklasse erfolgt in Absprache mit dem ASTRA.

#### 6.1.1 Einteilungskriterien gemäss Norm SIA 261

Die Einteilungskriterien für die drei Bauwerksklassen gemäss der neuen Norm SIA 261 entsprechen weitgehend der bisherigen Norm SIA 160. Die allgemeinen Kriterien für alle Bauwerke sind die mittlere Personenbelegung, das Schadenpotenzial und die Gefährdung der Umwelt infolge eines Versagens und die Bedeutung des Bauwerks für die Katastrophenbewältigung unmittelbar nach einem Erdbeben. Auch die in der Norm genannten Beispiele für die Einteilung der Brücken sind gleich wie früher geblieben [SIA 261]:

- Bauwerksklasse I:  
Brücken von untergeordneter Bedeutung nach einem Erdbeben (z.B. Fusswegbrücken und land- und forstwirtschaftlich genutzte Brücken), sofern sie nicht über Verkehrswege von erheblicher Bedeutung führen.
- Bauwerksklasse II:  
Brücken von erheblicher Bedeutung nach einem Erdbeben sowie Brücken, die über Verkehrswege mit erheblicher Bedeutung nach einem Erdbeben führen.
- Bauwerksklasse III:  
Brücken von grosser Bedeutung für die Zugänglichkeit eines Gebietes nach einem Erdbeben.

#### 6.1.2 Einteilungskriterien für bestehende Strassenbrücken

Die Einteilungskriterien der Norm SIA 261 und die sich daraus ergebenden Anforderungen an die Erdbebenbemessung gelten primär für neu zu projektierende Bauwerke. Bei bestehenden Strassenbrücken empfiehlt es sich, als weiteres Kriterium Szenarioüberlegungen *Was-Wäre-Wenn?* für die Einteilung in eine Bauwerksklasse heranzuziehen. Dabei steht die akzeptable Dauer der Nutzungseinschränkung des Brückenobjekts nach einem starken Erdbeben im Vordergrund:

1. Nach einem Erdbeben von der Grössenordnung des Bemessungsbebens für den Gebrauchstauglichkeitsnachweis (Wiederkehrperiode 200 Jahre):
  - BWK III: uneingeschränkte Nutzung unmittelbar nach dem Erdbeben
  - BWK I und II: eingeschränkte Nutzung nach 1 bis 2 Tagen möglich
2. Nach einem Erdbeben von der Grössenordnung des Bemessungsbebens für den Tragsicherheitsnachweis (Wiederkehrperiode 475 Jahre):
  - BWK III: leicht eingeschränkte Nutzung nach wenigen Stunden möglich

- BWK II: eingeschränkte Nutzung nach 2 bis 3 Tagen möglich
- BWK I: eingeschränkte Nutzung nach 1 bis 3 Wochen möglich.

Daraus abgeleitet ergibt sich die folgende Empfehlung für die Einteilung bestehender Strassenbrücken in eine der drei Bauwerksklassen:

- BWK III: Autobahnbrücken ohne akzeptable Alternativrouten, Brücken auf Zufahrtswegen zu Lifeline-Gebäuden der BWK III, Brücken von grosser Bedeutung für die Zugänglichkeit eines Gebietes nach einem Erdbeben ohne akzeptable Alternativrouten.
- BWK II: Autobahnbrücken, falls akzeptable Alternativrouten vorhanden sind, Brücken, die über Verkehrswege der BWK III oder der BWK II führen.
- BWK I: übrige Brücken.

Die Anforderungen bezüglich Erdbebenbemessung an Brücken der höchsten Bauwerksklasse (BWK III) sind relativ streng. Damit die Brücke uneingeschränkt befahrbar bleibt, dürfen praktisch keine Schäden toleriert werden. Die Erdbebeneinwirkung wird bei BWK III meist massgebend für die Auslegung der Fahrbahnübergänge. Die bestehenden Strassenbrücken erfüllen diese Anforderungen an die BWK III häufig nicht. Eine Einteilung in die BWK III ist deshalb nur dort vorzunehmen, wo das Bemessungsziel der uneingeschränkten Befahrbarkeit nach dem Erdbeben wirklich gerechtfertigt ist, z.B. im Zuge der einzigen Zufahrtsstrasse zu einem Akutspital der BWK III. Insbesondere bei Autobahnen mit 6 oder mehr Spuren und einer entsprechenden Verkehrsbelastung ist auch die Kapazität der Alternativrouten in die Überlegungen einzubeziehen.

### 6.1.3 Konsequenzen für die Bemessung

Die Bauwerksklasse wirkt sich beim Tragsicherheitsnachweis auf die Höhe des Bemessungsbebens aus. Bei BWK III ist zusätzlich ein Nachweis der Gebrauchstauglichkeit vorgeschrieben (Tabelle 6.1). Die Verbindlichkeit der Massnahmen bei der Foundation (30% höheren Tragwiderstand bei nicht zugänglichen Foundationsteilen) wird ferner nach Bauwerksklasse abgestuft.

	BWK I	BWK II	BWK III
Bedeutungsfaktor $\gamma_f$	1,0	1,2	1,4
Wiederkehrperiode des Bemessungsbebens für den Tragsicherheitsnachweis	475 Jahre	800 Jahre	1200 Jahre
Reduktionsfaktor für den Gebrauchstauglichkeitsnachweis	kein Nachweis erforderlich	kein Nachweis erforderlich	0,5
Wiederkehrperiode des Bemessungsbebens für den Gebrauchstauglichkeitsnachweis	kein Nachweis erforderlich	kein Nachweis erforderlich	200 Jahre

Tabelle 6.1: Bedeutungsfaktor  $\gamma_f$  und Wiederkehrperiode des Bemessungsbebens in Funktion der Bauwerksklasse (BWK)

Gemäss Norm SIA 261 erfolgt die Differenzierung des Tragsicherheitsnachweises nach Bauwerksklassen neu über den Bedeutungsfaktor  $\gamma_f$ , der im Bemessungsspektrum und im Bemessungswert der Bodenverschiebung als Multiplikationsfaktor erscheint. Es werden nicht mehr

wie früher in der Norm SIA 160 die zugelassenen Schäden unter der Wirkung ein und desselben Bemessungsbebens abgestuft, sondern der Referenzwert wird mit dem Bedeutungsfaktor von  $\gamma_f = 1,0$  für BWK I,  $\gamma_f = 1,2$  für BWK II und  $\gamma_f = 1,4$  für BWK III multipliziert. Die Multiplikation mit dem Bedeutungsfaktor kann auch als eine Verlängerung der Wiederkehrperiode des entsprechenden Bemessungsbebens vom Referenzwert von 475 Jahren bei BWK I auf etwa 800 Jahre bei BWK II und 1200 Jahre bei BWK III betrachtet werden (Tabelle 6.1). Effektiv bleiben die Unterschiede bei den rechnerischen Nachweisen zwischen den Normen SIA 160 und SIA 261 gering, da auch früher eine Abstufung des Verformungsbeiwertes K zwischen den Bauwerksklassen in ähnlicher Grössenordnung wie neu beim Bedeutungsfaktor  $\gamma_f$  vorgenommen worden ist.

Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit ist im Gegensatz zur Norm SIA 160 nicht mehr für den gleichen Bemessungswert wie bei der Tragsicherheit zu führen, sondern neu nur noch für den halben Wert (Reduktionsfaktor 0,5 in Tabelle 6.1). Dabei ist zu beachten, dass sich diese Halbierung auf den 1,4-fachen Referenzwert bezieht, da bei BWK III ein Bedeutungsfaktor von  $\gamma_f = 1,4$  zu berücksichtigen ist, d.h. effektiv erfolgt der Gebrauchstauglichkeitsnachweis für den 0,7-fachen Referenzwert des Bemessungsbebens (siehe Gleichung (260.23) in [SIA 260]). Daraus ergibt sich eine Reduktion der Wiederkehrperiode für das Gebrauchstauglichkeitserdbeben auf etwa 200 Jahre.

## 6.2 Bauwerksklasse III

Nach der Einstufung in eine Bauwerksklasse werden beim 1. Kriterium der 1. Stufe die Brücken der höchsten Bauwerksklasse (BWK III) zur näheren Überprüfung der Erdbebensicherheit in die 2. Stufe verwiesen. Da bei bestehenden Brücken die Dehnwege der Fahrbahnübergänge und der Lager häufig nicht auf Erdbeben ausgelegt wurden, muss a priori davon ausgegangen werden, dass diese die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit bei BWK III nicht erfüllen. Der entsprechende Nachweis ist zu aufwendig für die rasche Beurteilung in der 1. Stufe. Deshalb werden die Brücken der BWK III direkt der Beurteilung der 2. Stufe zugewiesen, wo gleichzeitig auch die Tragsicherheit umfassend überprüft werden muss.

## 6.3 Brückenfläche

Im 2. Kriterium der 1. Stufe der Beurteilung werden Brücken mit einer Brückenfläche grösser als  $6'000 \text{ m}^2$  zur näheren Überprüfung der Erdbebensicherheit in die 2. Stufe verwiesen. Die Brückenfläche hat einen grossen Einfluss auf das mögliche Schadensausmass bei einem Einsturz. Je grösser die Brückenfläche desto mehr Personen könnten auf, unter oder neben der Brücke von einem Einsturz betroffen werden. Auch ist der Wert der Brücke in erster Linie von der Brückenfläche abhängig. Aufgrund einer Risikobetrachtung soll vermieden werden, dass besonders grosse Brücken der BWK I und II einzig aufgrund relativ oberflächlicher Beurteilungen in der 1. Stufe als genügend erdbebensicher bezeichnet werden.

