



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Bundesamt für Strassen ASTRA

DOKUMENTATION

ÜBERPRÜFUNG DER ERDBEBENSICHERHEIT BESTEHENDER STRASSENBRÜCKEN

Ausgabe 2024 V2.12
ASTRA 82003

Impressum

Autoren / Arbeitsgruppe

Dr. Dimitrios Papastergiou	ASTRA N-SSI, Vorsitz
Daniele Stroligo	ASTRA I-Est-FU F4/F5
Laurent Meyer	ASTRA I-West-EP
Dr. Pierino Lestuzzi	Résonance Ingénieurs-Conseils SA
Christos Baltas	Résonance Ingénieurs-Conseils SA
Dr. Pia Hannewald	Résonance Ingénieurs-Conseils SA

Übersetzung

Sprachdienste ASTRA, es gilt das Original in Französisch.

Herausgeber

Bundesamt für Strassen ASTRA
Abteilung Stassennetze N
Standards und Sicherheit der Infrastruktur SSI
3003 Bern

Bezugsquelle

Das Dokument kann kostenlos von www.astra.admin.ch heruntergeladen werden.

© ASTRA 2024

Abdruck – ausser für kommerzielle Nutzung – unter Angabe der Quelle gestattet.

Vorwort

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 aber enorm angewachsen. Das steigende Sicherheitsbedürfnis der Gesellschaft zusammen mit der abnehmenden Akzeptanz von Unterbrüchen in den Infrastrukturnetzen haben zu einem grossen Nachholbedarf bezüglich der Erdbebensicherung von Bauwerken geführt.

Moderne Erdbebennormen wurden in der Schweiz erst im Jahr 1989 eingeführt, zu einem Zeitpunkt, als bereits die meisten Brücken des Nationalstrassennetzes erstellt waren. Nur rund 18 Prozent der Brücken wurden nach 1989 und somit nach aus heutiger Sicht modernen Erdbebennormen gebaut. Die restlichen 82 Prozent der Brücken wurden vor Inkrafttreten moderner Normen errichtet und entweder überhaupt nicht oder nur unzureichend für Erdbebeneinwirkung bemessen. 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 zweistufiges Verfahren zur Beurteilung der Erdbebensicherheit entwickelt und in einer ersten Version dieser Dokumentation beschrieben, die 2005 veröffentlicht wurde.

Das Bundesamt für Strassen (ASTRA) hat 2005 mit der Beurteilung der Erdbebensicherheit der 4146 Brücken der Nationalstrassen nach diesem Verfahren begonnen. Die Ergebnisse dieses zweistufigen Beurteilungsverfahrens sind im Bericht zuhanden des Parlaments mit dem Titel «Abklärungen zur Erdbebensicherheit der Brückenbauwerke der Nationalstrassen» dokumentiert. Zusammenfassend wurden 583 Brücken (14 % der 4146 Nationalstrassenbrücken) für eine vertiefte Überprüfung in der Stufe 2 ausgesondert. Die vertiefte Überprüfung der Erdbebensicherheit dieser Brücken wurde von den fünf ASTRA-Filialen vorgenommen. Ein Bedarf an Massnahmen wurde nur bei etwa 6 Prozent der überprüften Bauwerke identifiziert. Bei 3 Prozent der Bauwerke sind Studien gegenwärtig im Gang oder werden in den nächsten Jahren durchgeführt. Die Umsetzung von Massnahmen hat bereits begonnen und wird bis 2035 dauern.

Die aktuelle Dokumentation basiert grösstenteils auf dem Inhalt der von Dr. Thomas Wenk überarbeiteten Dokumentation (Draft 2014). Sie wurde in der Folge durch aktuelle Themen erweitert, die für die Entwicklung von Projekten zur Beurteilung der Erdbebensicherheit von Kunstbauten von Bedeutung sind. Die vorliegende Dokumentation dient als ergänzende Anleitung zur Norm SIA 269/8:2017 [20], die für künftige Projekte zur Überprüfung und Verbesserung der Erdbebensicherheit von Brücken des ASTRA bestimmt ist, einschliesslich jener auf den rund 420 Kilometern Kantonsstrassen, die das ASTRA im Jahr 2020 mit dem neuen Netzbeschluss (NEB) von 2018 ins Nationalstrassennetz überführt hat.

Bundesamt für Strassen

Dimitrios Papastergiou
Fachverantwortlicher Kunstbauten

Inhaltverzeichnis

Impressum	2
Vorwort	3
1 Einleitung	7
1.1 Grundlagen	7
1.2 Ablauf	7
1.3 Ziel der Dokumentation	7
1.4 Geltungsbereich	7
1.5 Inkrafttreten und Änderungen	8
2 Entwicklung der Erbebenbestimmungen	9
2.1 Erfahrungen aus historischen Erdbeben	9
2.2 Norm SIA 160 Ausgabe 1970	9
2.3 Norm SIA 160 Ausgabe 1989	10
2.4 Norm SIA 261, Ausgabe 2003 ff	11
2.4.1 Karte der Erdbebenzonen der Norm SIA 261 (2003 vs 2020)	11
2.4.2 Karten der Baugrundklassen und Mikrozonierungen	12
2.4.3 Antwortspektren	13
2.4.4 Duktilen und nicht-duktilen Verhalten des Tragwerkes	14
2.4.5 Entwicklung der Erdbebeneinwirkung in den Normen	14
2.5 Bestehende Kunstbauten gemäss SIA Normen	15
2.5.1 Das Merkblatt SIA 2018 (2004)	16
2.5.2 Die Norm SIA 269/8 (2017)	17
2.6 Besonderheiten bei bestehenden Brücken	18
2.7 Altersstruktur von bestehenden Brücken	18
3 Erdbebenverletzbarkeit von Brücken	20
3.1 Phänomene bei einem Erdbeben	20
3.2 Balkenbrücken	20
3.3 Rahmen- und Sprengwerkbrücken	23
3.4 Bogenbrücken	23
3.5 Schrägseilbrücken	24
3.6 Lager und Fahrbahnübergänge	24
3.7 Widerlager	26
3.8 Geotechnische Aspekte	28
4 Erdbebengerechter Entwurf und Bemessung	31
4.1 Phänomene und Grundprinzipien	31
4.2 Generelles Entwurfskonzept	31
4.3 Brückenträger	32
4.4 Stützen	33
4.5 Foundation	34
4.6 Lager und Fahrbahnübergänge	35
4.7 Bemessung der Widerlager	36
4.8 Ausrüstungen	37
5 Zweistufiges Verfahren (2005–2020)	39
5.1 Methodik (beendetes Verfahren)	39
5.2 Allgemeines zur 1. Stufe der Beurteilung	39
5.3 Allgemeines zur 2. Stufe der Beurteilung	42
5.3.1 Visuelle Inspektion	42
5.3.2 Überprüfungen	42
5.3.3 Überprüfungsbericht	42
5.3.4 Prioritätensetzung	42

5.4	Beurteilungskriterien der 1. Stufe.....	44
5.4.1	Einteilung in eine Bauwerksklasse.....	44
5.4.2	Bauwerksklasse III	45
5.4.3	Brückenfläche.....	45
5.4.4	Rahmen- und Sprengwerkbrücken	46
5.4.5	Bogen- und Schrägseilbrücken	47
5.4.6	Absturzsicherung bei Balkenbrücken.....	47
5.5	Besondere Schwachstellen bezüglich Erdbebensicherheit	47
5.6	Prioritätensetzung bei Brücken auf den neuen Autobahnabschnitten (NEB-Strecken)	48
6	Beurteilung der Erbebensicherheit	49
6.1	Übersicht	49
6.2	Modellbildung	50
6.3	Grundsätze der Modellbildung und Berechnungsannahmen.....	50
6.3.1	Verhaltensgesetze von Materialien	50
6.3.2	Annahmen zur Biege- und Schersteifigkeit.....	51
6.3.3	Berücksichtigung ungeeigneter konstruktiver Details	52
6.3.4	Fliessgelenke	52
6.3.5	Verhaltensbeiwert	53
6.3.6	Dämpfungsmass	53
6.3.7	Baugrund-Tragwerks-Interaktion.....	53
6.4	Erdbebeneinwirkung	54
6.4.1	Erdbebenzonen	55
6.4.2	Bauwerksklasse	55
6.4.3	Antwortspektren	55
6.5	Ersatzkraftverfahren	57
6.5.1	Längsrichtung: Modell mit steifem Überbau.....	57
6.5.2	Längsrichtung: Modell mit flexiblem Überbau	58
6.5.3	Querrichtung: Modell mit steifem Überbau	58
6.5.4	Querrichtung: Modell mit flexiblem Überbau	59
6.5.5	Querrichtung: Modell des Einzelpfeilers	59
6.5.6	Plausibilitätskontrolle	60
6.6	Antwortspektrumverfahren	60
6.7	Pushover-Analyse	61
6.7.1	Vorteile	61
6.7.2	Vorgehen in Schritten.....	61
6.7.3	Kontrolle der Lager und der Foundation	62
6.7.4	Erdbebenanregung	62
7	Nachweise.....	63
7.1	Nachweis der Tragsicherheit.....	63
7.2	Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (BWK III)	63
7.3	Absturzsicherung	64
7.3.1	Schwimmende Lagerung	64
7.3.2	Feste Lagerung auf einem Widerlager	65
7.4	Aneinanderprallen	66
8	Beurteilung der Verhältnismässigkeit	67
8.1	Grundprinzipien	67
8.2	Verhältnismässige Ertüchtigungsmassnahmen	67
8.3	Restnutzungsdauer	69
8.4	Beispiel für die Berechnung der Verhältnismässigkeit.....	70
8.5	Prioritätensetzung gemäss ASTRA-Vorschriften	71
9	Strategien der Erdbebenertüchtigung	72
9.1	Besonderheiten der Erdbebeneinwirkung	72
9.2	Verstärken	72
9.3	Erhöhung der Duktilität.....	72

9.4	Veränderung der Steifigkeit	73
9.5	Erhöhung der Dämpfung	74
9.6	Verbesserung der Absturzsicherung	74
9.7	Verbesserung der Gebrauchstauglichkeit	74
9.8	Seismische Isolation	75
9.8.1	Federn (Erdbebenvorrichtungen)	75
9.8.2	Viskose Dämpferelemente	79
9.8.3	Elasto-plastische Dämpfer	80
9.8.4	Schockübertragungseinheiten	80
9.8.5	Sollbruchvorrichtung Fuse Box	81
9.8.6	Vorgespannte Federdämpfer	81
9.8.7	Zusammenfassende Hinweise zur Bemessung	82
9.8.8	Alternative Arten der seismischen Isolation	83
9.8.9	Andere Aspekte von Erdbebenvorrichtungen	86
9.9	Deklassierung	87
10	Beispiele von erdbebenertüchtigten Brücken	88
10.1	Brunnenbrücken A9	88
10.1.1	Zustand vor Erdbebenertüchtigung	88
10.1.2	Schwachstellen bezüglich Erdbebenverhalten	88
10.1.3	Ertüchtigungskonzept	89
10.2	Singerbrücke D A2	90
10.2.1	Zustand vor Erdbebenertüchtigung	90
10.2.2	Schwachstellen bezüglich Erdbebenverhalten	90
10.2.3	Ertüchtigungskonzept	90
10.3	Bois-Homogene-Brücken A9	92
10.3.1	Zustand vor Erdbebenertüchtigung	92
10.3.2	Schwachstellen bezüglich Erdbebenverhalten	92
10.3.3	Ertüchtigungskonzept	93
10.4	Brücke über die Rhone in Riddes	94
10.4.1	Zustand vor Erdbebenertüchtigung	94
10.4.2	Schwachstellen bezüglich Erdbebenverhalten	94
10.4.3	Ertüchtigungskonzept	95
	Anhänge	97
	Glossar	107
	Literaturverzeichnis	110
	Abbildungsverzeichnis	115
	Auflistung der Änderungen	119

1 Einleitung

1.1 Grundlagen

Die meisten Brücken des schweizerischen Nationalstrassennetzes wurden vor dem Inkrafttreten moderner Erdbebennormen erstellt und daher nicht für seismische Einwirkungen bemessen. Angesichts dieser Problematik veröffentlichte das ASTRA 2005 eine erste Dokumentation zur Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Strassenbrücken [26], in der ein einfaches zweistufiges Beurteilungsverfahren erläutert wird. In der Zwischenzeit wurden die grundlegenden Normen überarbeitet: So wurde die Norm SIA 261 [14] im Jahr 2014 revidiert, und das SIA-Merkblatt 2018 [21] wurde im Jahr 2017 durch die Norm SIA 269/8 [20] ersetzt. Zudem wurde das Kapitel «Erdbeben» der Norm SIA 261 im Jahr 2020 einer Teilrevision unterzogen. Anzumerken ist zudem, dass der Titel dieser Dokumentation geringfügig von demjenigen der ersten Version abweicht, um mit der Terminologie der Norm SIA 269/8:2017 [20] übereinzustimmen. Ebenso wird der Begriff «Ertüchtigung» anstelle von «Verstärkung» oder auch «Sanierung» verwendet.

1.2 Ablauf

Das ursprünglich vorgeschlagene zweistufige Verfahren zur Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Strassenbrücken endete im Jahr 2020. Sein Ziel bestand darin, diejenigen Brücken herauszufiltern, die den heutigen Anforderungen bezüglich Erdbebensicherheit nicht genügen, und eine Prioritätensetzung der erforderlichen Massnahmen zu ermöglichen. In der ersten Stufe wurden 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 wurden in der zweiten Stufe vertieft analysiert. Ergaben die Untersuchungen der zweiten Stufe eine ungenügende Erdbebensicherheit, mussten im nächsten Schritt abhängig von der Prioritätensetzung Massnahmen zur Erdbebenertüchtigung erwogen werden. Die Überprüfung der Erdbebensicherheit von Brücken erfolgt heute nach der Norm SIA 269/8:2017 [20].

1.3 Ziel der Dokumentation

Diese Dokumentation richtet sich in erster Linie an spezialisierte Ingenieurinnen und Ingenieure, die mit der schwierigen Aufgabe betraut sind, die Erdbebensicherheit bestehender Brücken zu beurteilen. Sie liefert ergänzende Angaben zur Norm SIA 269/8:2017 [20] und ist in erster Linie für zukünftige Projekte des ASTRA zur Überprüfung der Erdbebensicherheit bestehender Brücken bestimmt. In Kapitel 5 der Publikation wird zu Informationszwecken auch das zweistufige Verfahren vorgestellt, das zwischen 2005 und 2020 zur Identifizierung von Nationalstrassenbrücken, die bezüglich Erdbebensicherheit kritisch sind, angewendet wurde.

1.4 Geltungsbereich

Das vorgeschlagene zweistufige Verfahren zur Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Strassenbrücken, das im Zeitraum 2005–2020 angewendet wurde (Kapitel 5), war auf Balkenbrücken ausgerichtet, die in der Schweiz am weitesten verbreitet sind und die grösste Erdbebenverletzbarkeit aufweisen. Rahmen-, Sprengwerk- und Bogenbrücken sowie andere Spezialtypen wurden relativ summarisch behandelt. Die Anwendbarkeit eines solchen Verfahrens ist auf die in der Schweiz vorherrschende niedrige bis mittlere Seismizität beschränkt. Die Bestimmungen der aktuellen Version sind auf bestehende Strassenbrücken von Nationalstrassen ausgerichtet, wobei wiederum Balkenbrücken das primäre Ziel sind. Gerade diese Brücken weisen häufig eine grössere Erdbebenverletzbarkeit verglichen mit anderen Brückentypen auf. Die meisten Beurteilungskriterien stützen sich direkt auf die Erdbebenbemessungen gemäss den SIA-Normen, d. h. beurteilt wird in erster Linie, ob die Erdbebensicherheit den geltenden Normen für neue Bauwerke entspricht.

1.5 Inkrafttreten und Änderungen

Die vorliegende Dokumentation tritt am 06.06.2024. Die „Auflistung der Änderungen“ ist auf Seite 119 zu finden.

2 Entwicklung der Erbebenbestimmungen

2.1 Erfahrungen aus historischen Erdbeben

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 Abb. 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 [59]. Von besonderer Bedeutung ist dabei, dass nur Brücken eingestürzt sind, die vor 1981 nach aus heutiger Sicht veralteten Regeln auf Erdbeben bemessen waren (Abb. 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 damals aktuellen 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 Erdbebennorm 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.

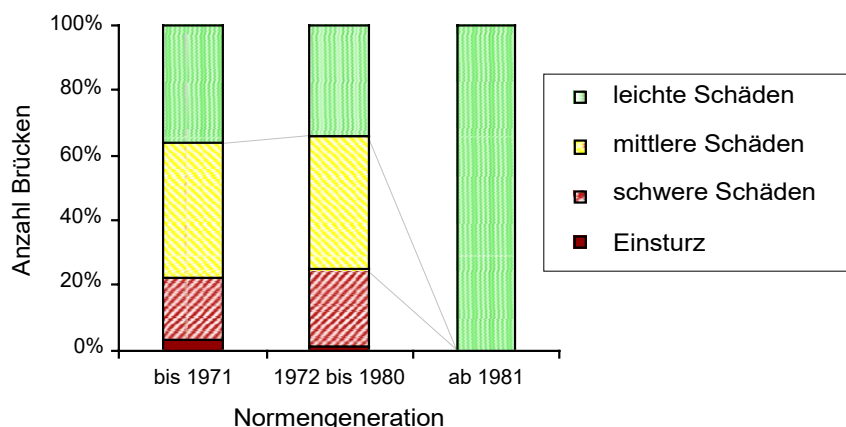


Abb. 2.1 Einfluss der Erdbeben-Normengeneration auf das Schadensausmass von 233 Brücken im Hauptschadensgebiet des Erdbebens von Northridge bei Los Angeles in Kalifornien [101].

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 [11]]. 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 [24]] 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 [23], ist festzuhalten, 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 [12] ist ein ausführliches Kapitel der Erdbebeneinwirkung gewidmet. Für Brücken wurden rechnerische Nachweise und konstruktive Massnahmen abgestuft nach Bauwerksklasse und Erdbebenzone eingeführt [SIA 160 [12]]. 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 (Abb. 2.2). Sie beruht auf probabilistischen Erdbebengefährdungsstudien aus den 70-er Jahren [92]. 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) [75]. 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 III).

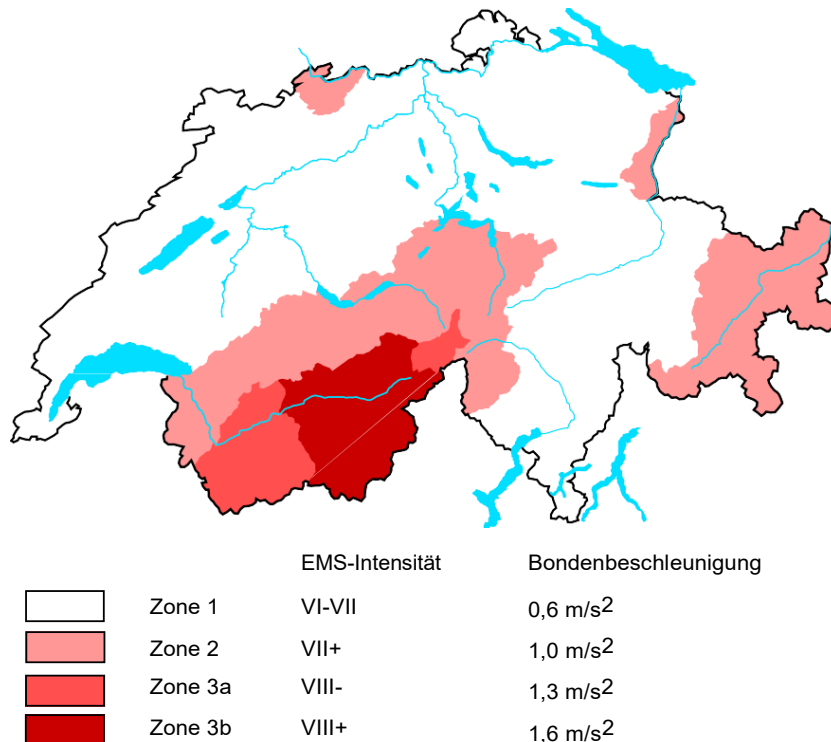


Abb. 2.2 Erdbebenzonen der Schweiz mit zugehöriger EMS-Intensität und maximaler horizontaler Bodenbeschleunigung des Bemessungsbebens gemäss Norm SIA 160 aus dem Jahre 1989 [12].

Wird eine vor 1989 erstellte Brücke bezüglich Erdbebensicherheit nach der Ausgabe 1989 der Norm SIA 160 [12] 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 [14] werden die Anforderungen an die Tragsicherheit der Stützen und Lager in der Regel noch höher.

2.4 Norm SIA 261, Ausgabe 2003 ff

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 fünf anstelle von zwei Baugrundklassen und mit stärker überhöhten Antwortspektren gut das Doppelte der bisherigen Werte erreichen [52]. 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 [13]). 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.

Gemäss Rundschreiben des ASTRA vom 24. Januar 2003 gelten bereits ab Anfang 2003 die neuen Tragwerksnormen SIA 260 bis 267 für neue Brückenprojekte [29]. Bei bestehenden Brücken sind ergänzende Überlegungen erforderlich (siehe Kapitel 2.6).

Die Tragwerksnormen SIA 260 bis 267 wurden zwischen 2013 und 2014 überarbeitet. Abgesehen von der erheblichen Erhöhung der Anforderungen an die Auflagerbankabmessungen (Absturz von Brückenträgern) haben diese Revisionen jedoch keine wesentlichen Änderungen in Bezug auf Erdbeben mit sich gebracht. Im Jahr 2020 wurde allerdings eine vollständige Überarbeitung des Kapitels 16 (Erdbeben) der Norm SIA 261 veröffentlicht [22]. Diese bringt wichtige Änderungen mit sich, unter anderem die Einführung einer neuen Erdbebenzone Z1b, eine Anpassung der Form der Antwortspektren und eine Erhöhung des Bedeutungsbeiwerts der Bauwerksklasse (BWK) III. Zudem wurde 2020 auch eine Korrigenda zur Norm SIA 260:2013 veröffentlicht, welche die Gleichung (23) betrifft. Gemäss dieser Korrigenda ist die Erdbebeneinwirkung für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit aus der Norm SIA 261 zu übernehmen, ohne Reduktion des Werts (wie bisher auf 50 %).