## 6.4 Rahmen- und Sprengwerkbrücken

Im 3. Kriterium der 1. Stufe der Beurteilung werden im Boden eingebettete Rahmen- und Sprengwerkbrücken als genügend erdbebensicher ausgeschieden. Voraussetzung dafür ist, dass es sich um einfache monolithische Brücken ohne Gelenke, Lager und dergleichen handelt



*Bild 6.1: Bei der 1. Stufe der Beurteilung werden im Boden eingebettete, monolithische Rahmenbrücken als genügend erdbebensicher ausgeschieden*

(Bild 6.1 und Bild 6.2). Typisch für diesen Brückentyp ist ferner, dass eigentliche Fahrbahnübergangskonstruktionen bei den Widerlagern fehlen. Anstelle davon kann eine einfache Fuge in der Fahrbahn vorhanden sein. Bei diesem Brückentyp ist bei stärkeren Erdbeben mit leichten Dammsetzungen unmittelbar neben der Brücke zu rechnen, die jedoch die Befahrbarkeit nur leicht einschränken dürften.

Der in [BM 03] als “klassische V-Stiel-Brücke ohne Widerlager“ bezeichnete Brückentyp wird ebenfalls zu den Sprengwerkbrücken gezählt und in der 1. Stufe als genügend erdbebensicher ausgeschieden, solange es sich um monolithische Brücken handelt. Dieser Brückentyp ist als Überführung über Autobahnen verbreitet (Bild 6.2). Problematisch könnte bei den V-Stiel-Brücken ein Abscheren der eingebetteten vorgespannten Zugstiele beim Anschluss an den Brückenträger werden. Im Allgemeinen kann jedoch die Verformbarkeit der Zugstiele als ausreichend für die zu erwartenden Bodenverschiebungen angenommen werden.

Besonders hohe Rahmen- und Sprengwerkbrücken mit einer lichten Höhe über 7 m in Zonen Z3a und Z3b, über 8 m in Zone Z2 oder über 10 m in Zone Z1 fallen unter das 6. Kriterium “Besondere Schwachstellen“ und dürfen hier nicht als genügend erdbebensicher ausgeschieden werden (Kapitel 6.7).

## 6.5 Bogen- und Schrägseilbrücken

Die Bogen- und Schrägseilbrücken und andere Spezialtypen werden im 4. Kriterium ausgeschieden und ohne weitere Untersuchungen direkt in die 2. Stufe der Beurteilung verwiesen. Die verbleibenden Kriterien der 1. Stufe (Kapitel 6.6 und Kapitel 6.7) richten sich nur an Balkenbrücken.

## 6.6 Absturzsicherung bei Balkenbrücken

Beim 5. Kriterium der 1. Stufe der Beurteilung ist bei Balkenbrücken mit Durchlaufträger ohne Zwischenfugen oder mit einem einzigen einfachen Balken die Absturzsicherung in Längsrichtung bei den Widerlagern quantitativ aufgrund der Angaben in den Kapiteln 6.6.1 und 6.6.2 zu überprüfen. Die zugehörigen Gleichungen (6.1), (6.2) und (6.3) basieren auf der neuesten Fas-



Bild 6.2: Bei der 1. Stufe der Beurteilung werden im Boden eingebettete, monolithische Sprengwerkbrücken als genügend erdbebensicher ausgeschieden

sung des Teils Brücken des Eurocodes 8 aus dem Jahre 2004 [EC 8-2]. Diese weichen von den entsprechenden Gleichungen in Ziffer 16.4.4 der Norm SIA 261 ab, die früheren Versionen des Eurocodes 8 bis zum Jahre 2003 entsprechen. Die Differenz besteht im Anteil aus der räumlichen Variation der Erdbebenanregung, der neu rascher mit der Brückenlänge ansteigt. Die Minimal- und Maximalwerte für die Auflagerbedingungen bleiben unverändert.

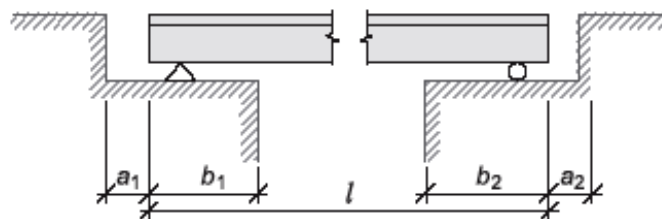


Bild 6.3: Auflagerbedingungen bei den Widerlagern zur Absturzsicherung von Brückenträgern bei fester Längslagerung [SIA 261]

Die Ist-Werte der Auflagerbedingungen bei den Widerlagern  $a_{i,Ist}$  und  $b_{i,Ist}$  sind in die Skizze der Checkliste der 1. Stufe einzutragen (siehe Bild 6.3 und Anhang A). Anschliessend ist der Erfüllungsfaktor der Absturzsicherung zu bestimmen (kleinerer Wert des Verhältnisses  $b_{i,Ist} / b_{i,Soll}$  bei beiden Widerlagern) und ebenfalls auf der Checkliste festzuhalten. Der Erfüllungsfaktor dient zur Prioritätensetzung nach der 1. Stufe der Beurteilung.

Die Balkenbrücken mit Zwischenfugen sind hier nicht weiter zu untersuchen. Diese werden direkt in die 2. Stufe der Beurteilung verwiesen, da deren Überprüfung aufwendiger ist und häufiger mit zu kurzen Auflagerbereichen gerechnet werden muss.

### 6.6.1 Schwimmende Lagerung

Bei beiden Widerlagern ist zu überprüfen, ob die Mindestabmessung  $b_2$  der Auflagerbank gemäss Gleichung (6.1) und Bild 6.3 eingehalten ist. Für Länge  $l$  ist die Distanz vom betrachteten Widerlager zum Steifigkeitszentrum (theoretischer Bewegunnullpunkt unter Tempera-

tureinwirkung) der schwimmenden Lagerung einzusetzen. Kann die Lage des Steifigkeitszentrums nicht rasch abgeschätzt werden, so ist für die Länge  $l$  gleich wie bei fester Längslagerung die Distanz zwischen den beiden Widerlagern einzusetzen. Eine aufwendige Berechnung der Lage des Steifigkeitszentrums gehört nicht in die 1. Stufe der Beurteilung.

Die Bodenbewegung von zwei Punkten mit einer Distanz grösser als  $l_g$  ist als völlig unkorreliert zu einander anzunehmen, d.h. die beiden Punkte können sich dann maximal um  $2 u_{gd}$  von einander wegbewegen. Die Länge  $l_g$  variiert in Funktion der Baugrundklasse zwischen 300 m und 600 m (Tabelle 6.2).

$$b_2 \geq 0,2 \text{ m} + \left(1,3 + \frac{2l}{l_g}\right) u_{gd} \leq 0,2 \text{ m} + 3,3 u_{gd} \tag{6.1}$$

Auf der rechten Seite von Gleichung (6.1) stellt der Term 0,2 m den festgelegten Minimalwert der Überlappungslänge dar, um den Absturz des Brückenträgers zu verhindern. Die Grösse  $1,3 u_{gd}$  ist gleich dem Maximalwert der Verformungsverschiebung  $\Delta_v$  des Brückenträgers relativ zu den Stützenfundamenten und  $(2l/l_g)u_{gd}$  berücksichtigt die Verschiebung des Widerlagers relativ zu den Stützenfundamenten.

Baugrundklasse	A	B	C	D	E
Länge $l_g$	600 m	500 m	400 m	300 m	500 m

Tabelle 6.2: Länge  $l_g$  für die Absturzsicherung in Funktion der Baugrundklasse

Die maximale Bodenverschiebung, der sogenannte Bemessungswert der Bodenverschiebung  $u_{gd}$ , wird in Ziffer 16.2.4.3 der Norm SIA 261 in Funktion des Bedeutungsfaktors, des Bemessungswertes der Bodenbeschleunigung und der Parameter des elastischen Antwortspektrums gegeben (Gleichung 34 der Norm SIA 261). In Tabelle 6.3 sind die Werte für BWK I ( $\gamma_f = 1,0$ ) berechnet, für BWK II müssten sie noch mit  $\gamma_f = 1,2$ , bzw. für BWK III mit  $\gamma_f = 1,4$  multipliziert werden.

Die Zahl 1,3 in Gleichung (6.1) entspricht dem Amplifikationsfaktor des Verschiebungsspektrums, d.h. dem Verhältnis zwischen grösster Spektralverschiebung und Bodenverschiebung. Der Maximalwert der Spektralverschiebung des elastischen Bemessungsspektrums  $S_{ud}$  wird im Merkblatt SIA 2018, Ziffer 5.3.2 Gleichung (6), bei der Erdbebeneinwirkung für das verformungsbasierte Verfahren festgelegt. Bildet man nun das Verhältnis zwischen Maximalwert der Spektralverschiebung und dem Bemessungswert der Bodenverschiebung, so erhält man den Amplifikationsfaktor des Verschiebungsspektrums  $S_{ud}/u_{gd} = 0,063/0,05 = 1,26$  oder gerundet 1,3, wie oben in Gleichung (6.1) verwendet.

Maximal muss die Auflagerbankbreite  $b_2$  in Gleichung (6.1) nicht grösser vorgesehen werden als  $0,2 \text{ m} + 3,3 u_{gd}$ . Der Anteil  $3,3 u_{gd}$  setzt sich zusammen aus dem erwähnten Maximalwert der Spektralverschiebung  $1,3 u_{gd}$  des Brückenträgers relativ zu den Stützenfundamenten und je einmal der maximalen Bodenverschiebung  $1,0 u_{gd}$  für die maximale Verschiebung des Widerlagers sowie der Stützenfundamente.



Baugrundklasse		Zone Z1	Zone Z2	Zone Z3a	Zone Z3b
<b>A</b>	Harter Fels (z.B. Granit, Gneis, Quarzit, Kieselkalk, Kalk) oder weicher Fels (z.B. Sandstein, Nagelfluh, Juramergel, Opalinuston) unter max. 5 m Lockergesteinsabdeckung	2 cm	4 cm	5 cm	6 cm
<b>B</b>	Ablagerungen von grossräumig zementiertem Kies und Sand und/oder vorbelastete Lockergesteine mit einer Mächtigkeit über 30 m	4 cm	6 cm	8 cm	10 cm
<b>C</b>	Ablagerungen von normal konsolidiertem und unzementiertem Kies und Sand und/oder Moränenmaterial mit einer Mächtigkeit über 30 m	5 cm	7 cm	9 cm	11 cm
<b>D</b>	Ablagerungen von nicht konsolidiertem Feinsand, Silt und Ton mit einer Mächtigkeit über 30 m	6 cm	11 cm	14 cm	17 cm
<b>E</b>	Alluviale Oberflächenschicht der Baugrundklassen C oder D mit einer Mächtigkeit zwischen 5 und 30 m über einer steiferen Schicht der Baugrundklassen A oder B	4 cm	7 cm	9 cm	11 cm

Tabelle 6.3: Bemessungswert der Bodenverschiebung  $u_{gd}$  für BWK I ( $\gamma_f = 1,0$ ) in Funktion der Baugrundklasse und der Erdbebenzone

### 6.6.2 Feste Lagerung auf einem Widerlager

Da feste Lager auf einem Widerlager häufig bereits in der Anfangsphase eines Erdbebens beschädigt oder zerstört werden, besteht die Gefahr, dass das Längslagerungssystem von fester Lagerung in schwimmende Lagerung mit Reibung umgewandelt wird und dass in der Folge der Träger abstürzen kann. Deshalb ist auch bei fester Lagerung die Absturzsicherung gemäss Gleichungen (6.2) und (6.3) und Bild 6.3 zu überprüfen. Für  $l$  ist die Distanz zwischen den beiden Widerlagern (Trägerlänge) einzusetzen. Die Länge  $l_g$  kann wie bei der schwimmenden Lagerung der Tabelle 6.2 in Funktion der Baugrundklasse entnommen werden.

$$b_1 \geq 0,2 m + a_2 + \frac{2l}{l_g} u_{gd} \leq 0,2 m + a_2 + 2u_{gd} \tag{6.2}$$

$$b_2 \geq 0,2 m + a_1 + \frac{2l}{l_g} u_{gd} \leq 0,2 m + a_1 + 2u_{gd} \tag{6.3}$$

Die rechte Seite der Gleichungen (6.2) und (6.3) besteht wiederum aus der minimalen Überlappungslänge 0,2 m sowie dem Freiraum  $a_i$  beim gegenüberliegenden Widerlager und der maximalen Relativ-Verschiebung zwischen den beiden Widerlagern. Diese Relativ-Verschiebung kann höchstens zweimal die maximale Bodenverschiebung  $2u_{gd}$  erreichen nämlich dann, wenn beide Widerlager gleichzeitig um je  $u_{gd}$  in Brückenlängsrichtung auseinander bewegt werden.

### 6.7 Besondere Schwachstellen bezüglich Erdbebenverletzbarkeit

Beim letzten Kriterium der 1. Stufe der Beurteilung werden Brücken mit besonderen Schwachstellen bezüglich Erdbebenverletzbarkeit, die sich in vergangenen Erdbeben als besonders kritisch erwiesen haben, ausgedeutert [Pez+ 93] [Thi 01]. Weist eine Brücke mindestens eine der

folgenden Schwachstellen auf, so wird sie als nicht genügend erdbebensicher ausgeschieden und der 2. Stufe der Beurteilung zugewiesen:

- Gerbergelenke (Bild 4.2)
- Zwischenfugen auf Stützen (Bild 4.1)
- Besonders ausgeprägte Absturzgefährdung des Brückenträgers in Querrichtung (Bild 4.4)
- Angehängte Rampenbrücken
- Auf Zug beanspruchte Lager (z.B. beim Widerlager)
- Krümmung im Grundriss mit Öffnungswinkel über  $35^\circ$
- Schiefe im Grundriss über  $45^\circ$
- Extreme Unterschiede in der Quersteifigkeit benachbarter Stützen (z.B. stark gedrungene Stütze zwischen schlanken Stützen)
- Lichte Höhe der Widerlagerwände über 7 m in Zonen Z3a und Z3b, über 8 m in Zone Z2 oder über 10 m in Zone Z1
- Foundationen oder Pfeiler durch Hangrutschungen gefährdet
- Gasleitung im Brückenträger.

Die quantitativen Kriterien der Schwachstellen dürfen mit einer gewissen Flexibilität angewendet werden. Wenn z.B. die Auflagerbedingungen einer Brücke mit einer Schiefe über  $45^\circ$  konstruktiv derart ausgebildet sind, dass ein Absturz in Längs- und in Querrichtung ausgeschlossen werden kann, dann muss die Schiefe nicht als Schwachstelle eingestuft werden.

## 7 Beurteilungskriterien der 2. Stufe

Im Rahmen der 2. Stufe der Beurteilung ist die Tragsicherheit für die Bemessungssituation Erdbeben in Längs- und Querrichtung zu überprüfen. Dies kann entweder mit dem üblichen kraftbasierten Verfahren oder alternativ mit dem verformungsbasierten Verfahren erfolgen. Bei Balkenbrücken der BWK I in den Zonen Z1 und Z2 darf auf den Nachweis der Tragsicherheit verzichtet werden, falls die Bedingungen der Absturzsicherung in Längsrichtung voll erfüllt sind und auch in Querrichtung ein Absturz des Brückenträgers aus konstruktiven Gründen ausgeschlossen werden kann.

### 7.1 Kraftbasierte Überprüfung

Die kraftbasierte Überprüfung entspricht dem Vorgehen gemäss den Normen SIA 261 und SIA 262 bei Stahlbeton bzw. SIA 263 bei Stahlbau. Die Erdbebeneinwirkung ist durch das Bemessungsspektrum gegeben, wobei der Minimalwert des Bemessungsspektrums bei langen Schwingzeiten ( $0,1\gamma_f a_{gd}/g$  gemäss Gleichung (33) in der Norm SIA 261), gleich wie bei der verformungsbasierten Überprüfung, nicht eingehalten werden muss. Dagegen sind bei langen Schwingzeiten den Einflüssen der 2. Ordnung besondere Beachtung zu schenken.

Zur Ermittlung der massgebenden Schwingzeiten ist ein einfaches Tragwerksmodell der Brücke mit mittleren Steifigkeiten bis zum Fliessbeginn zu verwenden (Ziffern 16.5.2.2 und 16.5.5.2 der Norm SIA 261). Wird einfach mit der Steifigkeit der ungerissenen Betonquerschnitte gerechnet, ergeben sich im Allgemeinen zu hohe Erdbebenersatzkräfte, da die effektiven Schwingzeiten von Brücken unter Berücksichtigung der Rissebildung typischerweise in den abfallenden Ast des Bemessungsspektrums fallen.

Im ersten Schritt der Überprüfung sind die plastischen Bereiche im Tragwerk zu bestimmen, die sich unter der Wirkung einer horizontalen Ersatzkraft für einen Verhaltensbeiwert  $q = 1,0$  ergeben. Sind in diesen plastischen Bereichen die konstruktiven Anforderungen für duktilen Tragwerksverhalten gemäss Norm SIA 262 bzw. SIA 263 eingehalten, dürfen die Verhaltensbeiwerte  $q$  für das duktile Tragwerksverhalten in Rechnung gestellt werden, falls ein Schubversagen ausgeschlossen werden kann. Sonst ist nicht-duktilen Tragwerksverhalten mit  $q = 1,5$  oder  $q = 2,0$  je nach Bewehrungsstahl gemäss SIA 262 anzunehmen.

Die Tragfähigkeit der Lager ist ebenfalls zu überprüfen. Die Problematik der Hierarchie der Tragwiderstände zwischen Lager und Stützen bei kraftbasierter Bemessung mit einem Verhaltensbeiwert grösser 1,0 kann am besten mit der verformungsbasierten Überprüfung geklärt werden.

### 7.2 Verformungsbasierte Überprüfung

Kann mit der kraftbasierten Überprüfung die Tragsicherheit für die Bemessungssituation Erdbeben nicht nachgewiesen werden, ermöglicht die verformungsbasierte Überprüfung, das effektiv vorhandene Verformungsvermögen im Tragwerk beim Tragsicherheitsnachweis besser auszunutzen. Dabei wird das Verformungsvermögen in den plastischen Bereichen aufgrund der effektiven konstruktiven Gestaltung des Querschnitts und der Bewehrung sowie den Beanspruchungsverhältnissen und den Baustoffeigenschaften berechnet, anstatt dieses einfach pauschal mit einem Verhaltensbeiwert abzuschätzen.

Die einzelnen Schritte der verformungsbasierten Überprüfung für Stahlbetonstützen lassen sich wie folgt zusammenfassen [SIA 2018], [EC 8-3]:

1. Berechnung einer Kraft-Verschiebungskurve (Pushover-Kurve) für eine horizontale Einwirkung auf Niveau des Brückenträgers bis erstmals die Bruchkrümmung eines plastischen Bereichs erreicht wird (siehe Figur 1 im Merkblatt SIA 2018). Die maximale Schiefstellung der Stütze bzw. die maximalen Bruchkrümmungen der Stützenquerschnitte können dabei gemäss Kapitel 6 *Tragfähigkeit von Betonbauten* des Merkblatts SIA 2018 bestimmt werden. Das Verhalten der Lager ist in die Kraft-Verschiebungskurve einzubeziehen.
2. Das elastische Antwortspektrum der Beschleunigung für 5% Dämpfung gemäss Norm SIA 261 wird in ein Verschiebungsspektrum umgewandelt und mit dem Bedeutungsfaktor multipliziert. Dies ergibt das so genannte elastische Bemessungsspektrum der Verschiebung gemäss SIA 2018.
3. Mit Hilfe des Verschiebungsspektrums werden die horizontalen Zielverschiebungen der einzelnen Stützen der Brücke berechnet.
4. Ist das unter dem 1. Punkt berechnete Verformungsvermögen grösser als die Zielverschiebung, dann ist der Tragsicherheitsnachweis erfüllt. Dies bedeutet, dass in der Kraft-Verschiebungskurve gemäss 1. Punkt bei einer horizontalen Verschiebung gleich der Zielverschiebung noch in keinem plastischen Bereich die Bruchkrümmung überschritten worden ist.