2.4.1 Karte der Erdbebenzonen der Norm SIA 261 (2003 vs 2020)

Die neue Erdbebenzonenkarte der Norm SIA 261 (Ausgabe 2003 und 2014) 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 (Abb. 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.

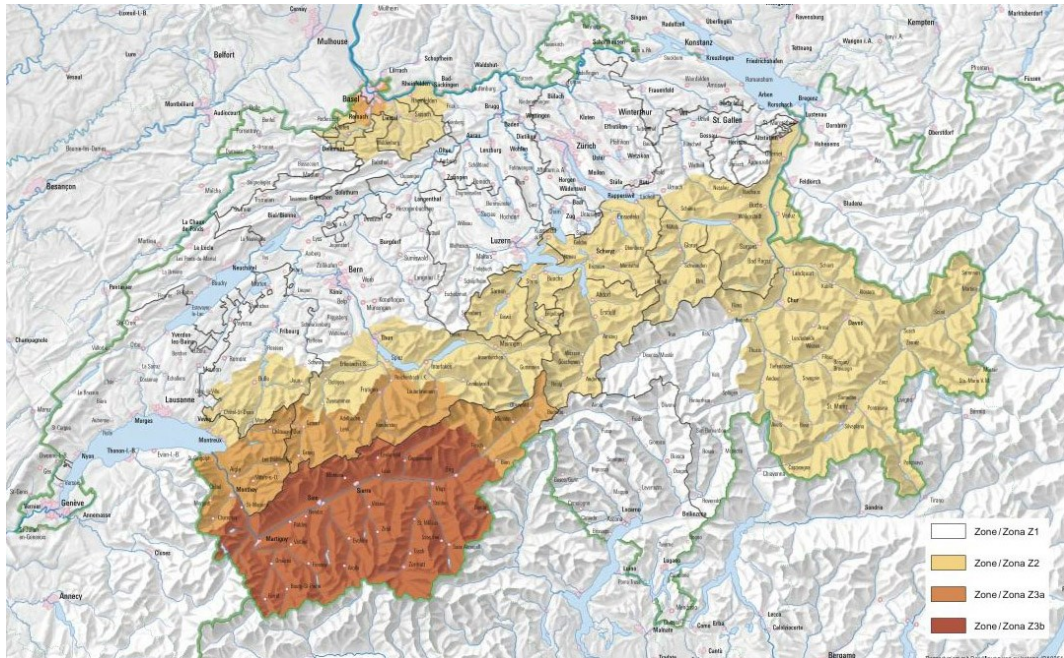


Abb. 2.3 Karte der Erdbebenzonen der Schweiz gemäss Norm SIA 261 von 2003 und 2014 [14].

Die neue Karte der Erdbebenzonen in der Ausgabe 2020 der Norm SIA 261 führt eine neue Zone Z1b mit einer Bodenbeschleunigung von $0,8 \text{ m/s}^2$ ein, die zwischen jener der Zone Z1 (umbenannt in Z1a) und jener der Zone Z2 liegt (Abb. 2.4). Im Übrigen wurden die Grenzen der Zonen mit logischeren Übergängen neu modelliert.

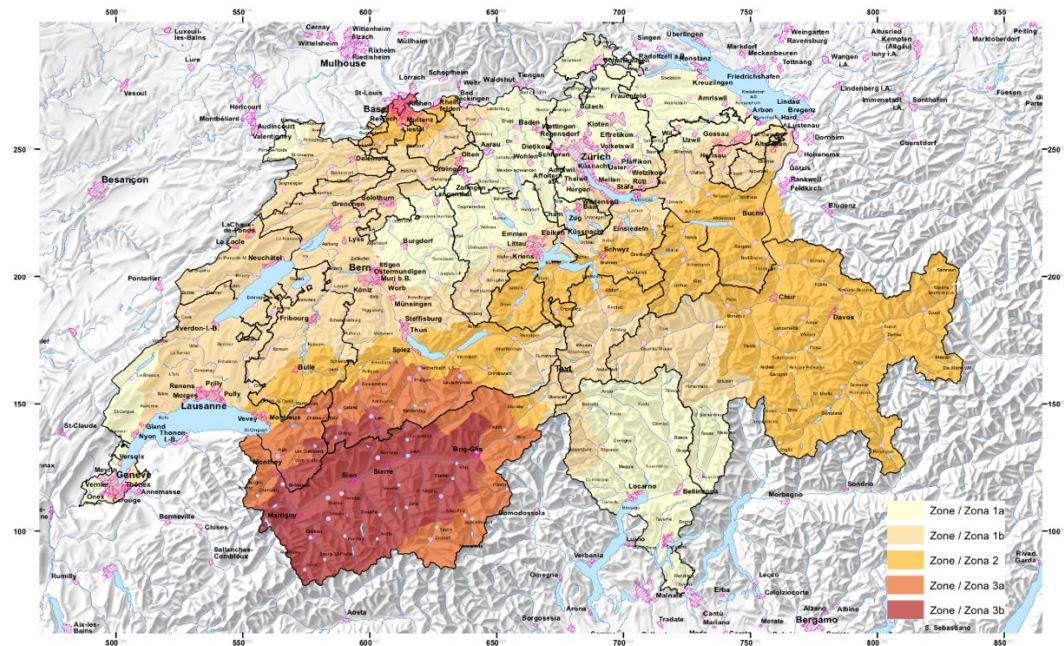


Abb. 2.4 Neue Karte der Erdbebenzonen der Schweiz gemäss Norm SIA 261 von 2020 [22].

2.4.2 Karten der Baugrundklassen und Mikrozonierungen

Um die Zuordnung eines Gebäudestandortes in eine der sechs Baugrundklassen A bis F nach der Norm SIA 261 zu erleichtern, hat die Koordinationsstelle Erdbebenvorsorge des ehemaligen Bundesamts für Wasser und Geologie (BWG) Karten der Baugrundklassen im Internet veröffentlicht.

Erläuterungen dazu sind im methodologischen Leitfaden des Bundesamts für Umwelt (BAFU) zu finden:

- <https://www.bafu.admin.ch/bafu/de/home/themen/naturgefahren/publikationen-studien/publikationen/erdbeben-karten-der-baugrundklassen.html>.

Die Karten können auf der Website des Bundes eingesehen werden:

- <https://map.geo.admin.ch>,

und zwar unter dem Hauptthema «Geologie» und sowie unter «Geologie» > «Naturgefahren» > «Erdbeben» > «Seismische Baugrundklassen».

Zudem stehen Karten der spektralen Mikrozonierungen zur Verfügung, die eine genauere Bestimmung der zu erwartenden Erdbebeneinwirkungen ermöglichen. Die betroffenen Gebiete sowie Links zu den Geodatenportalen der jeweiligen Kantone sind auf map.geo.admin.ch unter der Rubrik «Spektrale Mikrozonierung» zu finden, zum Beispiel:

- für den Kanton Waadt: <https://www.geo.vd.ch>;
- für die Kantone Basel-Stadt und Basel-Landschaft: <https://map.geo.bs.ch>, <https://geo-view.bl.ch>;
- für den Kanton Wallis: <https://www.crealp.ch>.

2.4.3 Antwortspektren

Neben der Einführung der Erdbebenzone Z1b betrifft die zweite wichtige Änderung der Version 2020 der Norm SIA 261 gegenüber der vorherigen Ausgabe die Anpassung der Form der Antwortspektren. Die Spektralformen wurden überarbeitet und erheblich korrigiert, um sie so weit wie möglich mit einer späteren Aktualisierung der Antwortspektren des Eurocodes 8 in Einklang zu bringen. Konkret wurden die Werte der Parameter (S , T_B , T_C und T_D) in der entsprechenden Gleichung für alle Baugrundklassen geändert. Die Plateaus der Spektren der Baugrundklassen C, D und E sind in der revidierten Norm SIA 261 aus dem Jahr 2020 signifikant höher als in der Vorgängerversion:

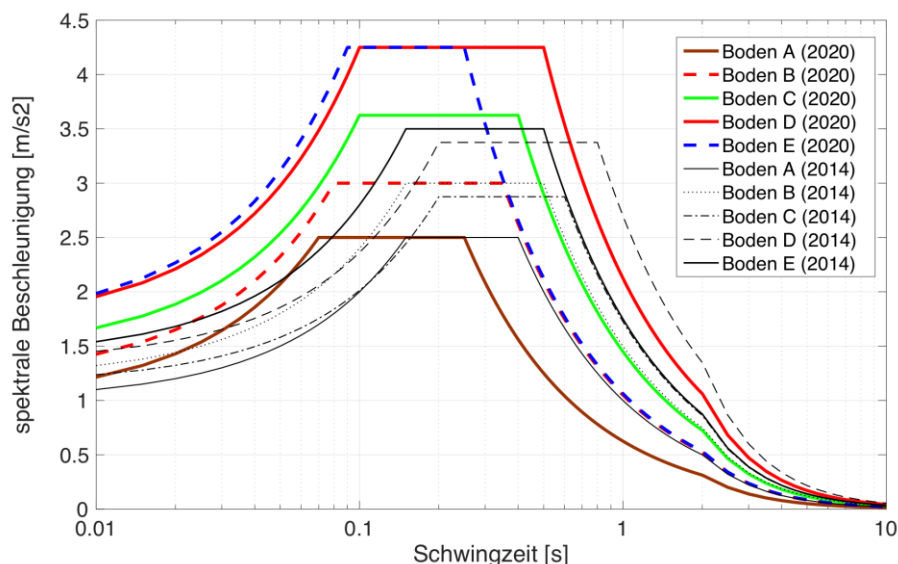


Abb. 2.5 Elastische Antwortspektren der Norm SIA 261 von 2020 für die Erdbebenzone Z2 ($a_{gd} = 1,0 \text{ m/s}^2$) im Vergleich mit den Spektren der Vorgängerversionen.

Abgesehen von der Höhe des Plateaus sind die neuen Antwortspektren jedoch generell günstiger als die vorherigen, insbesondere was den Verschiebungsbedarf anbelangt. Die grosse Veränderung betrifft die Baugrundklasse E, bei der bereits ab einer Schwingzeit von etwa 0,3 s die entsprechenden Erdbebeneinwirkungen stark reduziert sind. Diese Reduktion ist so gross, dass selbst bei einem Wechsel der Erdbebenzone von Z1 auf Z1b die für die Baugrundklasse E zu berücksichtigenden Einwirkungen geringer sind (ab einer

Schwingzeit von ca. 0,4 s) als die Einwirkungen, die zuvor in einer niedrigeren Zone (Z1 statt Z1b) berücksichtigt werden mussten.

Die Revision der Norm SIA 261 hatte keine Auswirkungen auf die Mikrozonierungen. Die Ad-hoc-Arbeitsgruppe der Normenkommission SIA 261 hat jedoch Empfehlungen zur Anwendung der Antwortspektren bei Mikrozonierungen formuliert, die seit der Publikation des neuen Erdbebengefährdungsmodells von 2015 nicht mehr aktualisiert worden sind. Dies betrifft alle Mikrozonierungen – mit Ausnahme derjenigen in der Waadt –, die 2018 aktualisiert wurden und daher mit der revidierten Norm SIA 261 aus dem Jahr 2020 unverändert angewendet werden können.

Die Empfehlungen der Normenkommission SIA 261 sind für eine Übergangsphase bis zur Aktualisierung der betreffenden Mikrozonierungen bestimmt. Dabei schlägt die Normenkommission SIA 261 aus logischen und pragmatischen Gründen vor, die Umhüllende des Antwortspektrums der nicht aktualisierten Mikrozonierung und jenes der Baugrundklasse gemäss der revidierten Norm SIA 261 zu verwenden. Das bedeutet, dass zwei Kurven zu betrachten sind, und natürlich auch, dass die Baugrundklasse bestimmt werden muss, die dem jeweiligen Standort zuzuordnen ist.

2.4.4 Duktiles und nicht-duktiles Verhalten des Tragwerkes

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

Das Konzept des *nicht-duktilen Tragwerksverhaltens* lehnt sich an die übliche Vorgehensweise nach den SIA-Normen 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 sowie für Stahlbautragwerke (ausser für die Querschnittsklasse 4), und nur $q = 1,5$ für alle übrigen Bauweisen. Der Verhaltensbeiwert von $q = 1,5$ berücksichtigt im Wesentlichen nur die Überfestigkeit.

Das Konzept des *duktilen Tragwerksverhaltens* beruht auf den Erkenntnissen des modernen Erdbeningenieurwesens 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-duktilem Tragwerksverhalten. Im Gegenzug sind die konstruktiven Regeln in den neuen Erdbebenenkapiteln der Normen SIA 262 bis 266 einzuhalten.

2.4.5 Entwicklung der Erdbebeneinwirkung in den Normen

Abb. 2.6 zeigt vereinfachend die Entwicklung der anzusetzenden Erdbebenkräfte für duktile und nicht-duktile Stahlbetonbrückenstützen im Laufe der letzten Normengenerationen. Als typische Kenngrösse wird der Ersatzkraftindex für eine in Längsrichtung 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 BWK 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 (Dau-erlasten plus Anteil der Nutzlasten).

Als Bewehrungsstahl der Brückenstütze wurde Bewehrungsstahl der Duktilitätsklasse C angenommen. Gemäss SIA 261 und SIA 262 erhält man dann einen Verhaltensbeiwert $q = 4,0$ für duktiles Tragwerksverhalten und $q = 2,0$ für nicht-duktiles Tragwerksverhalten.

Zwei Trends prägen den Verlauf des Ersatzkraftindex in Abb. 2.6: 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-dukti-

les Tragwerksverhalten nach der Norm SIA 261 ergibt sich fast der dreifache Ersatzkraftindex gegenüber früher, während für duktilen Verhalten bei beiden Bauwerksklassen nur eine kleine Erhöhung erfolgt. Die relativ geringe Zunahme des Index zwischen den Ausgaben 2003 und 2020 der Norm SIA 261 hängt mit der für dieses Beispiel gewählten Baugrundklasse B zusammen. Bei den Baugrundklassen C, D oder E würde der Index deutlich ansteigen.

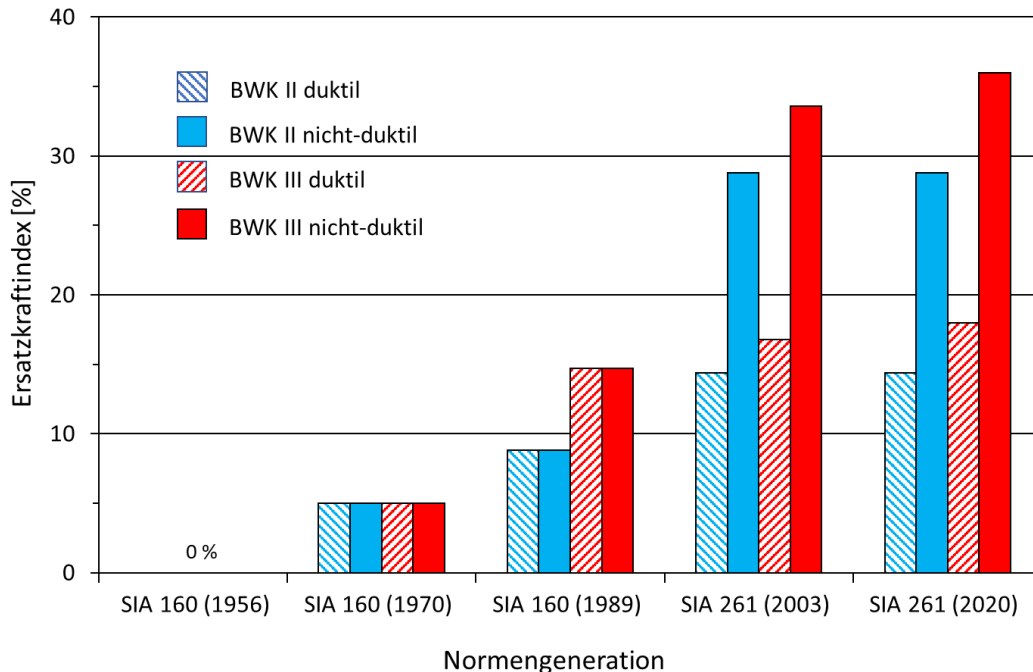


Abb. 2.6 Geschichtliche Entwicklung des Ersatzkraftindex für duktilen und für nicht duktilen Stahlbeton-Tragwerksverhalten in den letzten vier SIA-Normengenerationen (Erdbebenzone Z3b, Baugrundklasse B, Bauwerksklassen BWK II und BWK III).

Mit der Norm SIA 261 sind die konventionelle Bemessung und konstruktive Durchbildung nach den bisherigen Normen neu als nicht-duktilen Tragwerksverhalten einzustufen, da in der Regel die duktilitätsfördernden konstruktiven Massnahmen nicht eingehalten sind und ein vorzeitiges sprödes Versagen nicht ausgeschlossen werden kann. Anstelle der bisherigen Reduktionsfaktoren 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 2,0 zugelassen. Dies entspricht fast einer Verdoppelung der resultierenden Erdbebenschnittkräfte gegenüber früher.

2.5 Bestehende Kunstbauten gemäss SIA Normen

Generell erforderte die Anwendung der SIA-Normen auf bestehende Kunstbauten zusätzliche Entwicklungen, die in einer eigenen Normensammlung, den Normen SIA 269:2011 [18], formalisiert wurden. In Bezug auf Erdbeben wurde jedoch schnell klar, dass bestehende Kunstbauten nicht gleich behandelt werden können wie Neubauten und dass ein spezifischer Ansatz dringend erforderlich ist. Da ein erheblicher Teil der bestehenden Kunstbauten in der Schweiz ohne Berücksichtigung von Erdbeben oder mit nicht angepassten Methoden bemessen wurde, müsste eine grosse Mehrheit von ihnen ertüchtigt werden, wenn man sie nach denselben Kriterien wie Neubauten beurteilen würde. Um die erforderlichen Investitionen sinnvoll zu begrenzen, wurde daher ein anderer Ansatz entwickelt und bereits 2004 im SIA-Merkblatt 2018 [21] (2004) festgehalten. Der in diesem innovativen Dokument verwendete risikobasierte Ansatz besteht im Wesentlichen darin, das minimal erforderliche Sicherheitsniveau in Bezug auf die Akzeptanz des Individualrisikos zu definieren. Das SIA-Merkblatt 2018 wurde später geringfügig angepasst und Ende 2017 unter der Bezeichnung SIA 269/8:2017 [20] in die Normensammlung SIA 269 aufgenommen.

2.5.1 Das Merkblatt SIA 2018 (2004)

In Bezug auf Erdbeben liegt der wesentliche Unterschied zwischen neuen und bestehenden Kunstbauten in den Kosten der Massnahmen. Bei Neubauten sind die Kosten für die Umsetzung der Vorgaben der neuesten Baunormen nahezu vernachlässigbar. Studien in der Schweiz haben gezeigt, dass die Mehrkosten höchstens ein Prozent der Rohbaukosten ausmachen. Zudem können diese Kosten durch eine geeignete Gestaltung der Tragstruktur erheblich gesenkt werden. Bei bestehenden Kunstbauten sieht das ganz anders aus. Im Gegensatz zu Neubauten können hier natürlich keine günstigen Entscheidungen hinsichtlich der Gestaltung des Tragwerks mehr getroffen werden. Zudem ist eine Ertüchtigung dieser Bauten sehr kostspielig und kann zweistellige Prozentzahlen des Werts des Objekts erreichen. Deshalb sind für neue und bestehende Kunstbauten unterschiedliche Ansätze erforderlich. Im SIA-Merkblatt 2018 «Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben» [21] wurde bereits 2004 ein solcher Ansatz formalisiert, der die Grundsätze der Verhältnismässigkeit und Zumutbarkeit auf die Risikoreduktion und die Kosten der Massnahmen anwendet. Damit können unter anderem angemessene Investitionsgrenzen festgelegt werden.

Der Ansatz des SIA-Merkblatts 2018 basiert auf Risikobegriffen. Das Individualrisiko wird vom Kollektivrisiko abgekoppelt und das minimal erforderliche Sicherheitsniveau wird in Bezug auf die Akzeptanz des Individualrisikos definiert. Die folgenden Elemente bilden das Grundgerüst des SIA-Merkblatts 2018:

- Individualrisiko
- Grundsatz der Verhältnismässigkeit
- Grundsatz der Zumutbarkeit

Das SIA-Merkblatt 2018 war in erster Linie für die Beurteilung von Gebäuden bestimmt und das minimal erforderliche Sicherheitsniveau wird darin in Verbindung mit der Akzeptanz des Individualrisikos definiert. Das Individualrisiko gibt die mittlere Wahrscheinlichkeit an, mit der eine einzelne Person in einem Gebäude durch ein Erdbeben stirbt. Bei der Abschätzung des Individualrisikos wird von einer Person ausgegangen, die sich rund um die Uhr im betreffenden Gebäude befindet. So ausgedrückt ist das Individualrisiko vielmehr ein Indikator für die Tragsicherheit des Gebäudes als tatsächlich ein Risiko für einzelne Personen, da sich in der Regel niemand rund um die Uhr in einem Gebäude aufhält. Die Verknüpfung des Individualrisikos mit der Tragsicherheit erfolgt mithilfe des Erfüllungsfaktors (α_{eff}). Dieser quantifiziert, inwieweit ein bestehendes Bauwerk die Anforderungen an ein neues Bauwerk gemäss den neuesten SIA-Normen erfüllt. Ein minimaler Erfüllungsfaktor, der dem akzeptierbaren Individualrisiko entspricht, wurde festgelegt ($\alpha_{\text{min}} = 0,25$ für BWK I und BWK II). Anders ausgedrückt: Die Sicherheit einer einzelnen Person ist in einem bestehenden Gebäude gewährleistet, wenn dieses einen Viertel der Anforderungen der neuesten SIA-Normen einhält.