Eine ausführliche Beschreibung des verformungsbasierten Verfahrens findet sich in der Dokumentation SIA D 0211 [Daz 05], [Vog 05], [Wen 05].

### 7.3 Absturzsicherung

Die Überprüfung der Absturzsicherung bei Gebergelenken, Zwischenfugen über Stützen und Widerlagern erfolgt grundsätzlich nach den gleichen Regeln wie bei einfachen Balkenbrücken (siehe Kapitel 6.6). Bei gekrümmten und schiefen Brücken ist auch eine Verdrehung des Brückenträgers um die vertikale Achse zu berücksichtigen.

Wenn die mögliche horizontale Verschiebung des Brückenträgers nicht durch einen massiven Anschlag wie z.B. eine Widerlagerwand oder dergleichen begrenzt wird, sollte die Bemessungsverschiebung infolge Erdbeben mit einem Amplifikationsfaktor  $\gamma_{IS} = 1,5$  analog zu den Bestimmungen für die seismische Isolation gemäss [EC 8-2] multipliziert werden.

### 7.4 Gebrauchstauglichkeit

Bei BWK III sind die Verschiebungswege der Fahrbahnübergänge und der Lager für das Gebrauchstauglichkeitserdbeben in Längs- und Querrichtung nachzuweisen (siehe Kapitel 6.1.3). Die Berechnung der Verformungsverschiebungen erfolgt mit einem Verhaltensbeiwert  $q = 1,0$ . Andernfalls sind die erhaltenen Verformungsverschiebungen gemäss Gleichung (47) der Norm SIA 261 umzurechnen. Für die Steifigkeiten des Tragwerkmodells sind mittlere Werte bis zur Beanspruchung auf Niveau des Gebrauchstauglichkeitserdbebens anzunehmen. Zur Verformungsverschiebung kommt noch die Bodenverschiebung infolge nichtsynchrone Erdbebenanregung hinzu. Dieser Anteil kann analog zum Vorgehen gemäss den Gleichungen (6.1), (6.2) und (6.3) bei der Absturzsicherung abgeschätzt werden.

### 7.5 Beurteilung der Verhältnismässigkeit

Zur Beurteilung der Verhältnismässigkeit von Ertüchtigungsmassnahmen ist vorerst der Erfüllungsfaktor  $\alpha_{eff}$  gemäss Merkblatt SIA 2018 Ziffer 9.1.2 zu bestimmen. Wenn die Nachweise der Tragsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit für die Erdbebeneinwirkung bei einer bestehenden Brücke nicht erbracht werden können ( $\alpha_{eff} < 1$ ), ist nicht in jedem Fall eine Ertüchtigung erforderlich. Analog zum Vorgehen im Merkblatt SIA 2018 bei Gebäuden darf bei bestehenden Brücken eine gewisse Unterdeckung gegenüber den normgemässen Anforderungen für neue Brücken akzeptiert werden. Dabei ist die reduzierte Restnutzungsdauer und die Verhältnismässigkeit der Kosten einer Ertüchtigung gegenüber der erzielten Risikoreduktion zu berücksichtigen. Da bei Brücken die Offenhaltung des Verkehrsweges neben dem Individualrisiko infolge Einsturz wichtig ist, sind zur Beurteilung der Verhältnismässigkeit von Ertüchtigungsmassnahmen die höheren Schwellenwerte des Erfüllungsfaktors für die BWK III des Merkblatts SIA 2018 heranzuziehen. Zu beachten ist ferner, dass bei der Beurteilung mit dem verformungs-basierten Verfahren eine Unterdeckung eher kritischer zu bewerten ist, da die üblichen Reserven des kraftbasierten Verfahrens bereits aktiviert worden sind.

Ab einem Erfüllungsfaktor  $\alpha_{eff} \geq 0,9$  werden keine Massnahmen empfohlen und der Istzustand kann als genügend erdbebensicher akzeptiert werden (siehe Bild 7.1). Im Bereich  $0,9 > \alpha_{eff} \geq 0,4$  kann die Ausarbeitung eines Ertüchtigungsprojekts mit anschliessender Beurteilung der Verhältnismässigkeit in 2. Priorität erfolgen. Falls  $\alpha_{eff} < 0,4$  soll das Ertüchtigungsprojekt in 1. Priorität ausgearbeitet werden (siehe Bild 5.2). In der Regel werden in diesem Fall auch Ertüchtigungsmassnahmen erforderlich.

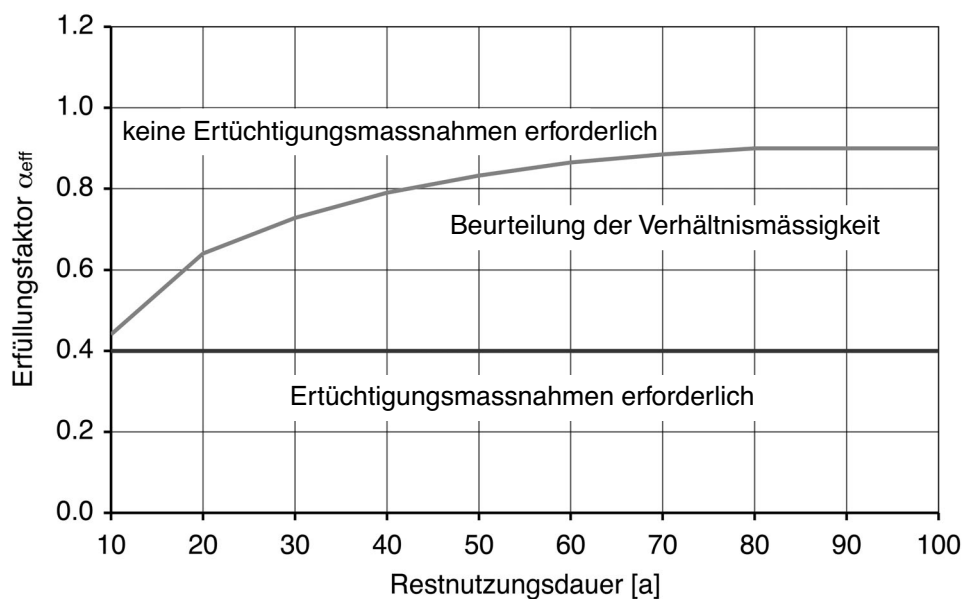


Bild 7.1: Richtwerte für den Erfüllungsfaktor  $\alpha_{eff}$  in Funktion der Restnutzungsdauer des Bauwerks



## 8 Erdbebengerechte Strategien zur Ertüchtigung

### 8.1 Besonderheiten der Erdbebenertüchtigung

Da die Güte des Erdbebenverhaltens eines Bauwerks im Wesentlichen als Produkt aus Duktilität und Tragwiderstand betrachtet werden kann [Bac 02], sind bei der Erdbebenertüchtigung einige Besonderheiten gegenüber einer Verstärkung für statische Lasten zu beachten:

- Eine reine Verstärkung des Tragwerkes kann die Erdbebensicherheit auch ungünstig beeinflussen, da mit der Erhöhung des Tragwiderstandes häufig die Duktilität reduziert und die Steifigkeit erhöht wird.
- Die Erhöhung des plastischen Verformungsvermögens (Duktilität) verbessert die Erdbebensicherheit in jedem Fall.
- Auch eine Schwächung des Tragwerkes kann verbunden mit einer Erhöhung der Duktilität oder einer Reduktion der Steifigkeit die Erdbebensicherheit verbessern.

Mögliche Strategien zur Erdbebenertüchtigung werden in den Kapiteln 8.2 bis 8.8 vom Prinzip her vorgestellt.

### 8.2 Erhöhung des Tragwiderstandes

Eine Erhöhung des Tragwiderstandes ohne Berücksichtigung der Besonderheiten des Erdbebenverhaltens führt oft zu einer Reduktion der vorhandenen Duktilität. Die Strategie 1 in Bild 8.1 zeigt die resultierende Veränderung in der Ebene Tragwiderstand-Duktilität im Vergleich zu den Anforderungen des Tragsicherheitsnachweises. Als Folge der Reduktion der Duktilität muss der Tragwiderstand bei Strategie 1 wesentlich stärker angehoben werden als zum Beispiel bei Strategie 2, wo gleichzeitig auch die Duktilität erhöht wird. In der Ebene Tragwiderstand-Duktilität (Bild 8.1) folgt die Grenze zwischen genügender und ungenügender Erdbe-

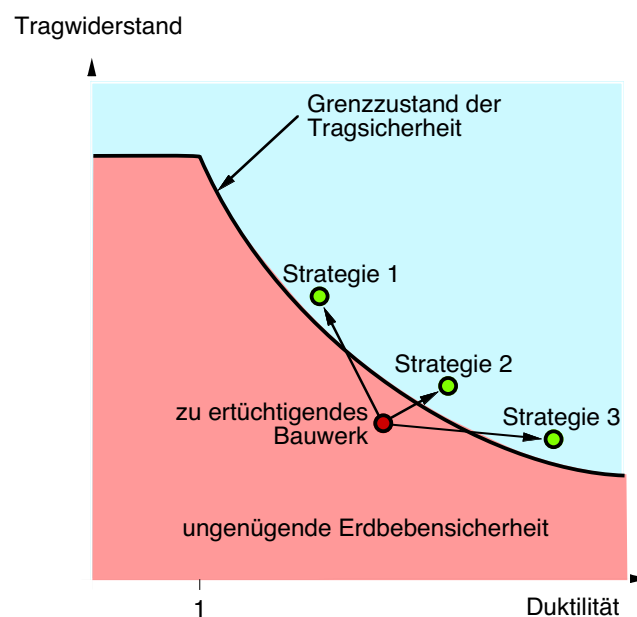


Bild 8.1: Erdbebenertüchtigungsstrategien in der Ebene Tragwiderstand-Duktilität

bensicherheit einer Hyperbel definiert durch die Gleichung: Tragwiderstand mal Duktilität ist gleich einer Konstanten.