Wenn das Kriterium der Akzeptanz des Individualrisikos erfüllt ist ($\alpha_{\text{eff}} > \alpha_{\text{min}}$), muss die Beurteilung der Verhältnismässigkeit der Massnahmen auf der Grundlage der Rettungskosten erfolgen. Diese entsprechen statistisch den Beträgen, die zur Rettung von Menschenleben aufgewendet werden. Die Verhältnismässigkeit kann nur anhand eines Vergleichs mit den Beträgen bestimmt werden, die in anderen Situationen verwendet werden, wobei in der Regel 10 Millionen Franken pro gerettetem Menschenleben als verhältnismässig betrachtet werden. Zur Anwendung dieses Kriteriums muss das Kollektivrisiko bestimmt werden, das von der Anzahl der Personen, die sich in einem Gebäude aufhalten, und deren Anwesenheitsdauer abhängt. In die Berechnung der Rettungskosten fliessen die mit der Massnahme verbundene Risikoreduktion, die durchschnittliche Personenbelegung des Gebäudes (PB) und die Restnutzungsdauer mit ein. Logischerweise sind die Rettungskosten umso geringer, je grösser die Risikoreduktion ist, je mehr das Gebäude belegt ist und je länger es genutzt wird. Dabei ist zu beachten, dass die Wiederkehrperiode von Erdbeben viel höher ist (ca. 500 Jahre) als die Restnutzungsdauer (ca. 50 Jahre) und ein Gebäude selten ständig belegt ist, sodass durch Massnahmen statistisch betrachtet nur sehr wenige Menschenleben gerettet werden können. Deshalb erreichen auch die als verhältnismässig geltenden Beträge nur einen Bruchteil der Grenzkosten von 10 Millionen Franken.

Grundsätzlich müssen Massnahmen ergriffen werden, wenn der Erfüllungsfaktor unter den minimalen Schwellenwert fällt ($\alpha_{\text{eff}} < \alpha_{\text{min}}$). Es kann jedoch Situationen geben, beispielsweise bei Gebäuden, die nur selten von Menschen betreten werden, in denen solche Massnahmen zu teuer wären und die Rettungskosten nicht verbessern würden. Für solche Fälle wurde der Begriff der Zumutbarkeit eingeführt. Dieser Begriff kommt in der Umgangssprache, aber auch im juristischen Bereich zu Anwendung. In der Regel wird er im Zusammenhang mit einer Einschränkung verwendet, die einen vertretbaren Umfang aufweisen muss. Im Rahmen des SIA-Merkblatts 2018 gelten Massnahmen zur Erreichung des minimalen Erfüllungsfaktors ($\alpha_{\text{min}} = 0,25$ für BWK I und BWK II) als zumutbar, wenn die Rettungskosten unter 100 Millionen Franken pro gerettetem Menschenleben liegen. Sind die Ausgaben zur Erreichung eines akzeptierbaren Individualrisikos nicht zumutbar, so muss durch organisatorische Massnahmen versucht werden, die Anzahl der exponierten Personen oder die Zeit, in der sie exponiert sind, zu vermindern. Beispielsweise kann eine Belegungsquote festgelegt werden, die nicht überschritten werden darf, oder die Nutzung des Gebäudes kann geändert werden. Wenn es keine zumutbaren Massnahmen gibt, um den minimalen Erfüllungsfaktor zu erreichen, muss dieses Risiko bewusst akzeptiert werden.

Schliesslich ist festzuhalten, dass die Verhältnismässigkeit und die Zumutbarkeit nicht unbedingt wörtlich zu nehmen sind. Zu berücksichtigen ist auch die Höhe der Beträge, die zur Verbesserung der Erdbebensicherheit ausgegeben werden müssten, im Vergleich zu den Gesamtkosten eines Umbaus. So können die Kosten, selbst wenn sie über den Grenzen von 10 oder 100 Millionen Franken pro gerettetem Leben liegen, als verhältnismässig oder zumutbar betrachtet werden, wenn sie nur wenige Prozent der Gesamtkosten eines Umbaus ausmachen.

2.5.2 Die Norm SIA 269/8 (2017)

Die Norm SIA 269/8 «Erhaltung von Tragwerken – Erdbeben» [20] ersetzt seit Dezember 2017 das SIA-Merkblatt SIA 2018. Sie ist seither das grundlegende Dokument für die Überprüfung der Erdbebensicherheit bestehender Bauten, wobei der risikobasierte Ansatz zur Beurteilung der Erdbebensicherheit übernommen und erweitert wurde. Das Hauptziel besteht darin, unverhältnismässige Massnahmen zu vermeiden, denn eine Erdbebenerstärkung ist bei einem bestehenden Bau im Gegensatz zu einem Neubau in der Regel äusserst kostspielig. Der Ansatz stützt sich auf die beiden Hauptpfeiler des SIA-Merkblatts 2018: die Definition eines minimalen Erfüllungsfaktors, um die individuelle Sicherheit zu gewährleisten, und die Anwendung der Verhältnismässigkeit, um die Wirksamkeit von Erstärkungsmassnahmen festlegen und ausgehend davon vorschlagen zu können, ob sie umgesetzt werden sollen oder nicht.

Der Mindesterfüllungsfaktor wird in Abhängigkeit der Bauwerksklasse, zu der das untersuchte Bauwerk gehört, bestimmt. Mit der Norm SIA 269/8 wurden gegenüber dem SIA-Merkblatt 2018 zwei besondere Bauwerksklassen mit einem erhöhten Mindesterfüllungsfaktor eingeführt ($\alpha_{\text{min}} = 0,4$ statt $\alpha_{\text{min}} = 0,25$). Es handelt sich um:

- BWK II-s, Schulen und Kindergärten (inkl. Gebäude, in denen Jugendliche in Ausbildung verkehren)
- BWK II-i, Bauwerke mit bedeutender Infrastrukturfunktion (z. B. Brücke über einen wichtigen Verkehrsweg oder SBB-Kraftwerk)

Im Vergleich zum SIA-Merkblatt 2018 wurde der Begriff der Zumutbarkeit fallengelassen, da er in rechtlicher Hinsicht problematisch war. So sind Massnahmen nun zwingend erforderlich, wenn der Erfüllungsfaktor α_{eff} kleiner ist als der Mindesterfüllungsfaktor α_{min} . Zudem liefert die Norm SIA 269/8 die Elemente, mit denen bei der Berechnung der Verhältnismässigkeit unter anderem der Wert des Bauwerks und seine Infrastrukturfunktion berücksichtigt werden können.

Zu beachten ist, dass die Tabellen mit den Kennwerten der Baustoffe, abhängig von der Ausgabe der Norm, die im Anhang des Merkblatts SIA 2018 aufgeführt waren, neu in die entsprechenden Normen SIA 269/x integriert sind. Beispielsweise befindet sich die Tabelle der Kennwerte von Beton im Anhang der Norm SIA 269/2 «Erhaltung von Tragwerken – Betonbau».

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 [29], bereits seit Anfang 2003 die neuen Normen 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 Abschnitt 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 6.7 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 Kapitel 8.2 werden auf der Norm SIA 269/8 basierende Hinweise für die Entscheidung gegeben, ob der vorhandene Zustand einer Brücke weiterhin akzeptiert werden kann oder ob sie ertüchtigt werden soll.

2.7 Altersstruktur von bestehenden Brücken

Das Nationalstrassennetz umfasst derzeit etwa 4280 Brücken. Einige Bauwerke sind zum Inventar hinzugekommen, da mit dem NEB von 2018 rund 420 km Kantonsstrassen in das Nationalstrassennetz überführt wurden. Eine Aufgliederung nach Baujahr in vier Zeitabschnitte entsprechend der Entwicklung der Erdbebenbestimmungen in den SIA-Normen zeigt, dass rund 28 Prozent der Brücken vor 1970 und 54 Prozent in der Übergangszeit zwischen 1970 und 1989 erstellt worden sind. Etwa 13 Prozent der Brücken sind in den Jahren 1990 bis 2003 nach Inkrafttreten von aus heutiger Sicht modernen Erdbebenbestimmungen gemäss der Norm SIA 160 aus dem Jahr 1989 erbaut worden, während nur gerade 5 Prozent aus der Zeit nach dem Jahr 2003, in dem die Norm SIA 261:2003 in Kraft getreten ist, stammen (Abb. 2.7).

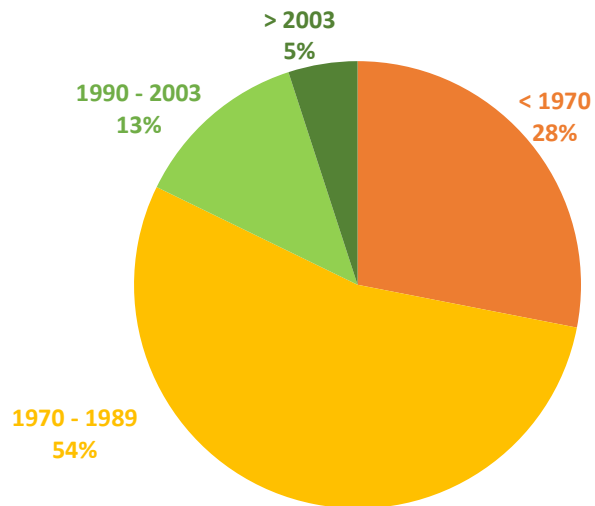


Abb. 2.7 Normengeneration der Erdbebennormen, nach denen die 4280 Brücken des Nationalstrassennetzes gebaut wurden (2020).

3 Erdbebenverletzbarkeit von Brücken

3.1 Phänomene bei einem Erdbeben

Infolge der raschen Bodenbewegungen während eines Erdbebens können Brücken in den beiden horizontalen Richtungen und in vertikaler Richtung zu Schwingungen angeregt werden. Bei niedriger bis mittlerer Seismizität, wie in der Schweiz vorherrschend, kann die vertikale Anregung meist problemlos aufgenommen werden, da Brücken primär auf die vertikalen Lasten (Eigen-, Auf- und Verkehrslasten) 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 nicht synchron zu einander, d.h. der Abstand zwischen den einzelnen Fundamenten 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 Erdbebenverhaltens zu ziehen [71], [106]. In den weiteren Abschnitten dieses Kapitels werden typische Schadenbilder gegliedert nach Brückentypen präsentiert. Im Kapitel 4 Erdbebengerechter Entwurf und Bemessung, wird aufgezeigt, wie diese Schäden möglichst vermieden werden können.



Abb. 3.1 Absturz eines Brückenträgers beim Erdbeben in Kobe 1995 (links) und in Chile 2010 (rechts) [30].

3.2 Balkenbrücken

Der Absturz des Brückenträgers von zu kurzen Auflagerbereichen in Längsrichtung ist das typische Erdbebenschadenbild von Balkenbrücken. Beispiele dazu nach dem Erdbeben von Kobe in Japan im Jahre 1995 und nach dem Erdbeben in Chile 2010 zeigt Abb. 3.1. Brücken, die aus einfachen Balken bestehen, wie z.B. vorgefertigte Balkenbrücken, sind besonders anfällig auf einen Trägerabsturz bei Erdbeben (Abb. 3.2). Auch Durchlaufträger können bei den Widerlagern, bei Gerbergelenken oder bei Dilatationsfugen auf Zwischenstützen abstürzen. (Abb. 3.1). In Abb. 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 Instandsetzung oder Ersatz. Fällt der Brückenträger nur von den Lagern auf die Auflagerbank herunter (Abb. 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.



Abb. 3.2 Absturz der Brückenträger einer vorfabrizierten Balkenbrücke beim Erdbeben in Taiwan 1999 [30].



Abb. 3.3 Seitlich verschobener und von den Lagern auf das Stützenjoch gefallener Brückenträger beim Erdbeben in Kobe 1995 [30].

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 (Abb. 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 (Abb. 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 (Abb. 3.5).



Abb. 3.4 Einsturz von Stahlbetonbrückenstützen beim Erdbeben in Kobe 1995. [30].



Abb. 3.5 Beulen einer runden Stahlstütze beim Erdbeben in Kobe 1995 [30].

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, welches häufig zu einem spröden Schubbruch führt (Abb. 3.6).



Abb. 3.6 Schubversagen einer Stahlbetonbrückenstütze beim Erdbeben in Kobe 1995 [30].

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, Gerbergelenke, kurze Widerlagerbänke auf. Mögliche Schadenbilder sind Fundamentverschiebungen oder -verdrehungen sowie Setzungen der aufgeschütteten Fahrbahn neben der Brücke. Rahmenbrücken mit relativ hohen Widerlagerwänden können durch den bei Erdbeben erhöhten Erddruck ähnlich wie grosse Stützmauern gefährdet sein.

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

3.4 Bogenbrücken

Bogenbrücken weisen eine relativ hohe Längssteifigkeit auf und reagieren empfindlich auf Relativverschiebungen der Kämpfer. Infolge Erdbebenerschütterungen werden die beiden Kämpfer nicht synchron zueinander angeregt. Die resultierende zyklische Verlängerung und Verkürzung der Bogenspannweite kann zu Schäden führen, von herausfallenden Gewölbesteinen, bis zum Einsturz (Abb. 3.7). Bogenbrücken mit aufgeständerter Fahrbahn sind ähnlich wie Balkenbrücken gefährdet bezüglich Absturz des Brückenträgers.



Abb. 3.7 Beschädigte Naturstein-Bogenbrücke beim Erdbeben von Ceyhan in der Südtürkei 1998 (links) [30], eingestürzte Naturstein-Bogenbrücke Rio Claro beim Centro-Sur-Erdbeben in Chile 2010 (rechts).

3.5 Schrägseilbrücken

Schrägseilbrücken weisen meist relativ lange Grundswingzeiten in Längs- und Querrichtung auf, so dass infolge Erdbebenanregung die Verschiebungen gross werden, während die Beanspruchungen klein bleiben. 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 in Kobe 1995 von sehr starken Bodenbewegungen erfasst worden [94]. Sie haben das Erdbeben ohne grössere Schäden überlebt, dies vor allem auch deshalb, weil sie als besonders wichtige Bauwerke in höhere Bauwerksklassen eingestuft und nach modernen Konzepten des Erdbebeningenieurwesens auf ein entsprechend höheres Bemessungsbeben berechnet und ausgelegt worden waren. Vereinzelt gab es Schäden an Lagern und Spanngliedverankerungen [90].

Beim Chi-Chi-Erdbeben in Taiwan 1999 ereignete sich weltweit der erste grössere Schadenfall an einer Schrägseilbrücke infolge Erdbeben [64]. Der Brückenträger der 240 m langen Gi-Lu-Schrägseilbrücke prallte gegen die Widerlager, wobei grössere Schäden entstanden sind. Unter anderem versagte auch ein Schrägkabel.

3.6 Lager und Fahrbahnübergänge

Bei fester Längslagerung des Brückenträgers sind häufig Schäden beim den festen Lagern beobachtet worden. [57]. Die Hin- und Herbewegung im Lagerspiel des festen Lagers führt zu sehr hohen Anprallkräften, die das Lager zerstören können (Abb. 3.8). Auch bei speziell auf Erdbeben bemessenen Horizontalkraftlagern konnten schwere Schäden beobachtet werden. Abb. 3.9 zeigt eine mehrfeldrige Balkenbrücke eines noch nicht eröffneten Autobahnabschnittes nach dem Umbrien-Erdbeben 1997 in Italien. Der durchgehende Brückenträger war bei einem Widerlager in Längsrichtung durch ein spezielles Horizontalkraftlager mit Zugstangen verankert (links in Abb. 3.9). Nach dem Erdbeben waren die Zugstangen $\varnothing 50$ mm fast aus ihrer Verankerung in einer an die Widerlagerrückwand anbetonierten Wandscheibe ausgerissen (rechts in Abb. 3.10).



Abb. 3.8 Dreifeldträger mit fester Längslagerung am Widerlager am rechten Bildrand (links), Detail des abgerissenen festen Längslagers auf dem Widerlager (rechts), nach dem Erdbeben in Kobe 1995 [30].



Abb. 3.9 Balkenbrücke mit 657 m langem Durchlaufträger und fester Längslagerung beim Widerlager, links im Bild (siehe Detail in Abb. 3.10) [30].

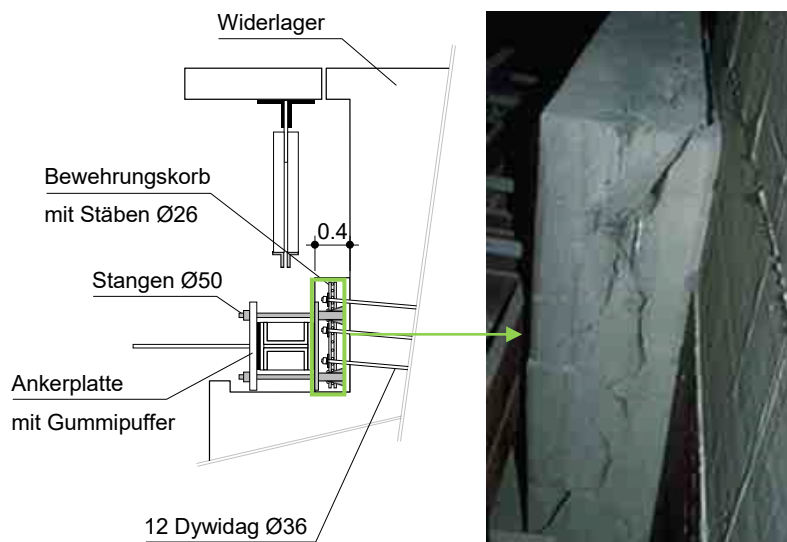


Abb. 3.10 Längsschnitt durch das Widerlager mit fester Längslagerung (Bild links). Ausgerissene Ankerplatte der Zugstangen Ø 50 mm des Längslagers in der anbetonierten Scheibe an der Widerlagerrückwand (Bild rechts), Umbrien 1997 [50] [30].

Bei einem festen Längslager ist nach dessen Zerstörung in der Anfangsphase des Erdbebens in der Regel der Einsturz der Fahrbahnplatte zu erwarten. Unabhängig von der erdbebengerechten Bemessung der Auflager sind daher Massnahmen zur Sicherung gegen Absturz vorzusehen.

Wenn der Trägerabsturz vermieden werden kann, bleiben die Schäden meist klein. Abb. 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 entweder weiterhin befahren werden (links in Abb. 3.11), oder es muss zuerst ein behelfsmässiger Übergang erstellt werden, z.B. mit einer provisorischen Stahlplatte, wie rechts in Abb. 3.11 gezeigt.



Abb. 3.11 Beschädigte Fahrbahnübergänge nach dem Erdbeben in Taiwan 1999 [30].

Schäden wurden auch um die Gerbergelenke der Brücken beobachtet. Wenn die seismischen Verschiebungen zwischen den benachbarten Teilen der Brücke gross sind und die Auflagerlänge nicht ausreicht, ist ein Absturz des Brückenträgers möglich. Zudem beträgt der Zwischenraum, der typischerweise in diesen Bereichen zwischen verschiedenen Teilen der Brücke vorgesehen ist, oft nur wenige Zentimeter. Folglich können auch Schäden durch Aneinanderprallen (*Hammering*) auftreten (siehe auch Abschnitte 3.7 und 7.4).

3.7 Widerlager

An Widerlagern können Schäden durch Setzungen des Fundamentes, der Hinterfüllung, der Dammschüttungen oder der Schleppplatte entstehen. Setzungen hinter dem Widerlager im Übergangsbereich zum Strassenkörper können nach dem Erdbeben rasch wieder ausgeebnet werden, wie in Abb. 3.12 aus Boumerdès in Nord-Algerien im Jahre 2003 (Magnitude $M_W = 6,7$) ersichtlich.



Abb. 3.12 Geringfügige Setzungen hinter dem Widerlager einer Strassenbrücke in Boumerdès, Algerien 2003 [30].

Gefährlicher sind Verkipnungen des Widerlagers infolge des erhöhten Erddrucks während der Erdbebenerschütterungen oder infolge unterschiedlicher Setzungen (Abb. 3.13). Besonders gefährdet sind dabei hohe Widerlagerwände ab einer lichten Höhe von etwa 7 m, da kleine Verkipnungen zu grossen horizontalen Verschiebungen der Auflagerbank führen können.

Bleibende Widerlagerverdrehungen und -setzungen können auch durch Bodenverflüssigung 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 Abb. 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.



Abb. 3.13 Beschädigung des Widerlagers durch Setzungen (NISEE-PEER, Univ. of California, Berkeley, [55]).

Die erwähnten Phänomene können auch Strukturschäden am Widerlager und seinen Flügelnwänden verursachen. Der Aufprall der Balken auf das Widerlager und der Erddruck können zu einem spröden Versagen (Schubbruch) des Widerlagers führen (siehe Abb. 3.14), und das Versagen der Lager kann dazu führen, dass seine Verankerung herausgerissen wird.



Abb. 3.14 Versagen des Widerlagers, I-5/I-210 Interchange, Erdbeben von San-Fernando 1971. (Quelle: NISEE-PEER, Univ. of California, Berkeley [99]).

Bei schwimmender Lagerung oder nach der Zerstörung der festen Längslagerung kann der Aufprall des Brückenträgers auf das Widerlager Schäden bewirken [58]. Schäden durch Aneinanderprallen können zwischen angrenzenden Bauwerken oder zwischen verschiedenen Komponenten einer Brücke auftreten, wenn der Trennungsabstand nicht ausreicht, um die relative Verschiebung zwischen ihnen aufzunehmen, wodurch die Fuge geschlossen wird. Mehrfeld- und Einfeldbrücken sind aufgrund der vielen unabhängigen Komponenten und der fehlenden Kontinuität in der Struktur am anfälligsten für Schäden durch Aneinanderprallen [76].

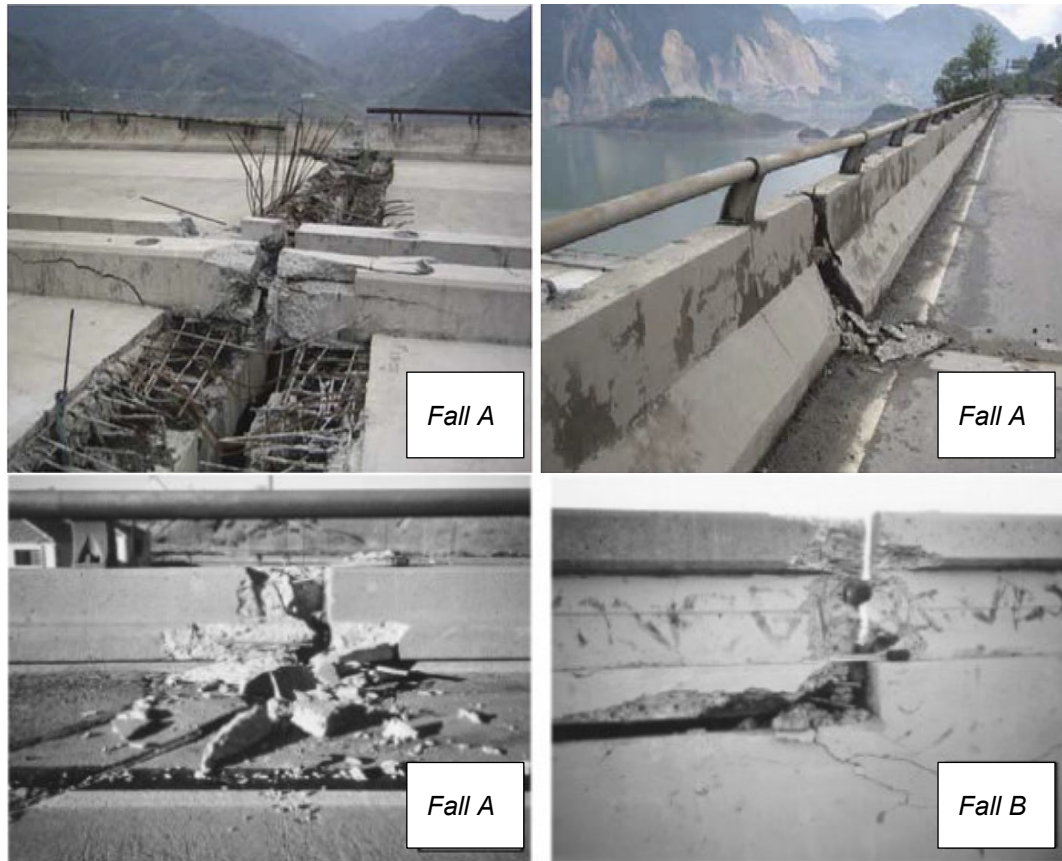


Abb. 3.15 Typische Erdbebenschäden an Brücken durch Aneinanderschlagen: Fall A zwischen den Fahrbahnplatten und Fall B zwischen der Fahrbahnplatte und dem angrenzenden Widerlager. (Quellen: [86],[76]).

Abb. 3.15 zeigt typische Erdbebenschäden an Brücken durch Aneinanderprallen zwischen Fahrbahnplatten (Abb. 3.15 Fall A [86], [76]) und zwischen der Fahrbahnplatte und dem angrenzenden Widerlager (Abb. 3.15 Fall B, [76]) aufgrund einer grossen Relativbewegung.

3.8 Geotechnische Aspekte

Neben Bodenverflüssigung können bei Erdbeben auch Hangrutschungen und Felsstürze auftreten. Bei Bodenverflüssigung gefährdet sind vor allem Fundationen 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 [81], [96]. 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.

Die Bodenverflüssigung ist ein Phänomen, bei dem eine kohäsionslose Bodenschicht unterhalb des Grundwasserniveaus durch starke seismische Erschütterungen des Bodens

erheblich an Festigkeit verliert. Der Grund dafür ist, dass sich bestimmte Arten von kohäsionslosem Boden während eines Erdbebens tendenziell verdichten. Diese Verdichtung führt zu einem Anstieg des Porenwasserdrucks im Boden, was wiederum bewirkt, dass die Festigkeit des Bodens verringert wird. Neu abgelagerte (d. h. geologisch junge) und relativ lockere natürliche Böden ebenso wie nicht oder schlecht verdichtete Aufschüttungen sind anfällig für eine Bodenverflüssigung. Besonders empfindlich sind lockere und lehmige Sande. Auch Schluff und loser Kies haben ein Verflüssigungspotenzial. Dichte natürliche Böden und gut verdichtete Aufschüttungen sind nur wenig verflüssigungsempfindlich. Tonböden sind in der Regel nicht anfällig, mit Ausnahme von sehr empfindlichen Tonböden, die an bestimmten geografischen Orten zu finden sind.

Im Allgemeinen kann eine Verflüssigung ab einer Bodenbeschleunigung von 1 m/s^2 auftreten (siehe auch SIA 269/8 [20]); bei geringeren Beschleunigungen ist dieses Phänomen sehr selten. In der Schweiz sind potenziell verflüssigungsempfindliche Böden oft durch Sedimente von Flüssen und Seen gekennzeichnet, wie zum Beispiel in der Walliser Ebene.

Die Verflüssigung war bei vergangenen Erdbeben die vielleicht wichtigste Ursache von Brückenschäden. Die meisten Schäden sind auf die laterale Bewegung des Bodens bei den Brückenwiderlagern zurückzuführen. Es gab aber auch Fälle, in denen es zum Verlust der seitlichen und vertikalen Lager der Foundation der Brückenpfeiler kam.

Die möglichen Folgen der Bodenverflüssigung lassen sich in die folgenden Kategorien einteilen:

1. **Schlammlawine:** Schlammlawinen sind die katastrophalste Form eines Grundbruchs, der aufgrund der Bodenverflüssigung auftreten kann. Diese grossen Rutschungen entwickeln sich, wenn die statische Belastung (Schwerkraft), die auf den Boden eines Gefälles einwirkt, grösser ist als die geringe Scherfestigkeit des verflüssigten Bodens (d. h. der statische Sicherheitsfaktor sinkt aufgrund der Verflüssigung unter 1,0). Da die durch ein Erdbeben erzeugten Trägheitskräfte nicht nötig sind, um ein Abrutschen des verflüssigten Bodens zu bewirken (die Schwerkräfte reichen aus), können solche Rutschungen auch dann noch auftreten, wenn der Boden nicht mehr bebt. Schlammlawinen führen in der Regel zu Verschiebungen von mehreren Dutzend Metern und treten mit relativ hohen Geschwindigkeiten von bis zu mehreren Dutzend Kilometern pro Stunde auf.

2. **Spreizbruch (*Lateral Spreading*):** Seitliche Bodenverschiebungen sind die häufigste Form von rutschähnlichen Bewegungen, die mit der Bodenverflüssigung einhergehen. Sie können aufgrund der kombinierten statischen Kräfte und der seismischen Trägheitskräfte in der Bodenmasse auf nur leicht geneigtem Terrain (in einigen Fällen eine Neigung von weniger als 1 %) unter einem verflüssigten Boden auftreten. Solche Verschiebungen bauen sich während eines Erdbebens immer dann auf, wenn die statischen und seismischen Scherspannungen die Festigkeit des verflüssigten Bodens übersteigen. Der daraus resultierende Spreizbruch kann von wenigen Zentimetern bis zu mehreren Metern betragen und ist meist mit einer starken Rissbildung im Boden mit horizontalen und vertikalen Verschiebungen verbunden. Das Potenzial für seitliche Bodenverschiebungen wird erhöht, wenn es eine «freie Seite» gibt, zum Beispiel eine Flussrinne oder das schräge Ufer eines Sees oder einer Bucht, zu der hin Bewegungen möglich sind. Unter der Aufschüttung einer Zufahrtsrampe zur Brücke oder jeder Autobahnböschung kann es zu einem Spreizbruch oder einem «Einbruch in die Aufschüttung» kommen, wenn sich der darunter liegende Boden verflüssigt. Die Erscheinungsformen sind Setzungen, seitliche Bodenverschiebungen und Risse in der Aufschüttung.

3. **Verringerung der Tragfähigkeit der Foundationen:** Eine Bodenverflüssigung unter und/oder seitlich angrenzend an Brückenfoundationen kann die vertikale und/oder laterale Tragfähigkeit der Foundationen erheblich reduzieren, was zu Setzungen der Foundation und/oder inakzeptablen seitlichen Bodenverschiebungen führen kann.

4. **Setzung des Bodens:** Auch wenn die Bodenverflüssigung nicht zu Schlammlawinen, einem Spreizbruch oder einer Verringerung der Tragfähigkeit von Foundationen führt, kann es aufgrund einer Verfestigung des Bodens zu einer Setzung kommen, wenn sich die übermässigen, durch Verflüssigung induzierten Porenwasserdrücke im Boden abbauen. Diese

Verfestigung tritt im Laufe der Zeit ein, allenfalls mehrere Tage nach dem Beben, und kann dazu führen, dass sich die Foundationen über der verflüssigten Schicht und/oder differenziell setzen, wie Abb. 3.16 zeigt. Pfahlgründungen, die durch verflüssigte Schichten in stabilen Boden hineinreichen, können in Mitleidenschaft gezogen werden, wenn sich der Boden über den verflüssigten Schichten relativ zu den Pfählen setzt. Im Allgemeinen sind die Amplituden der gesamthaften und differenziellen Bodenbewegungen, die auf durch Verflüssigung verursachte Bodensetzungen zurückzuführen sind, weniger gross als diejenigen, die mit Rutschungen durch Schlammlawinen, Spreizbruch oder der Verringerung der Tragfähigkeit von Foundationen in Verbindung gebracht werden.



Abb. 3.16 Grossflächige Setzungen infolge Bodenverflüssigung um die Pfahlkopfplatte einer Brückenstütze, Kobe 1995 [30].

5. Erhöhter Druck auf die Stützmauern: Bei einer Bodenverflüssigung in der Aufschüttung hinter einer Stützmauer, zum Beispiel einer Widerlagerwand oder einer Flügelmauer, wird der Druck auf die Mauer erhöht, was zu einem Versagen der Mauer oder zu übermässigen Verformungen führen kann.



Abb. 3.17 Beispiele für Brückenschäden nach dem Erdbeben von Christchurch a) nördliches Widerlager der Brücke der Strasse Gayhurst; b) südliches Widerlager der Brücke der Strasse Avondale; c) südliches Widerlager der Brücke an der Promenade ANZAC; d) westliches Widerlager der Brücke South Brighton [105].

Abb. 3.17 zeigt Beispiele von Brückenschäden aufgrund von Bodenverflüssigung nach dem Erdbeben von Christchurch in Neuseeland im Jahr 2011.

4 Erdbebengerechter Entwurf und Bemessung

4.1 Phänomene und Grundprinzipien

Seismische Einwirkungen führen dazu, dass tragende Strukturen in Schwingungen versetzt werden. Die mit diesen Schwingungen verbundenen Verformungen führen zu inneren Kräften in den Bauteilen. Darüber hinaus werden die Fundamente der Bauwerke horizontal verschoben, was bei Brücken zu relativen Verschiebungen zwischen den verschiedenen Auflagepunkten, den Pfeilern und den Widerlagern, führt.

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 den schwierig zu erfassenden Schwingungen der höheren Eigenformen angeregt werden. Im Allgemeinen haben die Erdbebenaspekte bei niedriger bis mittlerer Seismizität einen kleinen Einfluss auf den Entwurf des Brückenträgers. Sie sind jedoch 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 Auswirkungen infolge Erdbebeneinwirkung sollen durch elastische und plastische Verformungen aufgenommen werden, wobei letztere nur in besonders dafür ausgelegten Bereichen der Stützen zugelassen werden sollen. Das Zulassen von plastischen Verformungen führt zu wirtschaftlicheren Abmessungen, sobald die Erdbebeneinwirkung für die Bemessung massgebend wird. Die konventionelle Bemessung kann zu einer signifikanten Überschätzung der Qualität des Erdbebenverhaltens führen, da einerseits implizit eine gewisse nichtlineare Verformungsfähigkeit der Struktur angenommen wird (durch einen pauschalen Wert des Verhaltenskoeffizienten) und andererseits mögliche lokale, schwache Versagen hauptsächlich nur auf der Grundlage von nicht immer kohärenten konstruktiven Massnahmen ausgeschlossen werden.

In den Tragwerksnormen wird zwischen den Bemessungskonzepten für duktilen und für nicht duktilen Tragwerksverhalten unterschieden (Kapitel 2.4.3). Obwohl nicht berücksichtigt wird, dass das nicht-duktilen Verhalten in hohen Erdbebenzonen zu einer generell unwirtschaftlichen Bemessung führt, wird eindringlich empfohlen, für die Erdbebenbemessung die Methode des duktilen Verhaltens zu verwenden, gemäss den Normen SIA 261 und 262 für Stahlbetonbau und SIA 263 für Stahlbau. Nach diesem Verfahren, 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 [88], [58], [29]. Die übrigen Bereiche im Tragwerk werden elastisch für diejenigen Schnittkräfte bemessen, die sich im Tragwerk einstellen, wenn die plastischen Bereiche ihre Überfestigkeit (Kapazität) erreichen. Auf diese Weise kann man das spröde Versagen der Pfeiler vermeiden, das in Kapitel 3.2 beschrieben wird.

Regelmässigkeit und Redundanz zeichnen einen zweckmässigen erdbebengerechten Entwurf aus. Starke Unterschiede in den horizontalen Steifigkeiten benachbarter Stützen und unregelmässige Spannweiten sind zu vermeiden (Kapitel 4.3). Im Grundriss betrachtet sollten die im Massenzentrum des Brückenträgers angreifenden horizontalen Trägheitskräfte möglichst symmetrisch abgetragen werden. Eine exzentrische Anordnung der horizontalen Lagerung gegenüber dem Massenzentrum bewirkt infolge Erdbebeneinwirkung eine Torsionsbeanspruchung um die vertikale Achse, die vermieden werden sollte. [41].

4.3 Brückenträger

Unter Erdbebeneinwirkung ist ein elastisches Verhalten des Brückenträgers anzustreben. Generell günstig sind fugenlose Durchlaufträger, da jede Zwischenfuge eine Schwachstelle bezüglich Erdbebenverhalten bildet, an der mit einem Trägerabsturz gerechnet werden muss (Abb. 4.1). Gerbergelenke sollten möglichst vermieden werden (Abb. 4.2). Wenn darauf nicht verzichtet werden kann, muss eine ausreichende Auflagerlänge vorhanden sein. Durchlaufträger mit ungefähr gleichen Spannweiten und ungefähr gleichen Quersteifigkeiten der Stützen sind günstiger als solche mit unregelmässiger Verteilung der Spannweiten und der Quersteifigkeiten, bei denen höhere Eigenschwingungsformen 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 geringer Masse, die Erdbebenkräfte reduzieren.



Abb. 4.1 Zwischenfugen über Stützen sind zu vermeiden.



Abb. 4.2 Gerbergelenk mit zu kurzer Auflagerlänge (Chocolatière-Viadukt über die N09, heute Pont sur le Flon genannt, vor der Sanierung und Verbreiterung der Gerber Auflagerbank).

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 entweder monolithisch oder mit festen Längslagern mit dem Brückenträger zu verbinden. Wenn in Querrichtung zwei oder mehr Lager 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 für horizontale Erdbebeneinwirkung 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 19 einzuhalten, da angenommen werden muss, dass die festen Längslager bereits in der Anfangsphase des Erdbebens zerstört werden und sich danach der Brückenträger mehr oder weniger frei bewegen kann. Stützen mit beweglicher Längslagerung können über Puffer als zusätzliche Sicherung bei grösseren Verschiebungen aktiviert werden (Abb. 4.3).

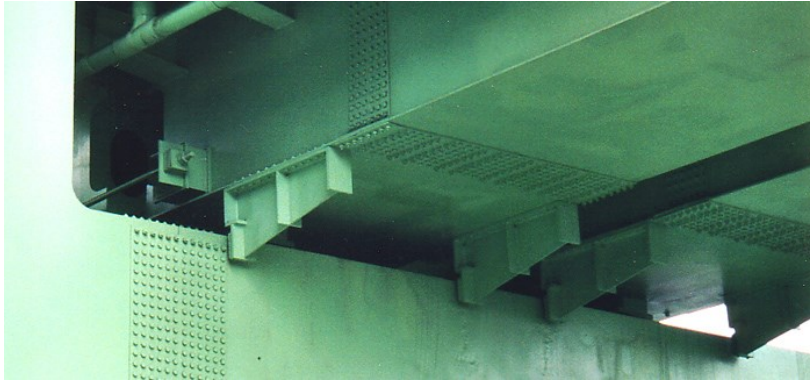


Abb. 4.3 Absturzsicherung mit Längspuffern bei einer Stahlbrücke in Taipei, Taiwan [30].



Abb. 4.4 Zwischenfuge über einer Stütze mit Gefahr eines Trägerabsturzes in Längs- und Querrichtung [30].

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 Abb. 4.4. Vorfabrizierte Träger sollten durch einen Querträger über der Stütze miteinander verbunden werden. Damit kann ein Trägerabsturz in Längs- und Querrichtung verhindert werden. Bei hoher Seismizität können zusätzliche Schubnocken als Absturzsicherung in Querrichtung vorgesehen werden. (Abb. 4.6).

Bei den Widerlagern ist eine gabelförmige Lagerung des Brückenträgers zwischen den Flügelwänden 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 und SIA 263 umgesetzt wurde [38]. 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 geeignete 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 können [90].

Sehr wichtig ist, dass das horizontale Verformungsvermögen der Stützen nicht durch nachträgliche Anbauten wie Anprallschutz, Stützmauern, Pflasterungen und dergleichen beeinträchtigt wird. Bei der Stütze in Abb. 4.5 wurde die wirksame Höhe durch die massive Pflasterung des Flussbords auf praktisch die Hälfte reduziert. Das Biegeverformungsvermögen wird dadurch stark reduziert, und die Gefahr eines spröden Schubbruchs steigt.



Abb. 4.5 Stark reduziertes horizontales Verformungsvermögen einer Stütze infolge der massiven Pflasterung des Flussbords [30].

Bei schlanken Stützen sind die Einflüsse 2. Ordnung zu berücksichtigen. Ein einfacher Ansatz dazu findet sich in Eurocode 8, Teil 2, Ziffer 5.4 [3]. Bei anfänglich fester Längslagerung stellt sich ferner die Frage der Stabilität der Stützen nach der Zerstörung der festen Lagerung am Widerlager.



Abb. 4.6 Schubnocken zur seitlichen Absturzsicherung eines Durchlaufträgers auf einer Stütze. [30].

4.5 Foundation

Nach dem Bemessungskonzept wird die Foundation, entsprechend den Prinzipien der Kapazitätsbemessung, den elastisch bleibenden Bereichen des Tragwerks zugeordnet. Die Bemessung erfolgt nach den Überwiderständen der inneren Beanspruchung der plastischen Bereiche in den Pfeilern. Generell kann als Massnahme empfohlen werden, dass die nicht im Boden zugänglichen Teile der Foundation eine um 30 % höhere Tragfähigkeit aufweisen müssen als der darüber liegende Teil des Bauwerks (alte Vorschrift der SIA-Norm 261, die für Brücken der BWK II und BWK III obligatorisch ist und für die Brücken der BKW I empfohlen wird). Inelastische Verformungen sind in Foundation und Baugrund unerwünscht, da sie schwierig zu kontrollieren und mögliche Schäden aufwendig zu reparieren sind. Dank der 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 bei mittleren und kleinen Frequenzen 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 der Norm SIA 269/8 –Anhang B des Teils 5 des Eurocodes 8 [5]– oder gemäss [39] 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 können. Hierbei ist zu beachten, dass bei nicht elastischem Verhalten die seismische Einwirkung bereits durch einen Verhaltensbeiwert $q > 1,0$ in den Normen reduziert wird, und zwar auch dann, wenn die konventionelle Bemessung verwendet 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 in der Stütze und dem wirklichen, nicht duktilen Versagen im Lager.



Abb. 4.7 Hochdämpfendes Gummilager (links); Brückenlager mit seitlich eingebauten hysteretischen Dämpfungselementen (rechts) [84].

Als feste Lager haben sich Elastomerlager mit einer gewissen horizontalen Nachgiebigkeit besser bewährt als relativ starre, konventionelle Lagerkonstruktionen, die eine erhöhte Schadenanfälligkeit am Lager selbst, an dessen Verankerung und am Unterbau aufweise. [71].

Bei der Berechnung der Verschiebungswege der Lager ist stets der Anteil aus der nicht-synchronen Anregung Δ_s zusätzlich zur Verschiebung durch Schwingungen Δ_h der Struktur zu berücksichtigen [3]. Dieser Nachweis der ausreichenden Tragsicherheit muss für Brücken aller Bauwerksklassen durchgeführt werden. Bei Brücken der BWK III müssen die Fahrbahnübergänge im Rahmen des Gebrauchstauglichkeitsnachweises auf die Verschiebungen bemessen werden (Abschnitt 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 (Abb. 4.7) [84]. Eine weitere Möglichkeit besteht darin, Dämpfer bei Stützen mit längsverschieblicher Lagerung (Abb. 4.8) oder bei den Widerlagern einzubauen.

In Querrichtung lassen die meisten Fahrbahnübergangskonstruktionen nur kleine Verschiebungen zu, die normalerweise nicht ausreichen, um die beträchtlichen Querverschiebungen infolge Erdbeben bei in Querrichtung verschieblicher Lagerung 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 (Abb. 3.11) akzeptiert und eine verschiebliche Querlagerung ist vertretbar.

Generell günstig für das Erdbebenverhalten ist eine monolithische, sogenannte integrale Verbindung zwischen Brückenträger und Widerlager, wie bei monolithischen Rahmen-Abb. 5.3 und Sprengwerbrücken Abb. 5.4. Ohne Dehnfuge beim Widerlager besteht weder das Risiko des Trägerabsturzes noch der Beschädigung des Fahrbahnübergangs durch grosse Relativverschiebungen 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 horizontalem Fahrzeuganprall geschützten Installationen wie unter anderem Entwässerungsleitungen zu beachten, da sonst die Anprallkräfte für die Befestigung massgebend sind.



Abb. 4.8 Zwischen dem tragenden Element der Brücke und dem Pfeiler eingefügter Dämpfer mit in Längsrichtung beweglicher Abstützung (Brücke über die Rhône in Riddes).