Ein typisches Beispiel für die Strategie 2 ist die erdbebengerechte Ummantelung von Stahlbetonstützen, so dass bei geringfügiger Erhöhung des Tragwiderstandes in erster Linie das plastische Verformungsvermögen der Biegeelenke verbessert wird und dank der gleichzeitigen Erhöhung des Schubwiderstands ein sprödes Schubversagen vermieden wird.

### 8.3 Erhöhung der Duktilität

Die Erhöhung der Duktilität ist bei der praktischen Umsetzung meistens mit einer Erhöhung des Tragwiderstandes verbunden (Strategie 2 in Bild 8.1). Denkbar ist auch eine Erhöhung der Duktilität bei gleichzeitiger Reduktion des Tragwiderstandes (Strategie 3 in Bild 8.1), wenn z.B. ein Bauteil mit sprödem Verhalten entfernt wird. Eine Erhöhung der Duktilität verbessert das Erdbebenverhalten, solange dabei der Tragwiderstand nicht im gleichen Ausmass reduziert wird.

### 8.4 Veränderung der Steifigkeit

Die Steifigkeit des Tragwerkes für horizontale Einwirkung bestimmt massgeblich das dynamische Verhalten und damit die Grösse der Erdbebenbeanspruchung. Da die Grundschiebungzeit von Brücken meist in den abfallenden Ast im langsam schwingenden Bereich des Antwortspektrums fällt, bewirkt eine Reduktion der Steifigkeit auch eine Reduktion des erforderlichen Tragwiderstandes. In der Ebene Tragwiderstand-Grundschiebungzeit betrachtet, folgt die Grenze zwischen genügender und ungenügender Erdbebensicherheit gerade einer Linie in der Form des elastischen Antwortspektrums (Bild 8.2).

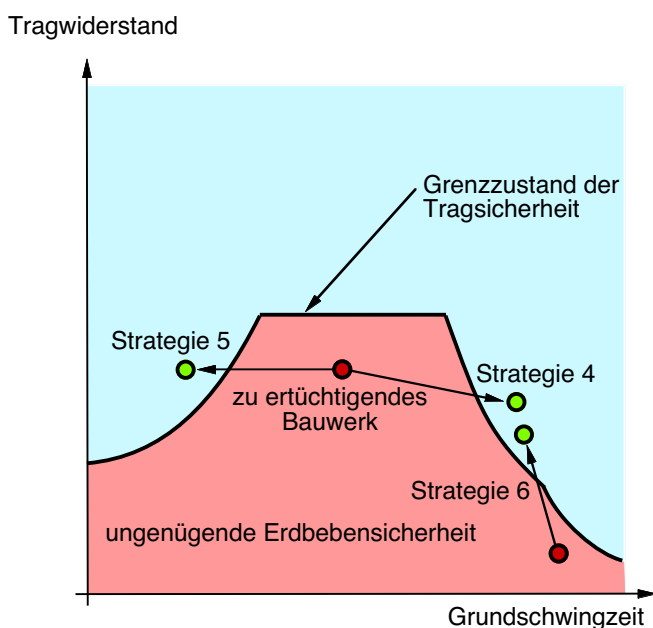


Bild 8.2: Erdbebenertüchtigungsstrategien in der Ebene Tragwiderstand-Grundschiebungzeit bei Variation der Steifigkeit



Mit der Strategie 4 kann dank der Steifigkeitsreduktion der anfänglich zu kleine Tragwiderstand ausreichend werden (Bild 8.2). Gleichzeitig werden mit der Steifigkeitsreduktion die Verformungen unter Erdbebeneinwirkung immer grösser, so dass die Gebrauchstauglichkeit massgebend werden kann. Praktische Beispiele für die Strategie 4 in Bild 8.2 sind die seismische Isolation des Brückenträgers mit horizontal weichen Lagern oder der Wechsel von fester auf schwimmende Längslagerung. Bereits ein Auswechseln von Topflagern auf relativ steifen Stützen durch normale Gummilager kann eine ausreichende Steifigkeitsreduktion ergeben.

Von der Strategie 5 in Bild 8.2, einer Versteifung in den Schwingzeitenbereich der maximalen Bodenbeschleunigung des Antwortspektrums, ist dringend abzuraten, da dann mit beginnender Schädigung infolge Erdbebenanregung die Steifigkeit des Tragwerks abnimmt und als Folge die Grundschwingzeit zunimmt. Die Erhöhung der Schwingzeit bewirkt eine grössere Erdbebenbeanspruchung und damit wiederum eine stärkere Schädigung usw. Ein praktisches Beispiel der Strategie 5 wäre der Wechsel von schwimmender auf feste Längslagerung (siehe Kapitel 6.6.2).

Mit der Strategie 6, einer Versteifung aus dem höheren Schwingzeitenbereich über die Eckschwingzeit von 2 s des Bereichs konstanter Spektralverschiebung hinaus, kann generell die Gebrauchstauglichkeit (BWK III) verbessert werden, da damit der Verschiebungsbedarf reduziert wird.

## 8.5 Erhöhung der Dämpfung

Wenn die Verformungen unter Erdbebeneinwirkung zu gross werden, können diese durch eine grössere Dämpfung reduziert werden (Strategie 7 in Bild 8.3). Die Erhöhung der Dämpfung kann z.B. durch den Einbau von hochdämpfenden Gummilagern (Bild 4.7) oder von speziellen Dämpfer-Elementen (Bild 4.8) erzielt werden.

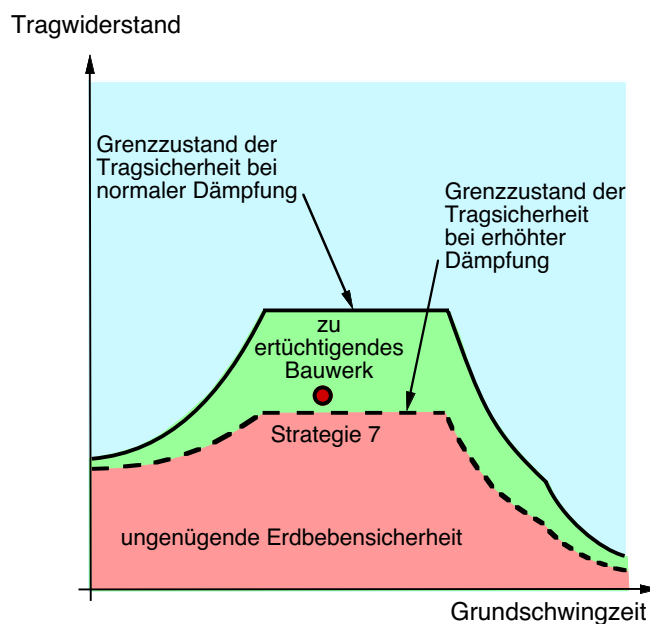


Bild 8.3: Erdbebenertüchtigungsstrategien in der Ebene Tragwiderstand-Grundschwingzeit bei Variation der Dämpfung

## 8.6 Verbesserung der Absturzsicherung

Eine Verbesserung der Absturzsicherung des Brückenträgers kann z.B. durch folgende Massnahmen erreicht werden:

- Verbreiterung der Auflagerbank (Mass  $b_i$  in Bild 6.3)
- Reduktion des Freiraums zwischen Brückenträger und Widerlagerwand durch Einbauten wie z.B. Puffer (Mass  $a_i$  in Bild 6.3)
- Monolithische Verbindung zwischen Brückenträger und Widerlager
- Schliessen von Gerbergelenken und Zwischenfugen durch Umwandlung in einen monolithisch verbundenen Durchlaufträger
- Verbinden der beiden Brückenträger bei Gerbergelenken und Zwischenfugen mit Zuggliedern (schlaff oder vorgespannt) [DF 01]
- Einbau von Längspuffern (Bild 4.3)
- Einbau von Schubnocken zwischen Brückenträger und Stützen oder Widerlager (Bild 4.6).

## 8.7 Verbesserung der Gebrauchstauglichkeit

Zur Verbesserung der Gebrauchstauglichkeit bei Brücken der BWK III können auf der “Widerstandsseite“ die Dehnwege der Lager und insbesondere der Fahrbahnübergänge vergrössert werden. Auf der Einwirkungsseite können die massgebenden Verschiebungen durch eine Erhöhung der Steifigkeit gemäss Strategie 6 oder eine Erhöhung der Dämpfung gemäss Strategie 7 reduziert werden. Eine Veränderung der Duktilität hat keinen Einfluss auf die Verschiebungen, da nach dem *Prinzip der gleichen Verschiebungen* [Bac 02] die maximalen Verschiebungen für ein Tragwerk mit gegebener elastischer Steifigkeit unabhängig von der Duktilität sind.

## 8.8 Deklassierung

Durch Umteilung des Bauwerks in eine tiefere Bauwerksklasse (von BWK III in BWK II oder von BWK II in BWK I) können die Anforderungen an die Erdbebensicherheit reduziert werden. Dies ist insbesondere dann interessant, wenn damit auf bauliche Ertüchtigungsmassnahmen verzichtet werden kann. Eine Deklassierung in eine tiefere Bauwerksklasse darf nur vorgenommen werden, wenn die damit verbundenen Benutzungseinschränkungen akzeptiert werden können und diese klar in den Objektdokumenten festgehalten sowie mit entsprechenden Massnahmen umgesetzt werden.

Als Beispiel für eine mögliche Deklassierung können kleinere Brücken untergeordneter Strassen, die über eine Autobahn in der BWK II führen, genannt werden. A priori sind solche Überführungen ebenfalls in die BWK II einzustufen (siehe Kapitel 6.1.2). Eine Einstufung in die BWK I könnte im Einzelfall ebenfalls vertretbar sein.