4.7 Bemessung der Widerlager

Die Bemessung der Widerlager und Tragwerke basiert auf den Normen SIA 260 ff. Wenn die Bedingungen von Abschnitt 7.2.3 der Norm SIA 267 erfüllt sind, müssen keine Berechnungen durchgeführt werden. Andernfalls kann die Bemessung auf den Kräften oder Verformungen basieren, sofern duktils Verhalten gewährleistet ist. Bei mit kraftbasierten Verfahren überprüften Tragwerken sind nach einem Erdbeben, das der Erdbebeneinwirkung der Norm entspricht, nur relativ geringe Reparaturen und keine signifikanten Nutzungsänderungen zu erwarten, sofern keine Bodenverflüssigung oder -verdichtung auftritt.

Der Bemessungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung am betrachteten Standort wird mit q_a und q_h gemäss SIA 267 [17] wie folgt bestimmt:

$$a_{hd} = \frac{\gamma_f a_{gd} S}{q_a q_h}$$

Falls eine Bemessung mit dem kraftbasierten Verfahren zu hohen Zusatzkosten führt, wird eine verformungsbasierte Bemessung empfohlen. Für die verformungsbasierte Überprüfung schlägt die ASTRA-Dokumentation 82017 [31] Grenzwerte für bleibende Verformungen vor, um sicherzustellen, dass die Funktionstüchtigkeit nach einem Erdbeben weiterhin gewährleistet ist und der Umfang der Reparaturarbeiten begrenzt bleibt.

Für eine ausführliche Zusammenstellung der verschiedenen Methoden zur Bemessung von Widerlagern und Stützmauern sowie detaillierte Fallbeispiele wird auf die Dokumentationen ASTRA 82017 [31] und ASTRA 82018 [32] verwiesen.

4.8 Ausrüstungen

Sämtliche Ausrüstungen, wie Schutzeinrichtungen, Geländer, Lärmschutzwände, Entwässerung, Werkleitungen, Signale usw., müssen ordnungsgemäss in beiden horizontalen Richtungen auf der Brücke befestigt werden. Für ihre seismische Bemessung sind die Regeln für nicht-tragende Bauteile in Art. 16.7 der Norm SIA 261 [22] zu beachten. Als Ersatzkraft (F_a), ist die folgende horizontale Kraft zu betrachten, die auf den Massenschwerpunkt des Bauteils in beiden Richtungen aufgebracht wird (Gleichung 49 der Norm SIA 261 [22]):

$$F_a = \frac{\gamma_f a_{gd} S G_a}{g q_a} \left[\frac{3 \left(1 + \frac{z_a}{h} \right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1} \right)^2} - 0,5 \right] \geq \frac{\gamma_f a_{gd} S G_a}{g q_a}$$

In dieser Gleichung bezeichnen G_a , T_a und z_a die Eigenlast des nicht tragenden Bauteils, die Grundswingzeit und die Höhe des nicht tragenden Bauteils über dem Fundament des Bauwerks. T_1 und h bezeichnen jeweils die Grundswingzeit des Bauwerks in der betrachteten Richtung und die Höhe des Bauwerks.

Gemäss Norm SIA 261 [22], ist der Verhaltensbeiwert q_a für die Bemessung von nicht-tragenden Elementen, deren Verbindungen, Befestigungen oder Verankerungen im Allgemeinen auf 1,5 festzulegen. Für die Überprüfung der Grenzzustände des Hebens und Kippens des nichttragenden Bauteils ist der Verhaltensbeiwert q_a auf 1,0 festzulegen.

Da die Ersatzkraft F_a meist problemlos aufgenommen werden kann, empfiehlt es sich, für nicht tragende Bauteile folgende Vereinfachungen auf der sicheren Seite vorzunehmen:

- Resonanz des nicht tragenden Bauteils mit der Brücke annehmen: $T_a = T_1$;
- Höhe des nicht tragenden Bauteils auf Höhe der Fahrbahn annehmen: $z_a = h$.

Mit diesen konservativen Annahmen vereinfacht sich der Ausdruck der Ersatzkraft (F_a) nach Gleichung 49 der Norm SIA 261 für die nicht tragenden Elemente von Brücken der Bauwerksklasse CO II wie folgt ($\gamma_f = 1,2$):

$$F_a = \frac{4,4 a_{gd} S G_a}{g}$$

In der Regel wird nicht die Erdbebenersatzkraft F_a sondern Kräfte infolge Fahrzeuganprall für die Befestigung massgebend. Für vor Fahrzeuganprall geschützte nicht tragende Bauteile wird jedoch meist die Erdbebenersatzkraft F_a für ihre Befestigung massgebend.

Im Bereich der Fahrbahnübergänge sind Gasleitungen auf die in Längs- und Querrichtung zu erwartenden Relativverschiebungen infolge Erdbeben auszulegen. Bei Leitungen für Wasser, Abwasser, Elektrizität oder Telekommunikation kann eine Beschädigung bei Erdbeben in Kauf genommen werden, solange es sich um Leitungen von untergeordneter Bedeutung handelt.

Zudem werden in dem vom BAFU herausgegebenen Leitfaden «Erdbebensicherheit sekundärer Bauteile und weiterer Installationen und Einrichtungen» wahrscheinliche Schäden bei einem Erdbeben beispielsweise für Rohrleitungen in Brücken beschrieben. Laut

diesem Leitfaden sind Leitungen sowohl verformungs- als auch beschleunigungsempfindlich. Ungenügend befestigte Leitungen können an andere Gegenstände anprallen, beschädigt werden oder herunterfallen.

Schäden treten insbesondere bei grossen Relativverschiebungen zwischen Fixpunkten auf. Verletzbar sind Anschlüsse, Gelenke, Abbiegungen, Durchbrüche und (v. a. gesteckte) Stossverbindungen.

Aussteifungen für Rohrleitungen können in Längs- und Querrichtung erforderlich werden (Abb. 4.9). Möglich sind entweder biegesteife Befestigungen oder diagonale Pendelstäbe (optimaler Neigungswinkel = 45°).

Durchbrüche durch starre tragende Elemente können ebenfalls zur Abtragung der Horizontalkräfte genutzt werden, sofern keine zu grossen relativen Verschiebungen zu erwarten sind. Wenn keine Abstützung vorhanden ist, sollte zwischen dem Durchbruch und der Leitung genügend Freiraum gelassen werden.

Pro geradem Leitungsstrang sollte mindestens eine Längsverstrebung und am Anfang und Ende je eine Querverstrebung angeordnet werden. In Längsrichtung sollte die Kraftübertragung vom Rohr auf die Aussteifung beachtet werden. Steigleitungen sollten in regelmässigen Abständen befestigt werden.

Flexible Anschlüsse, duktiles Dichtungsmaterial und bewegliche Muffen können nötig werden, wo grosse relative Verschiebungen zu erwarten sind, z. B. zwischen zwei Bauwerksteilen, die durch eine Dilatationsfuge getrennt oder durch flexible seismische Isolatoren entkoppelt sind. Die Wahl hängt vom Leitungstyp und -durchmesser sowie von der Grösse der erwarteten Verschiebung ab (Abb. 4.10).

Die Abmessungen der Verstrebungen und der Typ der erforderlichen flexiblen Anschlüsse sind für jede Brücke anhand der Bemessungsspektren der Beschleunigung und Verschiebung zu bestimmen.

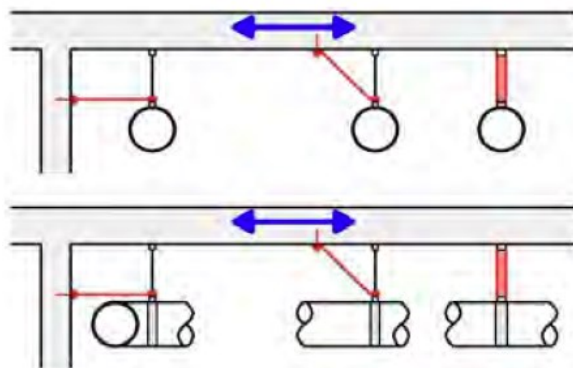


Abb. 4.9 Aussteifung Rohrleitungen längs und quer [33].

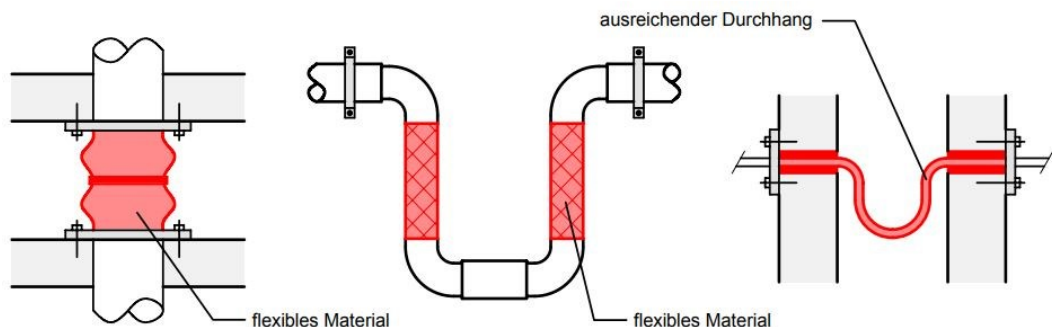


Abb. 4.10 Verschiedene Typen von flexiblen Verbindungen [33].

5 Zweistufiges Verfahren (2005–2020)

5.1 Methodik (beendetes Verfahren)

Für die Beurteilung der Erdbebensicherheit von bestehenden Strassenbrücken wurde eine Methodik in zwei Stufen vorgeschlagen (ASTRA Dokumentation 82003, Ausgabe 2005):

- 1. Stufe (Einfache Checkliste mit Ablaufschema, < ½ Tag pro Brücke);
- 2. Stufe (Ausführlicher Nachweis der Erdbebensicherheit, Aufwand 3 bis 5 Tage pro Brücke).

In der 1. Stufe der Beurteilung, die von allen Brücken durchlaufen wurde, werden aufgrund von einfachen Kriterien mit möglichst wenig Bearbeitungsaufwand diejenigen Brücken herausgefiltert, die als genügend erdbebensicher betrachtet werden können. Die übrigen Brücken wurden vorläufig als zweifelhaft eingestuft und in einer zweiten, vertieften Bewertungsphase auf ihre Erdbebensicherheit gemäß den geltenden Normen geprüft.

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

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

- Sofortmassnahmen;
- 1. Priorität;
- 2. Priorität.

Die Prioritätensetzung erfolgte 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" waren nur in Ausnahmefällen bei extremen Gefahrensituationen vorzusehen.

5.2 Allgemeines zur 1. Stufe der Beurteilung

Diese Phase wird hier zu Informationszwecken kurz beschrieben, da die 1. Phase seit der ursprünglichen Version (2005) dieses Dokuments an allen Bauwerken durchgeführt wurde. Die 1. Stufe der Beurteilung wird nach den folgenden sequenziellen Kriterien durchgeführt:

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 m².
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 ist in Abb. 5.1; schematisch dargestellt; die entsprechende Checkliste, die eine A4-Seite umfasst, befindet sich in der ursprünglichen Version (2005) und im Anhang I dieses Dokuments. Die Beurteilung erfolgte aufgrund einer Besichtigung der Brücke und aufgrund der Pläne. Für jedes Bauwerk war 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.

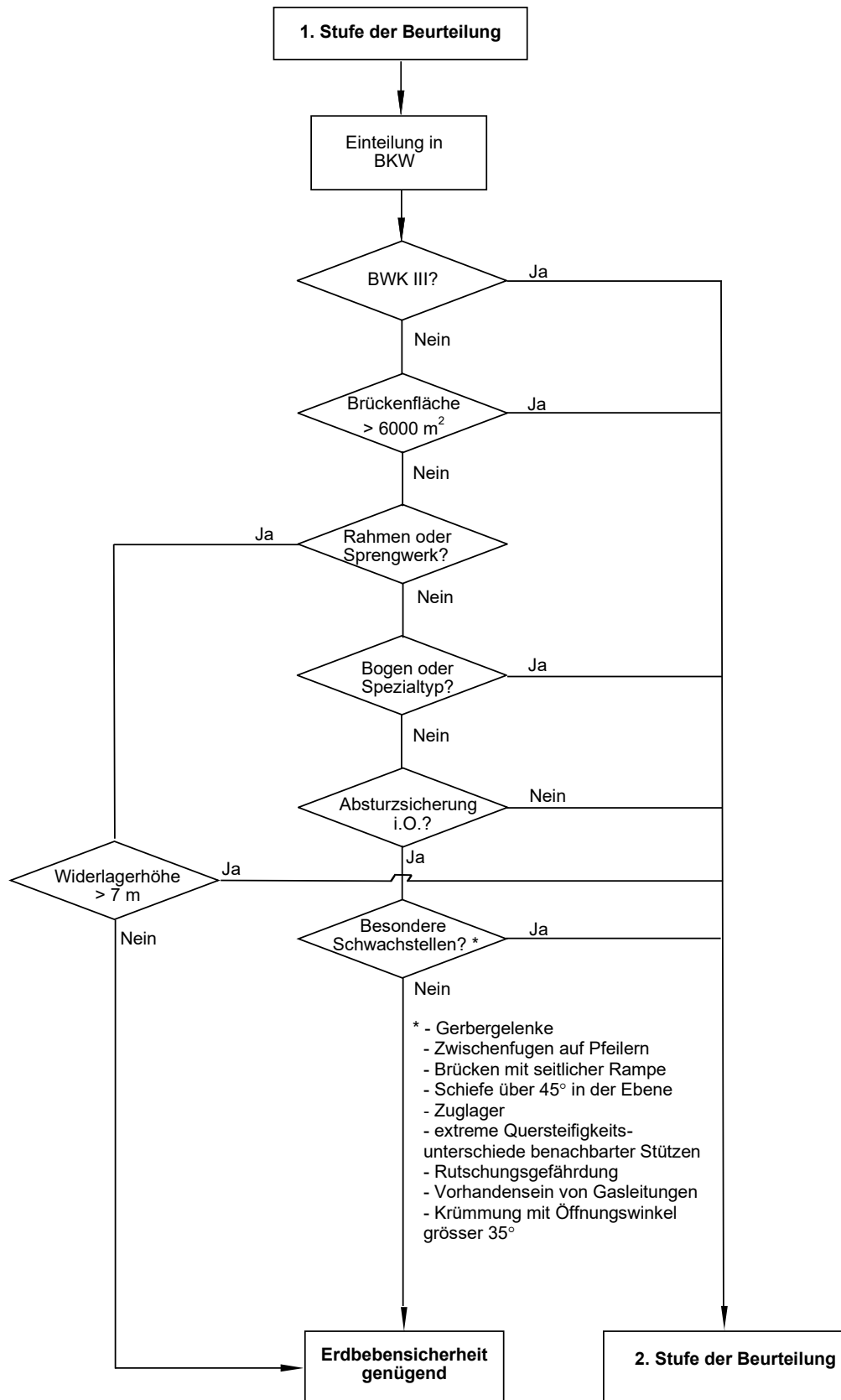


Abb. 5.1 Ablaufschema der 1. Stufe der Beurteilung der Erdbebensicherheit von bestehenden Strassenbrücken [30].

5.3 Allgemeines zur 2. Stufe der Beurteilung

Die 2. Stufe wird nur für diejenigen Brücken durchlaufen, die in der 1. Stufe als nicht genügend erdbebensicher beurteilt wurden. 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 [4] und der Norm SIA 269/8 «Erhaltung von Tragwerken – Erdbeben» [20]. Generell empfiehlt es sich, iterativ vorzugehen und den Detaillierungsgrad der Analysen schrittweise zu erhöhen.

5.3.1 Visuelle Inspektion

Die Untersuchungen der 2. Stufe basieren auf dem tatsächlichen Zustand der Brücke. Am Anfang dieser Stufe steht deshalb zwingend eine visuelle Inspektion. Bei den Untersuchungen am Bauwerk ist besonders auf das für horizontale Einwirkungen eingesetzte Lage- und Sicherungssystem und die tatsächlichen Abmessungen der Elemente zu achten, die die Absturzsicherheit gewährleisten können.

5.3.2 Überprüfungen

Die 2. Stufe umfasst sowohl rechnerische Überprüfungen als auch eine Beurteilung der baulichen Massnahmen und des erdbebengerechten Entwurfs.

Die folgenden rechnerischen Überprüfungen sind in der 2. Stufe durchzuführen:

- Nachweis der Tragsicherheit des gesamten Tragwerks für die Bemessungssituation Erdbeben
- Überprüfung der Absturzsicherung bei Spezialfällen wie Gerbergelenken, Zwischenfugen über Stützen, angehängten Rampenbrücken, starker Krümmung oder Schiefe
- Überprüfung von Spezialfällen wie hohen Widerlagerwänden oder Zuglagern
- Überprüfung der Gebrauchstauglichkeit bei BWK III

Der Ablauf der 2. Stufe ist in Abb. 5.2 schematisch dargestellt. Hinweise zum aktuellen Vorgehen beim Nachweis der Tragsicherheit für die Bemessungssituation Erdbeben bei bestehenden Brücken sind in Kapitel 7 zu finden. Die Überprüfung der Absturzsicherung in der 2. Stufe erfolgt nach einem ähnlichen Verfahren, wie es heute angewendet und in Kapitel 7 beschrieben wird. Bei Balkenbrücken in den Zonen Z1 und Z2 darf auf diesen Nachweis verzichtet werden, falls die Bedingungen der Absturzsicherung in Längsrichtung voll erfüllt sind und auch in Querrichtung ein Absturz des Brückenträgers aus baulichen Gründen ausgeschlossen werden kann. Beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit bei BWK III ist zu überprüfen, ob die Bewegungen in Längs- und Querrichtung unter der Wirkung des Erdbebens auf Niveau Gebrauchstauglichkeit gemäss den Normen SIA 260 und 261 aufgenommen werden können (Abschnitt 7.2).

5.3.3 Überprüfungsbericht

Die ASTRA-Richtlinie 12002 enthält Angaben zum Inhalt eines Überprüfungsberichts. Gewisse Dokumente können für eine auf die Erdbebensituation beschränkte Bemessung weggelassen werden.

Der Bericht muss insbesondere die Erfüllungsfaktoren für die Tragfähigkeit von Stützen, Lagern, Widerlagern und Foundationen sowie für die Absturzsicherheit enthalten. Für Bauten der BWK III müssen zusätzlich die Erfüllungsfaktoren für die Gebrauchstauglichkeit angegeben werden. Alle Berechnungen sind einer Plausibilitätsprüfung zu unterziehen. Zudem müssen die konstruktiven und konzeptionellen Massnahmen aus der Sicht der Erdbebensicherheit beurteilt werden.

5.3.4 Prioritätensetzung

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 α_{eff} gemäss der Norm SIA 269/8 aus den rechnerischen Überprüfungen (siehe Abb. 5.2).

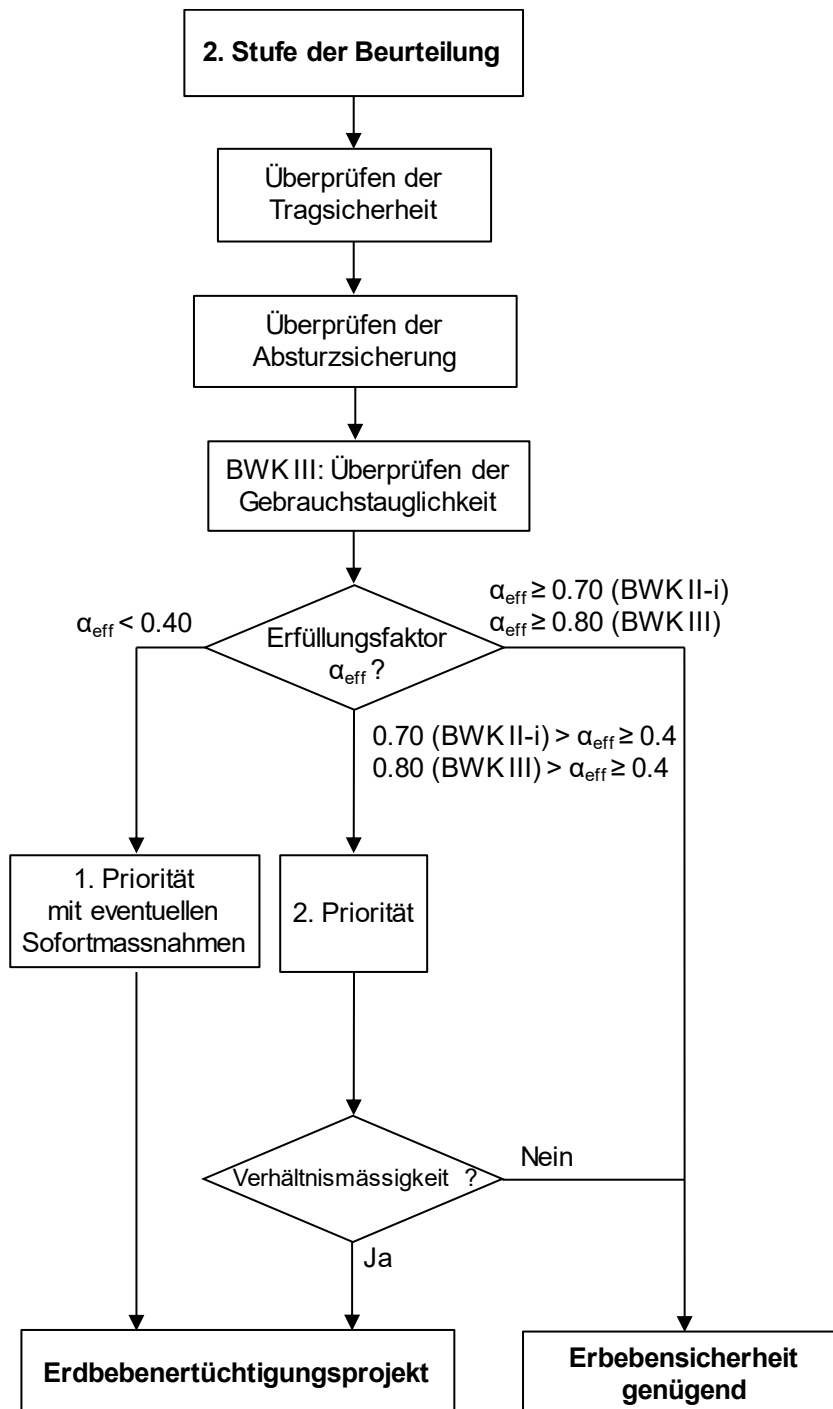


Abb. 5.2 Ablaufschema der 2. Stufe der Beurteilung der Erdbebensicherheit von bestehenden Strassenbrücken [30]. Der Wert α_{adm} wurde in der Dokumentation von 2005 [30] mit 0.9 angenommen und mit der unveröffentlichten Version der 2013 überarbeiteten Dokumentation auf 0.7 (beziehungsweise 0.8 für die BWK III) angepasst.