## 9 Glossar

### Antwortspektrum

Darstellung in Funktion der Schwingzeit der maximalen Bewegungsgrössen von Einmassenschwingern mit gleicher Dämpfung unter einer gegebenen Fusspunktanregung.

### ASTRA

Bundesamt für Strassen.

### Baugrundklasse

Einordnung des Bauwerkstandorts gemäss Norm SIA 261 in sechs Baugrundklassen zur Bestimmung der Parameterwerte des elastischen Antwortspektrums und des Bemessungsspektrums.

### Bauwerksklasse

Einteilung der Bauwerke gemäss Norm SIA 261 in drei Bauwerksklassen (BWK) mit unterschiedlichem Schutzgrad der Erdbebenbemessung. Kriterien für diese Einteilung sind die mittlere Personenbelegung, das Schadenpotenzial und die Gefährdung der Umwelt infolge eines Versagens und die Bedeutung des Bauwerks für die Katastrophenbewältigung unmittelbar nach einem Erdbeben (siehe Kapitel 6.1).

### Bedeutungsfaktor

Gemäss Norm SIA 261 erfolgt bei den rechnerischen Nachweisen der Erdbebensicherheit ein Differenzierung nach Bauwerksklassen über den Bedeutungsfaktor  $\gamma_f$ , der im Bemessungsspektrum und im Bemessungswert der Bodenverschiebung als Multiplikationsfaktor erscheint (siehe Kapitel 6.1.3).

### Bemessung

Festlegen der Abmessungen, der Baustoffe (inkl. ihrer Eigenschaften) und der konstruktiven Durchbildung eines Tragwerks auf der Basis von konstruktiven oder ausführungstechnischen Betrachtungen bzw. von rechnerischen Nachweisen.

### Bemessungsbeben

Erdbeben einer gewissen Stärke, dessen Auswirkungen als Bemessungsgrösse verwendet werden.

### Bemessungsintensität

Intensität des Bemessungsbebens.

### Bemessungsspektrum

Darstellung der Erdbebeneinwirkung in Funktion der Schwingzeit und des Verhaltensbeiwerts des Tragwerks für das kraftbasierte Verfahren.

### Bemessungswert der Bodenbeschleunigung

Für die Erdbebenbemessung anzusetzende maximale horizontale Bodenbeschleunigung. In den Normen in Funktion der Erdbebenzone, der Bauwerksklassen und der Baugrundklasse angegeben (siehe SIA 261 Ziffer 16.2.1.2).

### Bemessungswert der Bodenverschiebung

Für die Erdbebenbemessung anzusetzende maximale horizontale Bodenverschiebung. In den Normen in Funktion der Erdbebenzone, der Bauwerksklassen und der Baugrundklasse angegeben (siehe SIA 261 Ziffer 16.2.4.3).

### Beschleunigungsspektrum

Antwortspektrum der Beschleunigung.

### BWG

Bundesamt für Wasser und Geologie.

**BWK I**

Bauwerksklasse I gemäss Norm SIA 261. Beispiele: Wohn-, Büro- und Gewerbegebäude, Industrie- und Lagergebäude, Parkgaragen, Brücken von untergeordneter Bedeutung.

**BWK II**

Bauwerksklasse II gemäss Norm SIA 261. Beispiele: Spitäler, Einkaufszentren, Sportstadien, Kinos, Schulen, Kirchen, Gebäude der öffentlichen Verwaltung, Brücken von erheblicher Bedeutung, Hochkamine.

**BWK III**

Bauwerksklasse III gemäss Norm SIA 261. Beispiele: Akutspitäler, Ambulanzgaragen, Feuerwehrgebäude, Kommandozentralen; Brücken von grosser Bedeutung nach einem Erdbeben; ausgewählte, lebenswichtige Bauwerke, Anlagen und Einrichtungen für Versorgung und Entsorgung sowie der Telekommunikation (Lifelines); Behälter und Rohrleitungen mit umweltgefährdenden Gasen und Flüssigkeiten.

**Duktiles Tragwerksverhalten**

Auf der Methode der Kapazitätsbemessung beruhendes erdbebengerechtes Bemessungskonzept in den neuen Tragwerksnormen (siehe Kapitel 2.4.3).

**Duktilität**

Durch irreversible Verformungen und Energiedissipation charakterisiertes plastisches Verformungsvermögen eines Bauteils, ausgedrückt als Quotient von Maximalwert und Wert bei Fliessbeginn einer Verschiebungsgrösse.

**Elastisches Antwortspektrum**

Antwortspektrum für elastisches Verhalten des Einmassenschwinger mit viskoser Dämpfung.

**Elastisches Bemessungsspektrum der Verschiebung**

Darstellung der Erdbebeneinwirkung in Funktion der Schwingzeit des Tragwerks für das verformungsbaasierte Verfahren.

**EMS-98-Skala**

Europäische Makroseismische Skala. In Europa seit 1998 gebräuchliche zwölfstufige Skala, von I bis XII, der Intensität eines Erdbebens (ersetzt die frühere nach Medvedev, Sponheuer und Karnik benannte MSK-Skala).

**Epizentralintensität**

Grösste Intensität im Bereich des Epizentrums des Erdbebens.

**Epizentrum**

Punkt auf der Erdoberfläche über dem Mittelpunkt der Bruchzone des Erdbebens.

**Erdbebenbemessung**

Bemessung eines Bauwerkes für die Erdbebeneinwirkung.

**Erdbebenertüchtigung**

Verbesserung der Erdbebensicherheit eines bestehenden Bauwerks durch bauliche Massnahmen.

**Erdbebengefährdung**

Mass dafür, wie häufig an einem bestimmten Ort eine bestimmte Erdbebenstärke erreicht oder überschritten wird.

**Erdbebenrisiko**

Das Erdbebenrisiko setzt sich grundsätzlich aus drei Faktoren zusammen: Erdbebengefährdung mal Verletzbarkeit der Bauwerke mal Schadenwert der exponierten Personen und Güter. Wird meist pro Jahr angegeben.

**Erdbebensicherheit**

Ausreichende Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit sowie ausreichende Einhaltung der konstruktiven und konzeptionellen Massnahmen für Erdbebeneinwirkung.

**Erdbebensicherung**

Verbesserung der Erdbebensicherheit eines Bauwerks.

**Erdbebenverletzbarkeit**

siehe Verletzbarkeit.

**Erdbebenzone**

Geographisches Gebiet mit konstantem Bemessungsbeben. Gemäss Norm SIA 261 ist die Schweiz in vier Erdbebenzonen eingeteilt.

**Erfüllungsfaktor**

Quotient als Mass, wie weit ein bestehendes Bauwerk die rechnerischen Anforderungen an Neubauten gemäss geltenden Normen erfüllt.

**Ertüchtigung**

siehe Erdbebenertüchtigung.

**Gebrauchstauglichkeit**

Fähigkeit eines Tragwerks und seiner Bauteile, die Funktionstüchtigkeit und das Aussehen des Bauwerks sowie den Komfort der das Bauwerk nutzenden Personen entsprechend den Gebrauchsgrenzen zu gewährleisten.

**Intensität**

Auf der Beobachtung der Auswirkungen beruhendes Mass für die lokale Zerstörungskraft eines Erdbebens. In Europa wird dafür die zwölfstufige EMS-98-Skala verwendet.

**Kapazitätsbemessung**

Bemessungsmethode für dynamische Einwirkungen bei der die plastischen Bereiche im Tragwerk so gewählt werden, dass ein geeigneter plastischer Mechanismus entsteht, und so bemessen und konstruktiv durchgebildet, dass sie genügend duktil für die Bemessungseinwirkung sind. Die übrigen Bereiche werden elastisch für diejenigen Schnittkräfte bemessen, die sich im Tragwerk einstellen, wenn die plastischen Bereiche ihre Überfestigkeit (Kapazität) erreichen.

**Konventionelle Bemessung**

Übliche Bemessungsmethode z.B. für Schwerelasten und Wind gebräuchlich.

**Kraftbasiertes Verfahren**

Gegenüberstellung als Kraftgrössen der Auswirkungen zu den Widerständen.

**Lifelines**

Im Katastrophenfall überlebenswichtige Bauwerke, Anlagen und Einrichtungen der Infrastruktur (siehe BWK III).

**Magnitude**

Mass für die im Erdbebenherd freigesetzte Energie. Üblicherweise wird dafür die logarithmische Richterskala verwendet.

**Nicht-duktiler Tragwerksverhalten**

Auf der konventionellen Bemessung beruhendes Konzept für Erdbebenbemessung in den neuen Tragwerksnormen (siehe Kapitel 2.4.3).

**Seismizität**

Siehe Erdbebengefährdung.

**Tragfähigkeit**

Fähigkeit eines Tragwerks und seiner Bauteile, Einwirkungen während der Ausführung und Nutzung standzuhalten.

**Tragsicherheit**

Fähigkeit eines Tragwerks und seiner Bauteile, die Gesamtstabilität sowie einen für die anzunehmenden Einwirkungen ausreichenden Tragwiderstand entsprechend einer festgelegten, erforderlichen Zuverlässigkeit zu gewährleisten.

**Überprüfung**

Beurteilung des Zustandes und Ausarbeitung einer Empfehlung für das weitere Vorgehen.

**Verformungsbasiertes Verfahren**

Gegenüberstellung als Verformungsgrößen der Auswirkungen zum Verformungsvermögen.

**Verformungsvermögen**

Elastische und plastische Verformung eines Bauteils ohne nennenswerte Reduktion des Tragwiderstands.

**Verhaltensbeiwert**

Beiwert zur Berücksichtigung des plastischen Verformungsverhaltens, des Energiedissipationsvermögens und der Überfestigkeit eines Tragwerks unter Erdbebeneinwirkung.