Wenn die Nachweise der Tragsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit bei 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 der Norm SIA 269/8 die Verhältnismässigkeit der Massnahmenkosten zu überprüfen, wie in Kapitel 8 dargestellt. Hinweise für erdbebengerechte Strategien zur Ertüchtigung sind in Kapitel 9 zusammengestellt. Alternativ zu baulichen Massnahmen ist auch die Möglichkeit einer Herabstufung der Brücke in eine niedrigere Bauwerksklasse gemäss Abschnitt 9.9 zu prüfen.

5.4 Beurteilungskriterien der 1. Stufe

Dieses Unterkapitel wurde zusammengefasst aus der ursprünglichen Version (2005) des vorliegenden Dokuments übernommen und wird hier zu Informationszwecken aufgeführt, da die 1. Stufe an allen Bauwerken durchgeführt wurde.

5.4.1 Einteilung in eine Bauwerksklasse

Zu Beginn der 1. Stufe der Beurteilung ist die Brücke in eine der drei Bauwerksklassen 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 in den folgenden Abschnitten beschriebenen Einteilungskriterien. Die Einteilung in eine Bauwerksklasse erfolgt in Absprache mit dem ASTRA.

Einteilungskriterien gemäss Norm SIA 261

Die allgemeinen Kriterien für die Einteilung in die drei Bauwerksklassen gemäss der Norm SIA 261, die für alle Bauwerke gelten, sind die mittlere Personenbelegung, das Schadenpotenzial und die Gefährdung der Umwelt infolge eines Versagens des Bauwerks sowie die Bedeutung des Bauwerks für die Katastrophenbewältigung unmittelbar nach einem Erdbeben. Brücken werden wie folgt in die drei in der Norm erwähnten Bauwerksklassen eingeteilt:

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

Einteilungskriterien für bestehende Strassenbrücken

Die Einteilungskriterien der Norm SIA 261 und die sich daraus ergebenden Anforderungen an die Erdbebensicherheit gelten primär für Neubauten. Bei bestehenden Strassenbrücken empfiehlt es sich, als weiteres Kriterium Szenarioüberlegungen im Sinne von «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 BWK 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 erheblicher 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 nutzbar bleibt, dürfen praktisch keine Schäden toleriert werden. Die Erdbebeneinwirkung ist bei der BWK III meist massgebend für die Auslegung der Fahrbahnübergänge. Die bestehenden Strassenbrücken erfüllen die Anforderungen der BWK III häufig nicht. Eine Einteilung in die BWK III ist deshalb nur dort vorzunehmen, wo das Bemessungsziel der uneingeschränkten Nutzung nach dem Erdbeben wirklich gerechtfertigt ist, zum Beispiel bei der einzigen Zufahrtsstrasse zu einem Akutspital der BWK III. Insbesondere bei Autobahnen mit sechs oder mehr Spuren und einer entsprechenden Verkehrsbelastung ist auch die Kapazität der Alternativrouten in die Überlegungen einzubeziehen.

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. Die Verbindlichkeit der Massnahmen bei der Foundation (30 % höherer Tragwiderstand auf Niveau Bruch bei nicht zugänglichen Foundationsteilen, wie in den Versionen 2003 und 2014 der Norm SIA 261 vorgeschrieben) wird ferner nach Bauwerksklasse abgestuft.

Gemäss Norm SIA 261 erfolgt die Differenzierung des Tragsicherheitsnachweises nach Bauwerksklassen über den Bedeutungsfaktor γ_f , der im Bemessungsspektrum und im Bemessungswert der Bodenverschiebung als Multiplikationsfaktor erscheint. Die Höhe des Bemessungsbebens wird mit dem Bedeutungsfaktor gewichtet: $\gamma_f = 1,0$ für die BWK I, $\gamma_f = 1,2$ für die BWK II und $\gamma_f = 1,5$ für die BWK III. Die Multiplikation mit dem Bedeutungsfaktor kann auch als eine Verlängerung der Wiederkehrperiode des entsprechenden Bemessungsbebens vom Referenzwert von 475 Jahren bei der BWK I auf etwa 800 Jahre bei der BWK II und auf rund 1200 Jahre bei der BWK III betrachtet werden.

5.4.2 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. Es ist zu beachten, dass die Bauwerksklasse BWK II-i noch nicht existierte, als die erste Phase durchgeführt wurde.

5.4.3 Brückenfläche

Im 2. Kriterium der 1. Stufe der Beurteilung werden Brücken mit einer Brückenfläche grösser als 6'000 m² 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.

5.4.4 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 (Abb. 5.3 und Abb. 5.4). Typisch für diesen Brückentyp ist ferner, dass eigentliche Fahrbahn-Übergangskonstruktionen 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. Die Analyse mehrerer realer Fälle hat diese Hypothese seither bestätigt.



Abb. 5.3 Bei der 1. Stufe der Beurteilung wurden im Boden eingebettete, monolithische Rahmenbrücken als genügend erdbebensicher ausgeschieden [30].



Abb. 5.4 Bei der Bewertung der 1. Stufe wurden im Boden eingebettete monolithische Sprengwerkbrücken als genügend erdbebensicher ausgeschieden.

Der in [63] 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 (Abb. 5.4). 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 5.5).

5.4.5 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 5.4.6 und 5.5) richten sich nur an Balkenbrücken. Mehrere detailliert untersuchte Fälle haben gezeigt, dass diese Brücken im Allgemeinen eine ausreichende Erdbebensicherheit besitzen.

5.4.6 Absturzsicherung bei Balkenbrücken

Beim 5. Kriterium der 1. Stufe der Beurteilung ist bei Balkenbrücken mit Durchlaufträger ohne Zwischenfugen oder bei einfeldrigen Brücken die Absturzsicherung in Längsrichtung bei den Widerlagern quantitativ anhand der Angaben in den nachfolgenden Abschnitten zu überprüfen.

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 Anhang I). Anschliessend ist der Erfüllungsfaktor der Absturzsicherung zu bestimmen (kleinerer Wert des Verhältnisses $b_{i,Ist} / b_{i,Soll}$ bei beiden Widerlagern) und ebenfalls in der Checkliste festzuhalten. Der Erfüllungsfaktor dient zur Prioritätensetzung nach der 1. Stufe der Beurteilung.

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

Schwimmende Lagerung

Bei beiden Widerlagern ist zu überprüfen, ob die Mindestabmessung b_2 der Auflagerbank eingehalten ist. Für die Länge l ist die Distanz vom betrachteten Widerlager zum Steifigkeitszentrum (theoretischer Bewegungsnullpunkt unter Temperatureinwirkung) 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 ausführliche Berechnung der Lage des Steifigkeitszentrums gehört nicht in die 1. Stufe der Beurteilung.

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 für den Fall eines Bruchs des Lagers zu überprüfen.

Heute sind diese Berechnungen nach der neuesten Version der Normen durchzuführen (Details siehe Abschnitt 7.3.2).

5.5 Besondere Schwachstellen bezüglich Erdbebensicherheit

Das Letzte Kriterium der 1. Phase der Erdbebenbeurteilung von Brücken widmet sich den Schwachstellen, die sich bei früheren Erdbeben als besonders kritisch erwiesen haben [89] [100]. Weist eine Brücke mindestens eine der folgenden Schwachstellen auf, so wird sie als nicht genügend erdbebensicher ausgeschieden und der 2. Stufe der Beurteilung zugewiesen:

- Lager
- Gerbergelenke (Abb. 4.2);
- Zwischenfugen auf Stützen (Abb. 4.1);
- Besonders ausgeprägte Absturzgefährdung des Brückenträgers in Querrichtungen (Abb. 4.4);
- Angehängte Rampenbrücke;
- Auf Zug beanspruchte Lager (z.B. beim Widerlager);
- Krümmung im Grundriss mit Öffnungswinkel über 35°;
- Schiefe im Grundriss über 45°;

- 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° konstruktiv derart ausgebildet sind, dass ein Absturz in Längs- und in Querrichtung ausgeschlossen werden kann, dann muss die Schiefe nicht als Schwachstelle eingestuft werden.

5.6 Prioritätensetzung bei Brücken auf den neuen Autobahnabschnitten (NEB-Strecken)

Für Brücken auf den neuen Strecken des Nationalstrassennetzes (NEB-Strecken), die seit dem 1. Januar 2020 unter der Verantwortung des ASTRA stehen, wird die zweistufige Beurteilung gemäss den vorangehenden Kapiteln nicht durchgeführt. Stattdessen werden die Beurteilungen vorrangig auf Brücken mit den oben genannten Schwachstellen ausgerichtet. Die weiteren Brücken werden in späteren Phasen im Rahmen der Projekte der Unterhaltsplanung Nationalstrassen (UPlaNS) behandelt.

Die Erfahrungen aus der ersten Phase zwischen 2005 und 2020 zeigen, dass die Lager die Schwachstelle des untersuchten Brückenbestands sind. Sie wurden bei fast der Hälfte (48 %) der 242 Brücken, bei denen die Erdbebensicherheit erhöht werden musste, entweder verstärkt oder ersetzt. Als weitere Schwachstellen wurden die Widerlager (13 %) sowie eine unzureichende Absturzsicherung (6 %) identifiziert. So wurde die Lagerung der Fahrbahnplatte, bestehend aus Lagern, Widerlagern und Absturzsicherung, als der wichtigste Aspekt in Bezug auf die Erdbebenverletzbarkeit von Brücken identifiziert. Bei einem Viertel der Brücken, die ertüchtigt werden mussten, waren die Schwachstellen die Stützen und die Fahrbahnplatte.

Diese Schwachstellen wurden am häufigsten bei Balkenbrücken festgestellt. In der Regel handelt es sich dabei um grössere Brücken, die einerseits Lager aufweisen und andererseits aufgrund ihrer grösseren Spannweiten höheren Erdbebeneinwirkungen ausgesetzt sind. Kürzere Brücken, oft Einfeldbrücken, sind in der Regel weniger verletzlich. Rahmenbrücken, die keine Stützen haben, weisen einen höheren Widerstand gegen Erdbeben auf. Obwohl ein Drittel der Brücken des Nationalstrassennetzes Rahmenbrücken sind, waren bei den bisher überprüften Brücken dieses Typs keine Ertüchtigungsmassnahmen erforderlich.

Gemäss den Ziffern 4.4.1.2 und 4.4.1.3 der Norm SIA 260 kann auf einen Nachweis verzichtet werden, wenn feststeht, dass er nicht massgebend wird, oder wenn gezeigt werden kann, dass die entsprechenden Anforderungen mit konstruktiven Massnahmen erreicht werden können. Dies gilt nach Ziffer 5.1.1 der Norm SIA 269 auch für bestehende Bauwerke. Auf jeden Fall muss das gewählte Verfahren in der Projektbasis dokumentiert werden.

6 Beurteilung der Erbebensicherheit

6.1 Übersicht

Bei der Beurteilung der Erbebensicherheit gemäss den geltenden Normen wird die Trag-sicherheit in Längs- und Querrichtung für die Situation des Erdbebenprojekts überprüft. Dies kann mit der traditionellen kraftbasierten Methode oder mit der deformationsbasierten Methode erfolgen.

Folgende vier Berechnungsverfahren sind in den Erdbebenbestimmungen der SIA-Tragwerksnormen oder des Eurocodes 8 normiert:

- Ersatzkraftverfahren
- Antwortspektrumverfahren
- nicht lineare statische Verfahren (Pushover-Analysen)
- nicht lineare Zeitverlaufsverfahren

Eine Übersicht der wichtigsten Eigenschaften dieser vier Berechnungsverfahren ist in Tab. 6.1 [102] zusammengestellt.

Tab. 6.1 Vergleich der vier Berechnungsverfahren für Brücken.

Eigenschaft	Ersatzkraft-verfahren	Antwort-spektrum-verfahren	nicht lineare statische Berechnung	nicht lineare dynamische Berechnung
Dynamisches Modell	linearer EMS	linearer MMS	nichtlinearer EMS	nichtlinearer MMS
Geometrisches Modell	2D	2D oder 3D	2D	2D oder 3D
Materialmodell	linear	linear	nicht linear	nicht linear
Dämpfungsmodell	viskos	viskos	viskos	viskos oder hysteretisch
Berücksichtigte Eigenformen	Grundform	alle	Grundform	nicht relevant
Berücksichtigung von Material-Nichtlinearitäten	Verhaltens-beiwert q	Verhaltens-beiwert q	nicht-lineares Materialmodell	nicht-lineares Materialmodell
Erdbebenanregung	Bemessungs-spektrum	Bemessungs-spektrum	Bemessungs-spektrum	Zeitverlauf
Resultatgrössen	Schnittkräfte und Verformungen	Schnittkräfte und Verformungen	lokaler Duktilitätsbedarf, Schnittkräfte und Verformungen	lokaler Duktilitätsbedarf, Schnittkräfte und Verformungen
Einsatzbereich	regelmässige Balkenbrücken	alle Brücken	regelmässige Brücken	alle Brücken
Typische Anwendung	Bemessung Plausibilitäts-kontrolle	Bemessung	Überprüfung	Spezialbauwerke
Aufwand	klein	mittel	hoch	sehr hoch

Während das Antwortspektrumverfahren bei allen Brückentypen anwendbar ist, bleibt der Einsatz des Ersatzkraftverfahrens auf Balkenbrücken in Längsrichtung und auf regelmässige Balkenbrücken in Querrichtung sowie zur Plausibilitätskontrolle komplizierterer Berechnungen beschränkt. Die nicht linearen Verfahren sind anspruchsvoller und für Spezialfälle reserviert. Die nicht lineare statische Analyse kann zur Überprüfung bestehender Brückenstützen hilfreich sein.

6.2 Modellbildung

Grundsätzlich muss das Berechnungsmodell das Erdbebenverhalten der Brücke genügend genau erfassen. Das Modell sollte so einfach wie möglich, jedoch eine ausreichend detaillierte Steifigkeits- und Massenverteilung aufweisen, so dass die wesentlichen Eigenformen aktiviert werden. Abb. 6.2 zeigt mögliche Modellierungen von Träger und Stützen einer Balkenbrücke mit zunehmendem Detaillierungsgrad, vom Einmassenschwinger bis zum 3D-Modell mit Volumelementen. In den meisten Fällen genügt eine Modellierung mit Stabelementen. Flächen- und Volumelemente haben den Nachteil, dass die Bestimmung der Bemessungsschnittkräfte aus den Berechnungsergebnissen einen zusätzlichen Aufwand erfordert.

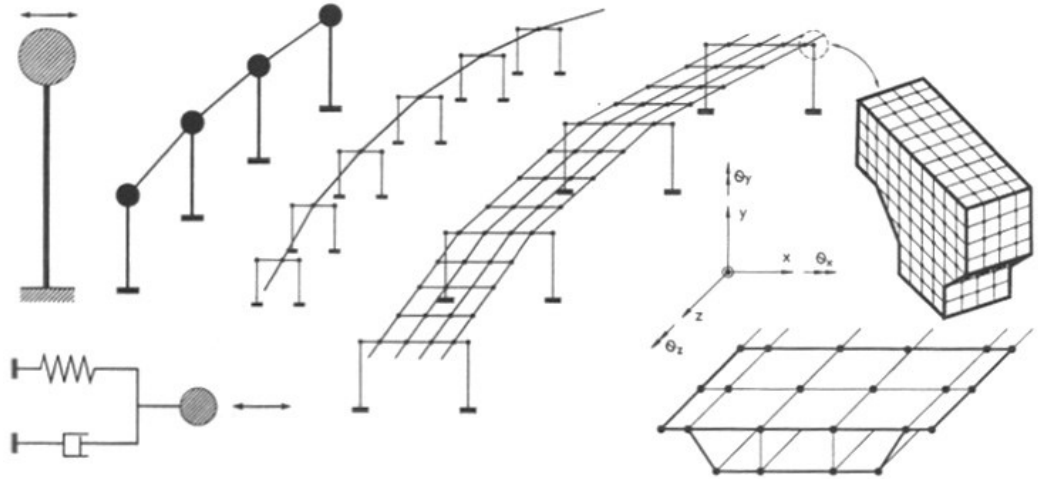


Abb. 6.2 Unterschiedliche Modellierungen des Brückentragwerks [91].

6.3 Grundsätze der Modellbildung und Berechnungsannahmen

Realistische Annahmen bezüglich der Steifigkeit des Tragwerks und des Untergrunds sind für die Beurteilung des Erdbebenverhaltens von zentraler Bedeutung. Bei Stahlbetonelementen muss die Rissbildung berücksichtigt werden. Bei den kraftbasierten Methoden ist eine Berechnung mit ungerissenen Steifigkeiten meist auf der sicheren Seite. Wenn die Festigkeitsreserven ausreichend sind, kann dies zulässig sein; andernfalls muss die Berechnung mit reduzierten Steifigkeiten infolge Rissbildung wiederholt werden.

Um bei einer verformungsbasierten Beurteilung auf der sicheren Seite zu sein, muss eine starke Reduktion der Steifigkeit infolge Rissbildung angenommen werden.

Das Thema Steifigkeit wird auch im Abschnitt 6.3.2 behandelt. Empfehlungen zu anderen Aspekten werden in den nachfolgenden Abschnitten formuliert.

6.3.1 Verhaltensgesetze von Materialien

Betreffend der Verhaltensgesetze von Materialien können die Empfehlungen der Normen SIA 269/2 und 269/8 angewendet werden. Generell wird für Beton in alten Brücken empfohlen, die Erhöhung der Betondruckfestigkeit zu berücksichtigen. Für Brücken, die vor 1985 bzw. 1990 gebaut wurden, kann dies nach SIA 269/2 [19] und für alle anderen nach SIA 262 [15] erfolgen. Zusätzlich muss berücksichtigt werden, ob der Beton mit Bügeln bewehrt oder nicht umschnürt ist.

Die Umschnürung beeinflusst die Druckfestigkeit und vor allem die Duktilität des Betons und kann beispielsweise nach dem Modell von Mander et al. [83] berücksichtigt werden.

Für die Bewehrung können bilineare Gesetze verwendet werden, wobei der Verfestigungseffekt des Stahls entweder berücksichtigt oder vernachlässigt wird. Generell ist dieser Effekt bei den in der Schweiz verwendeten Stählen eher gering, wie Tabelle 8 der Norm SIA 269/2 zeigt.

6.3.2 Annahmen zur Biege- und Schersteifigkeit

Die effektive Biegesteifigkeit von Stahlbetonbauteilen kann im Allgemeinen mithilfe der Berechnung der Momenten-Krümmungs-Beziehung des gerissenen Querschnitts ermittelt werden. Die Momenten-Krümmungs-Beziehung muss bilinear angenähert werden, wie Abb. 6.3 zeigt. Die Steigung der Geraden in der Momenten-Krümmungs-Beziehung, die den Nullpunkt mit dem Fließbeginn in Abb. 6.3 verbindet, entspricht der angestrebten Steifigkeit. Die entsprechende Formulierung findet sich in Abschnitt 16.5.5.2 der Norm SIA 261, der festlegt, dass eine mittlere Steifigkeit bis zum Fließbeginn zu berücksichtigen ist.

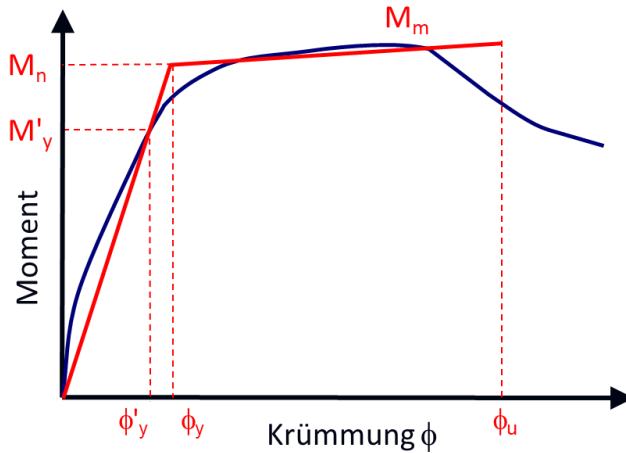


Abb. 6.3 Bilineare Approximation (rote Linie) der Momenten-Krümmungsbeziehung (blaue Linie) eines Stahlbetonträgers, nach [67].

Gemäss der Norm SIA 269/8 kann die effektive Biegesteifigkeit, d. h. die Steifigkeit, die der Geraden ab dem Nullpunkt in Abb. 6.3 entspricht, von Tragwerken mit duktilem Verhalten wie folgt bestimmt werden:

$$EI_{eff,2} = \frac{M'_y}{\phi'_y}$$

Diese Steifigkeit gilt im elastischen Verformungsbereich der Bauteile, die infolge Erdbebeneinwirkung plastische Verformungen erfahren. Alternativ können die Richtwerte gemäss Abb. 6.4 in erster Näherung verwendet werden.

Die Steifigkeit $EI_{eff,2}$ kann nur verwendet werden, wenn das untersuchte Bauteil plastische Verformungen aufweist. Andernfalls muss die effektive Biegesteifigkeit $EI_{eff,1}$ verwendet werden:

$$EI_{eff,1} = \frac{EI_c + EI_{eff,2}}{2}$$

Bei schlanken mauerartigen Stützen müssen bei der Bestimmung der Steifigkeit auch die Schubverformungen berücksichtigt werden.

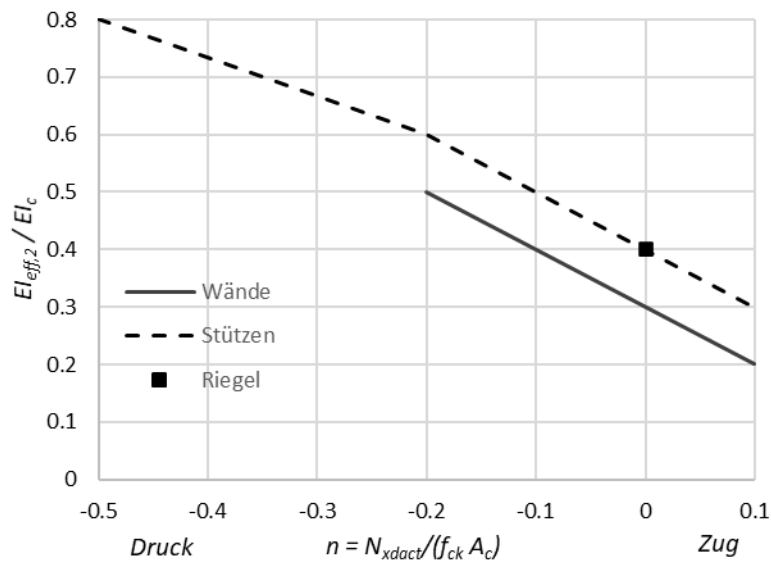


Abb. 6.4 Richtwerte zur Berechnung der effektiven Biegesteifigkeit von Stahlbetonbauteilen, die unter Erdbebeneinwirkung plastische Verformungen erfahren (Fig.2 der Norm SIA 269/8 [20]).

6.3.3 Berücksichtigung ungeeigneter konstruktiver Details

Bei den bestehenden Brücken in der Schweiz handelt es sich bei Bewehrungsstössen am Fuss der Stütze sowie geringen Querbewehrungsgehalten um ungeeignete konstruktive Details in den Brückenstützen.

Solche Bewehrungsstösse sind aus bautechnischen Gründen (Betonieren) oft am Übergang zwischen Fundament und Stütze vorhanden. In diesem Bereich können sich die höchsten Schnittkräfte entwickeln, insbesondere bei Balkenbrücken oder wenn das statische System einer Stütze ein Kragträger ist. Die Bewertung der Festigkeit des Querschnitts mit Bewehrungsstoss und seines Verformungsvermögens kann gemäss den Empfehlungen und Berechnungsbeispielen in den AGB-Forschungsprojektberichten 2015/002 (in Bearbeitung) [48] und 2008/001, Forschungsbericht 662 [37], durchgeführt werden.

Der Schubwiderstand von rechteckigen Stützen kann gemäss der Norm SIA 262 [15] oder Eurocode 8 [4] bewertet werden. Für runde Stützen kann auch das Modell nach [91] (siehe auch [37]) verwendet werden. Dieses Modell wurde mit einer Datenbank entwickelt und validiert, die Schubbrüche vor der Entwicklung der Biegefestigkeit (sprödes Versagen) sowie solche im inelastischen Bereich umfasst. Es wird angenommen, dass die Schwerfestigkeit die Summe aus dem Widerstand der horizontalen Bewehrung, dem Widerstand aufgrund der Verzahnung der Gesteinskörnung und der Druckdiagonalen der Axialkraft ist.

Bei Rahmenbrücken muss die Möglichkeit einer Umkehrung der Kräfte untersucht werden. Bei diesen Brücken ist die Bewehrung in der Fahrbahnplatte hauptsächlich dafür vorgesehen, die Vertikalkräfte aufgrund der Betriebsbelastungen aufzunehmen. Diese Belastungen erzeugen negative Momente unterhalb der Lager (Stützen). Bei einem Erdbeben können sich diese Momente aufgrund der Erdbebeneinwirkung umkehren.

6.3.4 Fliessgelenke

In den Bereichen mit den höchsten Biegemomenten können sich plastische Verformungen entwickeln. Diese plastischen Bereiche werden mit Fliessgelenken modelliert. Die Hauptparameter für die Modellierung sind dabei die Länge des Fliessgelenks und sein Verformungsvermögen, d. h. seine Bruchkrümmung. Die Länge des Fliessgelenks hängt u. a. von der Geometrie der Stütze und der Qualität des Bewehrungsstahls ab. Die Bruchkrümmung ist abhängig von den Materialien und den konstruktiven Massnahmen, z. B. der Umschnürungsbewehrung (siehe auch 6.3.1).

All diese Parameter können nach der Norm SIA 269/8 berechnet werden. Ein detailliertes Berechnungsbeispiel für einen rechteckigen Pfeiler findet sich auch in [37] und im Anhang IV.

Zu beachten ist, dass die Übertragung von Kräften in den an das Fliessgelenk angrenzenden Bauteilen zu überprüfen ist, wie z. B. der Widerstand der Foundation gegen das Biegemoment, das sich im Fliessgelenk bilden kann, wenn man die Überfestigkeit berücksichtigt.

6.3.5 Verhaltensbeiwert

Mit dem Verhaltensbeiwert werden die Überfestigkeit und das nicht-lineare Verhalten von Bauteilen auf vereinfachte Weise mit kraftbasierten Methoden berücksichtigt. Die Überfestigkeit der Bauteile im Vergleich zu den Berechnungen ist in allen Bauwerken vorhanden. Allerdings ist bei bestehenden Brücken ein duktiles Verhalten oft nicht gewährleistet. Die Verhaltensbeiwerte sind je nach Art des Tragwerks nach den Normen SIA 262 ff. zu berücksichtigen.

Die Norm SIA 262 empfiehlt für Tragwerke mit nicht-duktilen Verhalten in Abhängigkeit von der Duktilitätsklasse des Stahls einen Verhaltensbeiwert q von 1,5 bis 2,0. Der Eurocode hingegen empfiehlt für Tragwerke mit nicht-duktilen Verhalten nur $q = 1,5$. Es ist darauf hinzuweisen, dass bei Anwendung eines Verhaltensbeiwerts $q = 2$ überprüft werden muss, ob das Tragwerk plastische Verformungen erfährt, z. B. durch eine (vereinfachte) Verschiebungsanalyse. Wenn das Tragwerk unter der Erdbebeneinwirkung elastisch bleibt, ist ein Verhaltensbeiwert von $q = 2$ nicht gerechtfertigt.

6.3.6 Dämpfungsmass

Das Dämpfungsmass ist je nach Tragwerk und abhängig von der Art der Verbindung zu wählen. Die Spektren für die Bemessung (SIA 261) und die Prüfung (SIA 269/8) gelten für eine viskose Dämpfung von 5 Prozent. Die Dämpfung von Stahlstrukturen kann weniger als 5 Prozent betragen, weshalb die Erdbebeneinwirkung höher sein kann. Im Gegensatz dazu kann die Dämpfung von Brücken mit Isolatoren deutlich höher als 5 Prozent sein (siehe Abschnitt 9.8). Zudem kann auch die Boden-Bauwerk-Wechselwirkung die Dämpfung erhöhen, wie im nächsten Kapitel ausgeführt wird.

6.3.7 Baugrund-Tragwerks-Interaktion

Die Nachgiebigkeit des Baugrunds kann bei felsigem Baugrund (Baugrundklasse A) vernachlässigt werden. In diesem Fall ist auch der Verformungsbedarf infolge Erdbebeneinwirkung klein (Abb. 6.9), so dass das Verformungsvermögen der Brückenstützen meist auch bei Annahme einer steifen Einspannung im Fundament ausreichend ist. Bei Alluvialstandorten (Baugrundklassen B bis E) sollte bei Stützen mit einer Höhe von weniger als ca. 10 m die Baugrundnachgiebigkeit berücksichtigt werden. Eine einfache Modellierung mittels linearer Federn für die vertikale und die horizontale Verschiebung sowie das Kippen des Fundaments wird in Abb. 6.5, zusammen mit den entsprechenden Federkonstanten für ein Kreisfundament gezeigt. Für Erdbebenbeanspruchung ist die Kippfeder am wichtigsten, die beiden anderen Federn spielen eine untergeordnete Rolle und können meist vernachlässigt werden.

Vereinfachte Gleichungen zur Berechnung der Steifigkeit von Flach- und Pfahlfundationen finden sich in Anhang C der Norm SIA 269/8. Für ein System mit einem Freiheitsgrad (Einmassenschwinger) kann die Änderung der Grundschnitzzeit $T_{1,SSI}$ unter Berücksichtigung der Steifigkeit des Fundaments im Vergleich zur Grundschnitzzeit des Systems mit einer steifen Einspannung T_1 wie folgt bestimmt werden:

$$T_{1,SSI} = T_1 \sqrt{1 + \frac{k}{k_h} + \frac{k h_1^2}{k_\varphi}}$$

In dieser Gleichung bezeichnen k und h_1 die Steifigkeit und Höhe des Einmassenschwingers und k_h und k_φ die Horizontal- und die Kippsteifigkeit der Foundation.

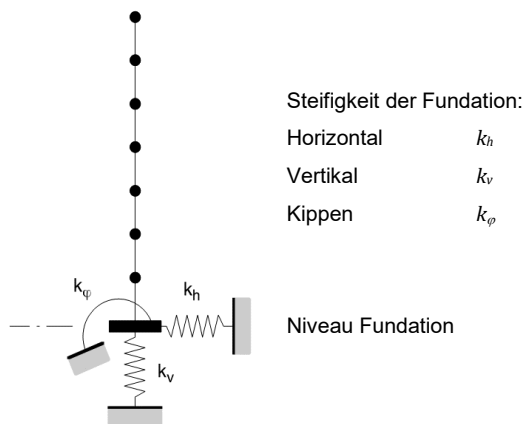


Abb. 6.5 Einfache Modellierung der Baugrundnachgiebigkeit durch lineare Federn für die vertikale und die horizontale Verschiebung sowie das Kippen (nach [87] aus [58]).

Die Genauigkeit der Modellierung der Baugrundnachgiebigkeit muss dabei der Genauigkeit entsprechen, mit der die durch Rissbildung verursachte Reduktion der Steifigkeit im Berechnungsmodell berücksichtigt wird. Wenn also beispielsweise eine grobe Schätzung der Reduktion der Steifigkeit aufgrund von Rissbildung ausreicht, ist es in der Regel nicht notwendig, die Baugrundnachgiebigkeit zu modellieren.

Neben der Baugrundnachgiebigkeit, die sich einzig auf die Federsteifigkeiten im Berechnungsmodell auswirkt, führt die Berücksichtigung der dynamischen Boden-Bauwerk-Wechselwirkung auch zu einer Modifikation der Masse und der Dämpfung. Gemäss Eurocode 8, Teil 5, Geotechnik [10], muss die dynamische Boden-Bauwerk-Wechselwirkung bei Foundationen auf sehr weichem Baugrund (Baugrundklasse D oder weicher) in den oberen Erdbebengefährdungszonen Z2, Z3a und Z3b (ab einer horizontalen Bodenbeschleunigung von 0,1 g) berücksichtigt werden.

Das Verhalten des Widerlagers und der Aufschüttung, in die das Widerlager eingebettet ist, hat einen grossen Einfluss auf das Erdbebenverhalten der gesamten Brücke. Wie der Forschungsbericht 663 des ASTRA [34] zeigt, hängt das Verhalten von Brücken in Querrichtung stark von den Widerlagern ab. Bei langen Brücken wird insbesondere der Verschiebungsbedarf in Querrichtung der Brückenpfeiler in der Nähe des Widerlagers beeinflusst. Bei kurzen Brücken kann das Widerlager das Element der Brücke sein, das sich am stärksten verformt. Bei vergangenen Erdbeben in Kalifornien entsprach die Verformung der Widerlager einiger instrumentierter Brücken mehr als 60 Prozent der gesamten transversalen Verformung der Brücke. Die Annahme eines festen Lagers im Modell kann daher zu einer Unterschätzung des Verschiebungsbedarfs der Stützen und damit zu einer Überschätzung ihres Erdbebenwiderstands führen. Im Modell der Brücke sollten die Masse, Steifigkeit und Dämpfung des Widerlagers berücksichtigt werden. Ein vereinfachtes mechanisches Modell zur Berücksichtigung des Widerlagers wird im Forschungsbericht 663 des ASTRA [34] vorgestellt.

Für weitere Literatur zur dynamischen Boden-Bauwerk-Wechselwirkung wird auf die Publikationen [65] und [80] verwiesen.

6.4 Erdbebeneinwirkung

Die für die Bewertung einer bestehenden Brücke zu berücksichtigende Erdbebeneinwirkung ist im Prinzip identisch mit der Einwirkung, die bei der Bemessung einer neuen Brücke zu berücksichtigen ist. Falls die Bewertung zu relativ niedrigen Werten für den Erfüllungsfaktor führt, kann es sinnvoll sein, die für neue Bauwerke im Allgemeinen gerechtfertigten Vereinfachungen der Norm SIA 261 zu überdenken. Beispielsweise kann die Erdbebeneinwirkung durch eine lokale Baugrund-Untersuchung präzisiert werden, die ein spezifisches anzuwendendes Antwortspektrum liefert.

6.4.1 Erdbebenzonen

Die Norm SIA 261 definiert fünf Erdbebenzonen (siehe Abb. 2.4), denen ein Bemessungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung (a_{gd}) zugewiesen wird (Tab. 6.6). Der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung (a_{gd}) entspricht der maximalen horizontalen Bodenbeschleunigung für die Baugrundklasse A bei einer Referenz-Wiederkehrperiode von 475 Jahren.

Tab. 6.6 Bemessungswerte für die Bodenbeschleunigung in Abhängigkeit von der Erdbebenzone.

Erdbebenzone	Z1a	Z1b	Z2	Z3a	Z3b
a_{gd} [m/s ²]	0,6	0,8	1,0	1,3	1,6

6.4.2 Bauwerksklasse

Die Norm SIA 261 definiert drei Bauwerksklassen, denen ein Bedeutungsbeiwert (γ_f) zugewiesen wird (Tab. 6.7). Für den Nachweis der Tragsicherheit wird die Erdbebeneinwirkung mit dem Bedeutungsbeiwert multipliziert. Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit erfolgt hingegen mit einem einheitlichen Bedeutungsbeiwert ($\gamma_f = 1,0$) und ist nur für die BWK III erforderlich.

Tab. 6.7 Bauwerksklassen und Bedeutungsbeiwert.

Bauwerksklasse	BWK I	BWK II	BWK III
Bedeutungsbeiwert γ_f	1,0	1,2	1,5

6.4.3 Antwortspektren

Die elastischen Antwortspektren der horizontalen Beschleunigung für die verschiedenen Baugrundklassen der Norm SIA 261 (2020) sind in Abb. 6.8 dargestellt:

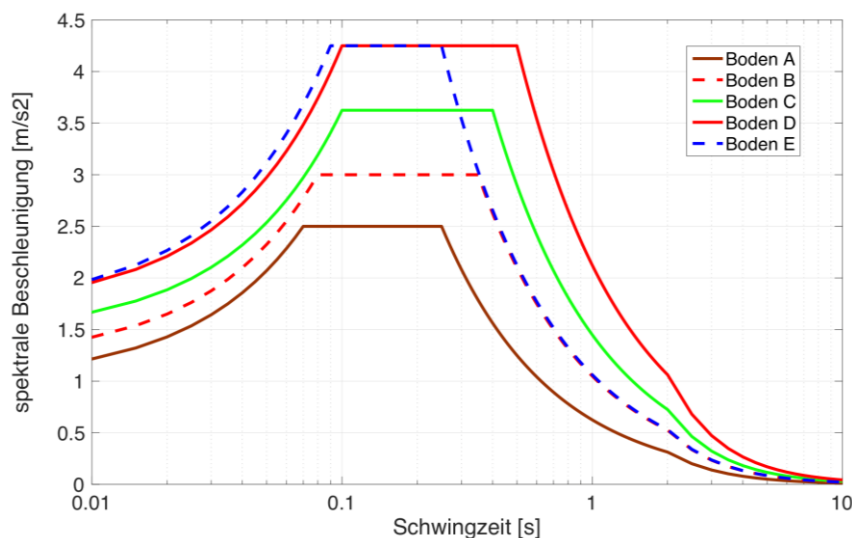


Abb. 6.8 Elastische Antwortspektren der horizontalen Beschleunigung der Norm SIA 261 (2020) für die Erdbebenzone Z2 ($a_{gd} = 1,0$ m/s²) und die Bauwerksklasse BWK I ($\gamma_f = 1,0$).

Die Kurven werden für jede Baugrundklasse durch die Parameter (S , T_B , T_C und T_D) der entsprechenden Gleichung definiert. Ausserdem werden sie durch Multiplikation mit der entsprechenden Bodenbeschleunigung (a_{gd}) an die Erdbebenzone angepasst (Gleichungen 26 bis 29 der SIA-Norm 261 [14]):

$$\begin{aligned}
 S_e &= a_{gd} S \left[1 + \frac{(2,5\eta - 1)T}{T_B} \right] & 0 \leq T \leq T_B \\
 S_e &= 2,5 a_{gd} S \eta & T_B \leq T \leq T_C \\
 S_e &= 2,5 a_{gd} S \eta \frac{T_C}{T} & T_C \leq T \leq T_D \\
 S_e &= 2,5 a_{gd} S \eta \frac{T_C T_D}{T^2} & T_D \leq T
 \end{aligned}$$

Die Erdbebeneinwirkung kann auch durch das Antwortspektrum der relativen Verschiebung dargestellt werden. Das elastische Antwortspektrum der Beschleunigung (S_e) und das Antwortspektrum der relativen Verschiebung (S_{ud}) sind durch die Kreisfrequenz (ω) gemäss dem folgenden Verhältnis miteinander verbunden:

$$S_e = \omega^2 S_{ud}$$

Dieses Verhältnis zwischen S_e und S_{ud} stammt direkt aus der Bewegungsgleichung für den Einmassenschwinger. Es stimmt nur dann genau, wenn es keine Dämpfung gibt, aber es ist eine gute Annäherung für den üblichen Wert von 5 Prozent für das Dämpfungsmass. Die Schwingzeit T lässt sich wie folgt aus der Kreisfrequenz ω berechnen:

$$T = 2\pi/\omega$$

Die Antwortspektren der relativen Verschiebung für die verschiedenen Baugrundklassen der Norm SIA 261 (2020) sind in Abb. 6.9 dargestellt:

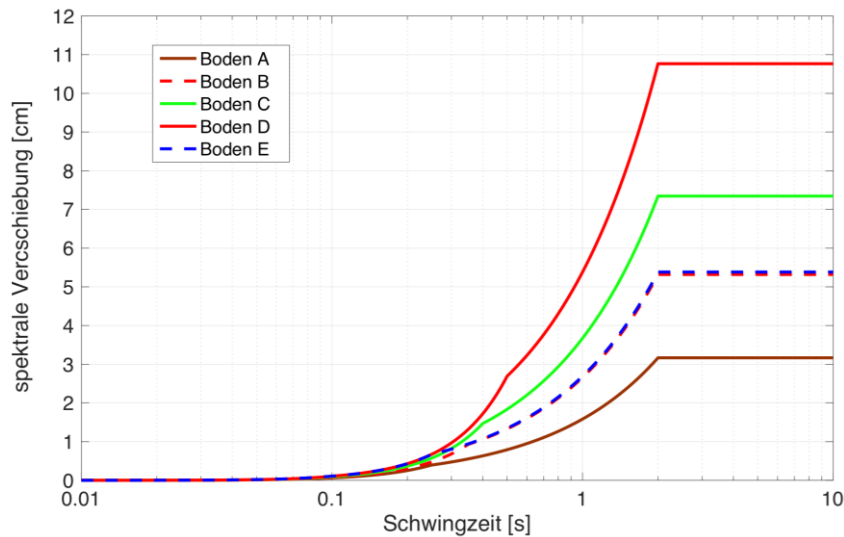


Abb. 6.9 Elastische Antwortspektren der relativen Verschiebung der Norm SIA 261 (2020) für die Erdbebenzone Z2 ($a_{gd} = 1,0 \text{ m/s}^2$) und die Bauwerksklasse BWK I ($\gamma_f = 1,0$).

6.5 Ersatzkraftverfahren

Für die Tragwerksanalyse von Balkenbrücken mit dem Ersatzkraftverfahren sind die folgenden drei Modelle gebräuchlich:

- Modell mit steifem Überbau
- Modell mit flexiblem Überbau
- Modell des Einzelpfeilers

Die Modelle unterscheiden sich primär durch die Steifigkeitsannahmen für den Überbau relativ zur Steifigkeit der Pfeiler. Die ersten beiden Modelle sind für die Analyse in Längs- und in Querrichtung von Balkenbrücken geeignet. Das Modell des Einzelpfeilers ist nur für die Querrichtung von Balkenbrücken geeignet. In den folgenden Kapiteln werden die spezifischen Einsatzbereiche der drei Modelle beschrieben.

6.5.1 Längsrichtung: Modell mit steifem Überbau

Beim Modell mit starrem Überbau wird wie der Name sagt ein steifer Überbau angenommen. Für die Beanspruchung in Längsrichtung einer schwimmend gelagerten Balkenbrücke ergibt sich ein einfaches Einmassenschwingermodell (Abb. 6.10). Die Masse M des Einmassenschwingers ist gleich der Summe der Massen aus Eigengewicht und Auflasten des Überbaus. Die Massen der mit dem Überbau mitschwingenden Stützen können vernachlässigt werden. Die Federsteifigkeit des Einmassenschwingers k berechnet sich aus der Summe der horizontalen Steifigkeiten k_i der mit dem Überbau verbundenen Stützen:

- Stützen mit festem Längslager: $k_i = 3EI_i/h_i^3$
- mit dem Überbau monolithisch verbundene Stützen: $k_i = 12EI_i/h_i^3$
- Gesamtsteifigkeit: $k = \sum k_i$
- Grundswingzeit des Einmassenschwingers: $T_1 = 2\pi \sqrt{M/k}$

Mit der Grundswingzeit T_1 , der Masse M und dem entsprechenden Bemessungsspektrum lässt sich einfach die totale Ersatzkraft in Längsrichtung berechnen, die anschließend proportional zu den Steifigkeiten k_i auf die Stützen zu verteilen ist.

Das Modell mit steifem Überbau ist sehr gut geeignet für gerade Balkenbrücken mit schwimmender Lagerung.