**Verletzbarkeit**

Schadenanfälligkeit von Bauwerken bei unterschiedlicher Erdbebenstärke.

**Verschiebeduktilität**

Auf die Fließverschiebung bezogene Verschiebung.

**Verschiebungsspektrum**

Antwortspektrum der Verschiebung (siehe auch elastisches Bemessungsspektrum der Verschiebung).

**Wiederkehrperiode**

Zeitdauer innerhalb der bei sehr langer Beobachtungsdauer eine gewisse Erdbebenstärke im Mittel einmal erreicht oder überschritten wird.

## 10 Literaturverzeichnis

- [ATC 49-1] MCEER/ATC-49-1: Liquefaction Study Report, Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges. Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research (MCEER), State University of New York at Buffalo, Buffalo, New York 2005.
- [Bac 90] Bachmann H.: Sind Brückenlager für Erdbebenkräfte auszubilden? Sonderdruck Nr. 179 aus Bauingenieur 65 (1990). Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich. Birkhäuser Verlag, Basel 1990.
- [Bac 02] Bachmann H.: Erdbebensicherung von Bauwerken. 2. Auflage, Birkhäuser Verlag, Basel 2002.
- [Bas+ 99] Basöz N.I., Kiremidjian A.S., King S.A., Law K.H.: Statistical Analysis of Bridge Damage Data from the 1994 Northridge, CA, Earthquake. Earthquake Spectra, Vol. 15 No. 1, Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Oakland, Kalifornien 1999.
- [BF 95] Buckle Ian G., Freidland Ian M.: Seismic Retrofitting Manual for Highway Bridges. Federal Highway Administration, US Department of Transportation. Publication No. FHWA-RD-94-052, McLean, Virginia 1995.
- [BM 03] Brühwiler E., Menn C.: Stahlbetonbrücken. 3. Auflage, Birkhäuser Verlag, Wien 2003.
- [Cha+ 04] Chang K.C., Lee Z.K., Loh C.H., Chen C.C., Chou C.C., Huang S.K.: Cable Force Analysis and In-Situ Cable Force Test of Gi-Lu Cable-Stayed Bridge. Proceedings of the Third Taiwan-Japan Workshop on Lifeline Performance and Disaster Mitigation. National Center For Research On Earthquake Engineering, Report NCREE-04-006, Taipei 2004.
- [Daz 05] Dazio A.: Tragfähigkeit von Betonbauten. SIA-Dokumentation D 0211. Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben, Einführung in das Merkblatt SIA 2018. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 2005.
- [DE 03] Donzel M., Egger M.: Einführung der neuen Normen (Swisscodes), Übergangsfristen, Regelungen ([http://www.astra.admin.ch/media/pdfpub/2003-01-24\\_2232\\_d.pdf](http://www.astra.admin.ch/media/pdfpub/2003-01-24_2232_d.pdf)). Rundschreiben des Bundesamts für Strassen (ASTRA) vom 24.1.2003 an die Kantonsingenieure und die Chefs der kantonalen Autobahnbüros, Bern 2003.
- [DF 01] DesRoches R., Fenves G.R.: Simplified Restrainer Design Procedure for Multiple-Frame Bridges. Earthquake Spectra, Vol. 17, No. 4., Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Oakland, Kalifornien 2001.
- [DS 03] Dazio A., Seible F.: Grossversuche zur Validierung der Erdbebenbemessung der neuen San Francisco-Oakland Bay Bridge. Tagungsband der DACH-Tagung "Aktuelle Probleme der Brückendynamik", SIA-Dokumentation D0198. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 2003.
- [EC 8-1] Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten. Europäische Norm prEN 1998-1, Schlussentwurf, Brüssel 2003.
- [EC 8-2] Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 2 Bridges. Europäische Norm prEN 1998-2, Draft No. 5, Brüssel 2004.
- [EC 8-3] Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden. prEN 1998-3, Schlussentwurf, Brüssel 2004.
- [EC 8-5] Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 5: Gründungen, Stützbauwerke und geotechnische Aspekte. Europäische Norm prEN 1998-1, Schlussentwurf, Brüssel 2003.
- [Erd+ 03] Erdik M., Aydinoglu N., Uckan E., Celep U., Apaydin N.: Lessons Learned over Time. The 1999 Turkey Earthquakes: Bridge Performance and Remedial Actions. Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Oakland, Kalifornien 2003.
- [Fäh+ 03] Fäh et al.: Earthquake Catalogue of Switzerland (ECOS) and the related macroseismic database: Eclogae Geologicae Helvetiae, v.96 p. 219-236, Basel 2003.



- [Grü+ 98] Grünthal G., Musson R.M.W., Schwarz J., Stucchi M.: European Macroseismic Scale 1998 (EMS-98). Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Vol. 15, Conseil de l'Europe, Luxembourg 1998.
- [LW 03] Lestuzzi P., Wenk T.: Die Erdbebenbestimmungen der Norm SIA 263. Dokumentation D 0183. Stahlbau, Einführung in die Norm SIA 263. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 2003.
- [LWC 01] Lin M.L., Wang K.L., Chen T.C.: Characteristics of the slope failure caused by the Chi-Chi earthquake. International Workshop on Annual Commemoration of Chi-Chi Earthquake, 2000.
- [Jor 03] Joris J.-P.: Das Brücken-Managementsystem im Bundesamt für Strassen. Betonbau in der Schweiz. Schweizer Gruppe der Internationalen Vereinigung für Beton (fib-ch), Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 2002.
- [Mar 03] Marioni A.: Innovative Anti-Seismic Devices for Bridges. Tagungsband der DACH-Tagung "Aktuelle Probleme der Brückendynamik", SIA-Dokumentation D0198. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 2003.
- [Pez+ 93] Pezeshk S., Chang T.S., Yiak K.C., Kung H.T.: Seismic Vulnerability Evaluation of Bridges in Memphis and Shelby County, Tennessee. Earthquake Spectra, Vol. 9 No. 4., Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Oakland Kalifornien 1993.
- [PP 92] Paulay T., Priestley M.J.N.: Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. John Wiley & Sons, Chichester 1992.
- [Pri 03] Priestley M.J.N.: Myth and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisted. The Ninth Mallet Milne Lecture. IUSS Press, Pavia John 2003.
- [PSC 96] Priestley M.J.N., Seible F., Calvi G.M.: Seismic Design and Retrofit of Bridges. John Wiley & Sons, Chichester 1996.
- [SB+ 01] Sitar N., Bardet J.P. et al.: Landslides, Chapter 5 in the 1999 Chi-Chi Taiwan Earthquake Reconnaissance Report. Earthquake Spectra, Supplement A to Vol. 17, Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Oakland, Kalifornien 2001.
- [Set 00] Ponts courants en zone sismique guide de conception. Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA) et Société National des Chemins de Fer Français (SNCF), Paris 2000.
- [SIA 160 (70)] Norm SIA 160: Normen für die Belastungsannahmen, die Inbetriebnahme und die Überwachung der Bauten. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 1970.
- [SIA 160 (89)] Norm SIA 160: Einwirkungen auf Tragwerke. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 1989.
- [SIA 160 /2] Empfehlung SIA 160/2: Praktische Massnahmen zum Schutze der Bauwerke gegen Erdbebenwirkung. Empfehlung zu Art. 22 der Norm SIA 160 (1970). Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 1975.
- [SIA 260] Norm SIA 260: Grundlagen der Projektierung von Tragwerken. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 2003.
- [SIA 261] Norm SIA 261: Einwirkungen auf Tragwerke. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 2003.
- [SIA 262] Norm SIA 262: Betonbau. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 2003.
- [SIA 263] Norm SIA 263: Stahlbau. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 2003.
- [SIA 267] Norm SIA 267: Geotechnik. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 2003.
- [SIA 2018] Merkblatt SIA 2018: Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 2004.
- [SKB 02] Schneider J., Kölz E., Bürge M.: Beurteilung der Erdbebensicherheit eidgenössischer Bauwerke ([http://www.bwg.admin.ch/themen/natur/d/pdf/ebvgs\\_1d.pdf](http://www.bwg.admin.ch/themen/natur/d/pdf/ebvgs_1d.pdf)). Bundesamt für Wasser und Geologie, Biel 2002.
- [SM 78] Sägesser R., Mayer-Rosa D.: Erdbebengefährdung in der Schweiz. Schweizerische Bauzeitung, Nr. 7, Zürich 1978.

- [Smi 04] Smit P.: Entstehung und Auswirkungen von Erdbeben. Forum 4/2004, Bundesamt für Bevölkerungsschutz, Bern 2004.
- [SPR 95] Seible F., Priestley M.J.N., MacRae G.: The Kobe Earthquake of January 17, 1995. Structural Systems Research Report No. SSRP - 95/03. University of California, San Diego, La Jolla 1995.
- [Thi 01] Thibault C.: Méthode d'évaluation préliminaire du risque sismique sur les ouvrages d'art existants. Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement, Paris 2001.
- [Vog 05] Vogt R.: Tragwerksanalyse. SIA-Dokumentation D 0211. Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben, Einführung in das Merkblatt SIA 2018. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 2005.
- [Wen+ 97] Wenk T., Dazio A., Hertelendy P., Zimmerli D.: Das Erdbeben in Italien vom 26. September 1997. Schweizer Ingenieur und Architekt. Vol. 115. No. 44, Zürich 1997.
- [Wen 00] Wenk T.: Erdbebensicherung bestehender Bauwerke. Vorlesungsunterlagen zur Vorlesung "Erdbebensicherung von Bauwerken". Institut für Baustatik und Konstruktion IBK, ETH, [www.ibk.baug.ethz.ch/emeriti/Bachmann/publ/Wen00a.html](http://www.ibk.baug.ethz.ch/emeriti/Bachmann/publ/Wen00a.html), Zürich. 2000.
- [Wen 05] Wenk T.: Erdbebeneinwirkung. SIA-Dokumentation D 0211. Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben, Einführung in das Merkblatt SIA 2018. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 2005.
- [WL 03] Wenk T., Lestuzzi P.: Erdbeben. Dokumentation D 0181. Grundlagen der Projektierung von Tragwerken, Einwirkungen auf Tragwerke, Einführung in die Normen SIA 260 und 261. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 2003.
- [YK 03] Yashinsky M., Karshenas M.J.: Fundamentals of Seismic Protection for Bridges. Second Monograph Series MNO-9, Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Oakland Kalifornien 2003.



# 11 Anhang A: Checkliste für 1. Stufe der Beurteilung

Strasse:	Kanton:	Bauwerksname:	
Objekt Nr. (ASTRA-Kostenstelle):	km:	Jahr der Inbetriebnahme:	
BWK:	Erdbebenzone:	Baugrundklasse:	Norm (Einwirkungen):
Brückentyp:	Rahmenbrücke oder Sprengwerk ohne Fugen (Ja/Nein):		
Anzahl Brückenfelder:	Gesamtlänge:	Brückenfläche > 6000 m <sup>2</sup> (Ja/Nein):	
Anzahl Dilatationsfugen:	Anzahl Gerbergelenke oder Zwischenfugen:		
Längslagerungssystem:	Querlagerungssystem:		
Istwerte $b_{i,Ist}$ der Absturzsicherung bei den Widerlagern eintragen:			
<p>The diagram shows a two-span bridge with spans of length <math>l</math>. The left span has a support width of <math>b_1</math> and a distance <math>a_1</math> from the left edge to the center of the support. The right span has a support width of <math>b_2</math> and a distance <math>a_2</math> from the right edge to the center of the support. The bridge is supported by two abutments.</p>			
Mindestabmessungen (Sollwerte) $b_{1,Soll}$ :	$b_{2,Soll}$ :	Minimum $b_{i,Ist}/b_{i,Soll}$ in %:	
Krümmung über 35° (Ja/Nein):	Schiefe über 45° (Ja/Nein):		
Lichte Widerlagerhöhe links:	Lichte Widerlagerhöhe rechts:		
Absturzgefährdet quer (Ja/Nein):	angehängte Rampenbrücken (Ja/Nein):		
Zuglager (Ja/Nein):	extreme Quersteifigkeitsunterschiede (Ja/Nein):		
Rutschungsgefährdet (Ja/Nein):	Gasleitung (Ja/Nein):		
<b>Zusammenfassende Beurteilung in der 1. Stufe:</b>	Erdbebensicherheit genügend (Ja/Nein): Andernfalls 2. Stufe der Beurteilung erforderlich.		
Prioritätensetzung falls 2. Stufe der Beurteilung erforderlich:			
Sofortmassnahmen:	1. Priorität:	2. Priorität:	
Weitere Schwachstellen, Bemerkungen:			
Datum:	Name:		



# 12 Anhang B: Resultate der 1. Stufe der Beurteilung

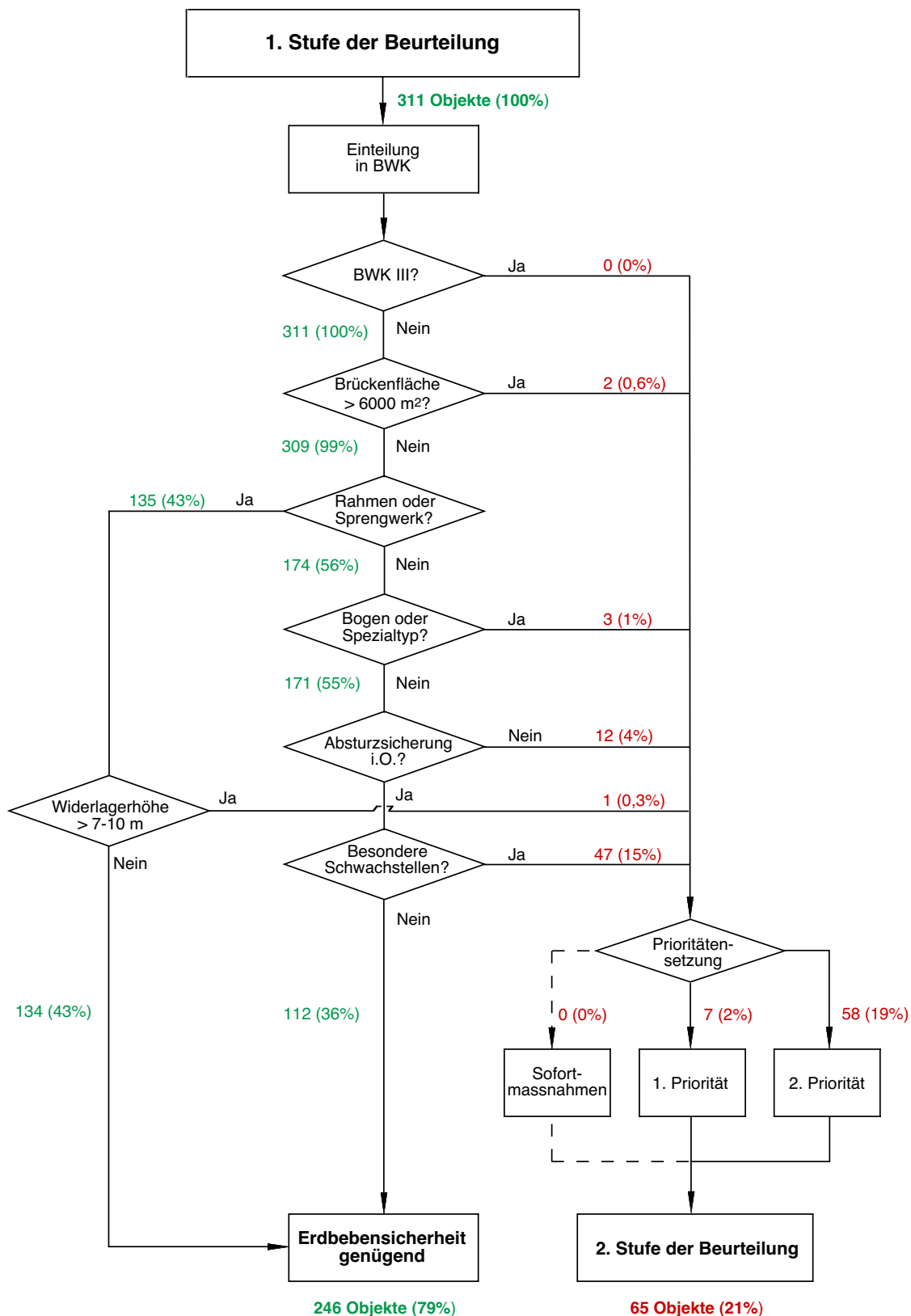


Bild 12.1: Musterbeispiel für die Zusammenfassung der Resultate der 1. Stufe der Beurteilung der Erdbebensicherheit der bestehenden Nationalstrassenbrücken in einem Kanton





### 13 Anhang C: Messgrößen eines Erdbebens

Stärke			Bodenbewegung			Auswirkungen
Erdbeben-Klasse	M [ML]	Energie [Joule]	a [%g]	v [cm/s]	d [cm]	Epizentral-Intensität und maximale Wirkung (EMS-98)
sehr schwach	2	$10^7$	0,1	0,01	0,1	I nicht fühlbar
						II kaum bemerkbar
schwach	3	$10^9$	1	0,1	1	III schwach
						IV deutlich
leicht	4	$10^{11}$	10	1	1	V stark
mittel	5	$10^{13}$	10	10	10	VI leichte Schäden
						VII Gebäudeschäden
stark	6	$10^{15}$	100	100	100	VIII schwere Gebäudeschäden
						IX zerstörend
schwer	7	$10^{17}$	100	100	100	X sehr zerstörend
						XI verwüstend
gross	8	$10^{17}$	100	100	100	XII vollständig verwüstend

Tabelle 13.1: Approximativer Vergleich zwischen Magnitude (M), Herdenergie, maximaler Bodenbewegung (Beschleunigung a, Geschwindigkeit v, Verschiebung d) und Epizentral-Intensität (EMS-98) eines Erdbebens. Der Zusammenhang zwischen Magnitude und den übrigen Messgrößen ist von der Herdtiefe abhängig. Hier wurde eine typische Herdtiefe von 10 bis 15 km angenommen [Smi 04].



14 Anhang D: Erdbeben mit Intensität  $\geq$  VII in der Schweiz

Jahr	Ort	Magnitude	EMS-98-Intensität
250	Kaiseraugst	6,9	IX
1295	Churwalden GR	6,5	VIII
1356	Basel	6,2	VIII
1356	Basel	6,9	IX
1428	Basel	5,0	VII
1504	Ardez GR	5,0	VII
1524	Ardon VS	6,4	VIII
1572	Basel	5,0	VII
1584	Aigle VD	6,4	VIII
1601	Unterwalden	6,2	VIII
1610	Basel	5,0	VII
1622	Fetan GR	5,0	VII
1755	Brig	6,1	VIII
1774	Altdorf	5,9	VIII
1777	Wisserlen OW	5,1	VII
1795	Wildhaus SG	5,3	VII
1796	Grabs SG	5,3	VII
1837	Birgisch VS	5,7	VII
1855	Törbel VS	6,4	VIII
1855	Stalden VS	5,6	VIII
1855	Stalden VS	5,2	VII
1881	Bern	5,0	VII
1898	Kandersteg BE	4,8	VII
1905	Lac d'Emosson VS	5,7	VII - VIII
1929	Bioley-Magnoux VD	5,3	VII
1933	Moudon VD	5,0	VII
1946	Ayent VS	6,1	VIII
1946	Ayent VS	6,0	VII
1960	Brig	5,3	VIII
1964	Flüeli OW	5,0	VII
1964	Alpnach OW	5,7	VII

*Tabelle 14.1: Historische Erdbeben mit einer EMS-98-Intensität grösser oder gleich VII seit dem Jahre 250 in der Schweiz [Fäh+ 03]*