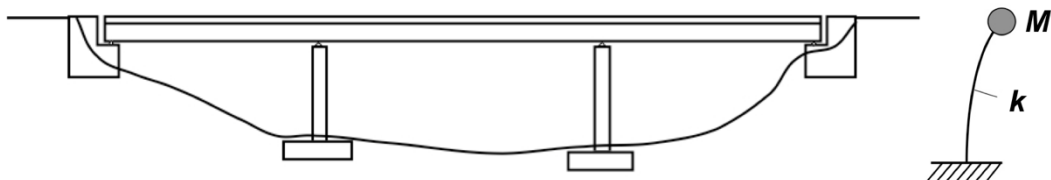


Abb. 6.10 Modell mit steifem Überbau (rechts) für die Ersatzkraftanalyse einer geraden Balkenbrücke mit schwimmender Lagerung (links).

Bei fester Längslagerung ist das Modell des starren steifen Überbaus ebenfalls geeignet für gerade Balkenbrücken. Für die Steifigkeit k des Einmassenschwingers muss die Längssteifigkeit des Widerlagers abgeschätzt werden, was in der Regel etwas aufwändiger ist als bei einem Pfeiler. Die Masse M ist wie vorhin die Masse des Brückenträgers und die Grundswingzeit beträgt $T_1 = 2\pi \sqrt{M/k}$. Meist fällt die Grundswingzeit T_1 in den Bereich konstanter Beschleunigung des Bemessungsspektrums, so dass keine grosse Genauigkeit für die Abschätzung der Längssteifigkeit des Widerlagers nötig ist. Die totale Ersatzkraft in Längsrichtung lässt sich wiederum einfach aus der Grundswingzeit T_1 , der Masse M und dem entsprechenden Bemessungsspektrum berechnen. Bei fester Längslagerung muss die ganze totale Ersatzkraft von den festen Lagern am Widerlager aufgenommen werden können. Da die Grundswingzeit T_1 meist in den Bereich konstanter, maximaler Beschleunigung des Bemessungsspektrums fällt, führt dies bereits in der Erdbebenzone Z1a zu sehr grossen Horizontalkräften.

Allerdings ist Vorsicht angebracht, dass die Steifigkeit des Pfeilers (kurzer Pfeiler) mit der des Widerlagers vergleichbar ist, denn dann muss die Ersatzkraft zwischen dem Widerlager und dem betrachteten Pfeiler aufgeteilt werden (im Verhältnis der Steifigkeiten). Die Annahme eines steifen Systems in Längsrichtung mit einer Grundschiwingzeit T_1 von etwa null unterschätzt im allgemeinen die Längsbeanspruchung von Brücken mit fester Längslagerung. Auch der Brückenträger hat eine gewisse Längsnachgiebigkeit, wie im Kapitel 6.5.2 beim Modell mit weichem Überbau beschrieben. Nur bei kurzen Brücken mit einer festen Längslagerung auf einem horizontal sehr steifen, auf Fels gegründeten Widerlager darf ein steifes System in Längsrichtung angenommen werden, wobei dann meist die Bremskräfte für die Bemessung massgebend werden. In den übrigen Fällen soll die Nachgiebigkeit des Widerlagers berücksichtigt werden. Bei längeren Brücken kann auch das Modell mit weichem Überbau verwendet werden.

6.5.2 Längsrichtung: Modell mit flexiblem Überbau

Das Modell mit flexiblem Überbau in Längsrichtung erlaubt die Abschätzung der Grundfrequenz einer Balkenbrücke mit fester Längslagerung an einem starren Widerlager. Das starre System mit einer Grundschiwingzeit $T_1 = 0$ ist nämlich auch für ein absolut starres Widerlager nicht auf der sicheren Seite, da sich aus der Längsnachgiebigkeit des Überbaus immer eine Grundschiwingzeit $T_1 > 0$ ergibt. Als einfaches Modell für einen flexiblen Überbau in Längsrichtung bietet sich ein Stab mit konstantem Querschnitt und gleichförmig verteilter Masse an. Der Stab ist auf der Seite der festen Längslagerung eingespannt (rechts in Abb. 6.11). Die analytische Lösung der Längsschiwingung des Stabes führt zu einer Grundschiwingzeit $T_1 = 4l\sqrt{(\rho/E)}$ mit der Länge des Überbaus l , der Dichte des Überbaus ρ (Masse pro Volumeneinheit) und dem Elastizitätsmodul E des Überbaus [56].

Das Modell ist geeignet für längere gerade Balkenbrücken mit fester Längslagerung an einem starren Widerlager.

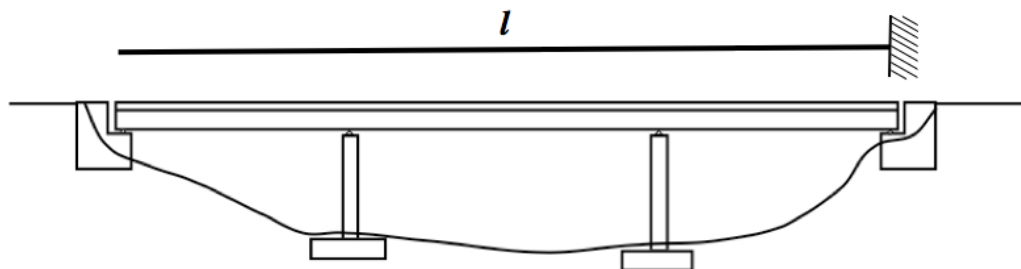


Abb. 6.11 Modell mit flexiblem Überbau (oben) für die Ersatzkraftanalyse einer längeren geraden Balkenbrücke mit fester Längslagerung an einem starren Widerlager (unten).

6.5.3 Querrichtung: Modell mit steifem Überbau

Das Modell mit steifem Überbau in Querrichtung ist geeignet für relativ breite Balkenbrücken, deren Überbau eine grosse Steifigkeit in Querrichtung aufweist. Es handelt sich um ein einfaches Einmassenschwingermodell. Die Federsteifigkeit des Einmassenschwingers $k = \sum k_i$ berechnet sich aus der Summe der horizontalen Steifigkeiten k_i der mit dem Überbau verbundenen Stützen. Sowohl für Stützen mit festem Querlager als auch für mit dem Überbau monolithisch verbundene Stützen gilt $k_i = 3EI/h$, wobei EI die Biegesteifigkeit des Stützenquerschnitts in Querrichtung ist. Der Brückenträger wird als torsionsweich angenommen.

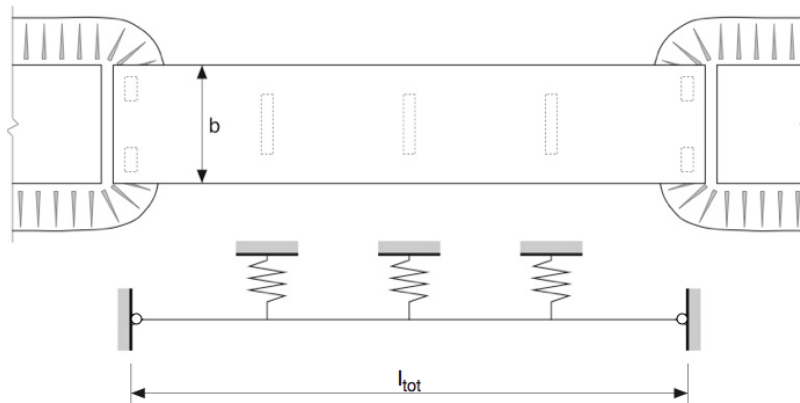


Abb. 6.12 Modell mit steifem Überbau (unten) für die Ersatzkraftanalyse einer geraden Balkenbrücke in Querrichtung (oben). Die Brücke wird bei den Widerlagern als quer verschieblich gelagert angenommen.

Die Masse M ist die Masse des Brückenträgers und die Grundschiwingzeit beträgt $T_1 = 2\pi\sqrt{(M/k)}$. Die totale Ersatzkraft in Brückenquerrichtung wird proportional zu den Steifigkeiten k_i auf die Stützen aufgeteilt.

Bei den Widerlagern wird unabhängig von der effektiven Lagerung eine verschiebbliche Lagerung in Brückenquerrichtung angenommen, so dass der steife Überbau in Querrichtung überhaupt schwingen kann (Abb. 6.12). Die Schwingform ist eine gerade Linie mit der gleichen Schwingamplitude bei jeder Stütze. Die Ersatzkraft auf die Lager an den Widerlagern muss aus den resultierenden Ersatzkräften bei den Pfeilern geschätzt werden, indem z.B. die Ersatzkraft des dem Widerlager am nächsten liegenden Pfeilers übernommen wird.

Eine Voraussetzung für die Anwendbarkeit des Modells mit steifem Überbau ist, dass die Querverschiebungen in den Feldern des Überbaus klein sind gegenüber denjenigen der Pfeilerköpfe. Im Eurocode 8, Teil 2 [8], finden sich folgende Limiten für die Anwendbarkeit des Modells mit starrem Überbau:

- Seitenverhältnis Länge L zu Breite B des Überbaus: $L/B \leq 4,0$
- oder das Verhältnis der maximalen Differenz der Querverschiebungen der Pfeilerköpfe Δd zur durchschnittlichen Querverschiebung aller Pfeilerköpfe unter Erdbebeneinwirkung d_a erfüllt die Bedingung: $\Delta d/d_a \leq 0,2 \Delta d$.

Selbst wenn diese Limiten nicht eingehalten sind, ist das Modell mit steifem Überbau gut geeignet zur Plausibilitätskontrolle von Resultaten des Antwortspektrumverfahrens. Für die Bemessung oder Überprüfung in Querrichtung ist das Modell mit steifem Überbau nur geeignet für regelmässige Balkenbrücken, d.h. wenn Spannweiten und Stützensteifigkeiten in etwa konstant sind.

6.5.4 Querrichtung: Modell mit flexiblem Überbau

Das Modell mit flexiblem Überbau ist ebenfalls im Eurocode 8, Teil 2 [8], normiert. Es basiert auf der Rayleigh-Methode und erfordert die Berechnung des zur Grundschiwingform des Überbaus in Querrichtung äquivalenten Einmassenschwingers. Dies ist wesentlich aufwendiger im Vergleich zum Modell mit steifem Überbau oder zum Modell des Einzelpfeilers. Deshalb empfiehlt es sich, entweder eines dieser beiden Modelle für das Ersatzkraftverfahren oder direkt das Antwortspektrumverfahren anzuwenden.

6.5.5 Querrichtung: Modell des Einzelpfeilers

Das Modell des Einzelpfeilers ist für relativ schlanke Balkenbrücken geeignet. Jeder Pfeiler wird für sich allein als unabhängig schwingender Einmassenschwinger betrachtet. Die Kopplung über den Überbau wird vernachlässigt.

Die Grundschiwingzeit eines Einzelpfeilers beträgt $T_i = 2\pi\sqrt{M_i/k_i}$. Die Federsteifigkeit beträgt bei fester Querlagerung oder monolithischer Verbindung $k_i = 3EI_i/h_i$. Die Torsionsstei-

figkeit des Brückenträgers wird vernachlässigt. Die mitwirkende Masse M_i ist aus einer angenommenen Aufteilung der gesamten Masse des Überbaus M auf die Einzelpfeiler abzuschätzen ($M = \sum M_i$).

Die Berechnung erfolgt iterativ. Nach einer ersten Berechnung der einzelnen Grundschwingzeiten T_i ist zu überprüfen, ob die Unterschiede der Grundschwingzeiten zwischen benachbarten Pfeiler folgende Bedingung einhalten: $0,9 \leq T_i/T_{i+1} \leq 1,1$

Falls die Bedingung nicht eingehalten ist, muss die Berechnung mit einer angepassten Massenverteilung wiederholt werden (Eurocode 8, Teil 2, Gleichung 4.19 [8]). Bei grösseren Unterschieden zwischen den Quersteifigkeiten benachbarter Stützen konvergiert das Verfahren nicht und darf daher nicht angewandt werden. Trotzdem sind die Resultate zur Plausibilitätskontrolle geeignet, allenfalls zusammen mit dem Modell des starren Überbaus.

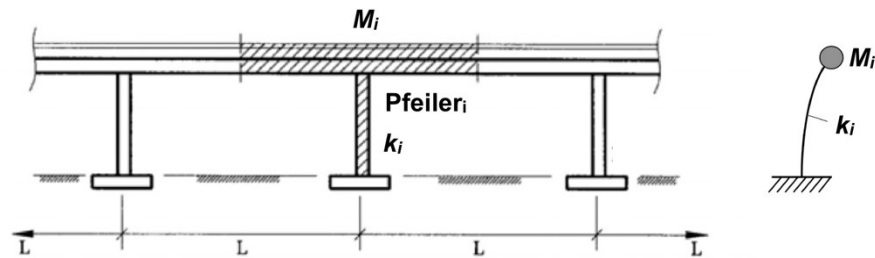


Abb. 6.13 Modell des Einzelpfeilers (rechts) für die Ersatzkraftanalyse in Querrichtung eines Pfeilers einer Balkenbrücke (links).

6.5.6 Plausibilitätskontrolle

Gemäss Ziffer 3.1.4 der Norm SIA 260 [13], sind die Ergebnisse der Tragwerksanalyse auf ihre Plausibilität zu prüfen. Dies gilt insbesondere für Resultate von Computerberechnungen, wie z. B. beim Antwortspektrumverfahren. Das Ersatzkraftverfahren ist die geeignete Plausibilitätskontrolle sowohl für das Antwortspektrumverfahren als auch für die nicht linearen Analyseverfahren. Folglich muss das Ersatzkraftverfahren in jedem Fall durchgeführt werden, entweder als eigenständige Tragwerksanalyse in einfacheren Fällen, wo die entsprechenden Voraussetzungen gegeben sind, oder als Plausibilitätskontrolle der Resultate von aufwändigeren Berechnungen.

Da das Ersatzkraftverfahren in jedem Fall durchgeführt werden muss, empfiehlt es sich, es als erstes Analyseverfahren vor dem Antwortspektrumverfahren oder den nicht linearen Verfahren durchzuführen.

6.6 Antwortspektrumverfahren

Wenn die Bedingungen für die Anwendbarkeit des Ersatzkraftverfahrens nicht erfüllt sind, muss das Antwortspektrumverfahren angewandt werden. Im Wesentlichen dürfen nur gerade Balkenbrücken in Längsrichtung und regelmässige Balkenbrücken in Querrichtung mit dem Ersatzkraftverfahren analysiert werden, wie im Kapitel 6.5 aufgezeigt. Bei den übrigen Brücken ist der Einfluss höherer Eigenschwingformen auf die Erdbebenbeanspruchungen nicht vernachlässigbar. Und diese können mit dem Ersatzkraftverfahren nicht erfasst werden, wohingegen das Antwortspektrumverfahren erlaubt, alle höheren Eigenschwingformen einzubeziehen.

Im allgemeinen wird beim Antwortspektrumverfahren ein 3D-Modell erforderlich. Für gerade Brücken ist ein 2D-Modell für die Geometrie ausreichend, doch muss dies in Querrichtung, d.h. in die 3. Richtung quer zum 2D-Modell angeregt werden können.

Zur Kontrolle, ob genügend höhere Eigenschwingformen in der Berechnung berücksichtigt wurden, ist für die beiden horizontalen Hauptrichtungen zu verifizieren, dass die Summe der effektiven modalen Massen der berücksichtigten Eigenschwingformen grösser ist als 90% der Gesamtmasse des Modells, wie es in Ziffer 16.5.3.5 der Norm SIA 261 [14] vorgeschrieben ist. Wenn diese Bedingung auch unter Berücksichtigung aller Eigenschwingformen nicht erfüllt werden kann, muss in einem weiteren Schritt das Berechnungsmodell

insbesondere bezüglich Massenverteilung verbessert werden, so dass die 90%-Regel eingehalten werden kann. Problematisch sind in der Regel Massen, die direkt, d.h. starr mit Knoten mit festen Randbedingungen verbunden ist.

Zur Ermittlung der Resultatgrössen sind die entsprechenden Beiträge der einzelnen Eigenschwingformen mit der SRSS-Regel (Square Root of the Sum of the Squares) zu überlagern. Wenn zwei oder mehrere von den kürzeren Eigenschwingzeiten nahe zusammenliegenden, sollte die CQC-Regel (Complete Quadratic Combination) zur Überlagerung verwendet werden [65]. Auf Erdbebenberechnungen spezialisierte Computerprogramme bieten meist standardmässig diese beiden Optionen an. Das Antwortspektrumverfahren ist für alle Brückentypen anwendbar.

6.7 Pushover-Analyse

6.7.1 Vorteile

Die Pushover-Analyse erlaubt, das wirkliche horizontale Verformungsvermögen einer Stütze besser zu erfassen. Dabei wird das Verformungsvermögen in den plastischen Bereichen aufgrund der effektiven konstruktiven Gestaltung des Querschnitts und der Bewehrung entsprechend den Beanspruchungsverhältnissen und den Baustoffeigenschaften berechnet, anstatt es einfach pauschal mit dem Verhaltensbeiwert q abzuschätzen. Das Vorgehen ist besonders für die Überprüfung bestehender Stahlbetonstützen interessant, da diese praktisch immer konventionell bemessen wurden und folglich bei der kraftbasierten Analyse als nicht duktil mit einem kleinen Verhaltensbeiwert von $q = 1,5$ bis $2,0$ eingestuft werden müssten. Als Folge des kleinen Verhaltensbeiwertes können hohe Erdbebenschnittkräfte resultieren, welche die Stützen nicht aufnehmen können.

Andererseits ist das Verformungsvermögen der Stützen oft ausreichend, um den vergleichsweise geringen Verformungsbedarf infolge einer Erdbebeneinwirkung von der in der Schweiz vorherrschenden niedrigen bis mittleren Seismizität aufzunehmen.

6.7.2 Vorgehen in Schritten

Das Vorgehen folgt analog den Angaben in Kapitel 5 Betonbauten in der Norm SIA 269/8 [21]. Die Bestimmungen zur verformungsbasierten Analyse von Betonbauten gelten jedoch unabhängig von der Bauwerksart und können auch für Brückenstützen verwendet werden. Als Voraussetzung für die Pushover-Analyse muss die Stütze verformungsfähig im Sinne der Ziffer 5.3.2 der Norm SIA 269/8, d.h. sie muss ein zyklisch-plastisches stabiles Verformungsverhalten aufweisen, so dass ein sprödes Versagen ausgeschlossen werden kann. Auch nicht duktile Stützen können verformungsfähig sein, wenn das Versagen auf Biegung mit Fliessen der Bewehrung vor Betonbruch erfolgt.

Die einzelnen Schritte der Pushover-Analyse für eine Stahlbetonstütze lassen sich wie folgt zusammenfassen:

1. Berechnung der Kraft-Verschiebungskurve (Pushover-Kurve) für eine horizontale Kraft auf Niveau der Lager, bzw. des Brückenträgers bei monolithischer Verbindung, bis erstmals die Bruchkrümmung eines plastischen Bereichs erreicht wird (SIA 269/8, Figur 9). Die maximale Schiefstellung der Stütze bzw. die maximalen Bruchkrümmungen der Stützenquerschnitte können gemäss SIA 269/8 [21] bestimmt werden.
2. Die horizontalen Zielverschiebungen der einzelnen Stützen der Brücke unter Erdbebeneinwirkung berechnen (siehe Kapitel 6.7.4).
3. Ist das unter Punkt 1 berechnete Verformungsvermögen grösser als die Zielverschiebung, dann ist der Tragsicherheitsnachweis erfüllt. Dies bedeutet, dass in der Kraft-Verschiebungskurve bei einer horizontalen Verschiebung gleich der Zielverschiebung noch in keinem plastischen Bereich die Bruchkrümmung überschritten worden ist.

Das Vorgehen gemäss Figur 9 in SIA 269/8 [21] darf auch für den Schwingzeitenbereich $T \leq 1$ s angewandt werden, d.h. das Prinzip der gleichen Verschiebungen darf auch bei kleinen Schwingzeiten als anwendbar betrachtet werden. Das verformungsbasierte Ver-

fahren wird in [68] dargestellt. Ein detailliertes Anwendungsbeispiel des verformungs-basierten Verfahrens bei einem Stahlbetontragwerk ist in [42] ausführlich beschrieben.

6.7.3 Kontrolle der Lager und der Foundation

Die Berechnung des nicht linearen Kraft-Verformungsverhaltens einer Brückenstütze für horizontale Einwirkung ist nur dann sinnvoll, wenn unter Erdbebeneinwirkung auch effektiv plastische Bereiche in der Stütze entstehen. Oft ist die horizontale Tragfähigkeit der Lager das schwächste Glied in der Kette von Bauteilen vom Überbau bis zum Baugrund. Bleibt die Stütze unter der Wirkung der horizontalen Tragkraft der Lager im elastischen Bereich, dann erübrigt sich die Pushover-Analyse der betreffenden Stütze.

Die gleichen Überlegungen gelten auch für den Kippwiderstand des Stützenfundaments. Kann das Fundament das plastische Moment am Stützenfuss nicht in den Baugrund abtragen, kann ebenfalls auf die Pushover-Analyse der Stütze verzichtet werden.

6.7.4 Erdbebenanregung

Die Berechnung der horizontalen Zielverschiebung der Stützenköpfe erfolgt am Gesamtsystem der Brücke. Dazu wird das Antwortspektrumverfahren empfohlen. Bei geraden Brücken kann die Erdbebenanregung separat in den beiden Hauptrichtungen des Grundrisses betrachtet werden. Bei gekrümmten Brücken ist die Anregung als in beiden Richtungen gleichzeitig wirkend zu berücksichtigen.

Für die Berechnung der Zielverschiebung spielt der Verhaltensbeiwert q keine Rolle, denn nach dem Prinzip der gleichen Verschiebung ist die Verschiebung unabhängig vom Verhaltensbeiwert q . Als Erdbebenanregung soll das Bemessungsspektrum der Verschiebung gemäss SIA 269/8 (Figur 1) [21], verwendet werden. Das Bemessungsspektrum der Norm SIA 261 [14] weist infolge des minimalen Schwellenwertes der Beschleunigung gemäss dortiger Gleichung (34) einen für die verformungsbasierte Überprüfung ungeeigneten Verschiebungsverlauf auf. Der konstante Schwellenwert im Beschleunigungsspektrum entspricht einem exponentiellen Anstieg der Verschiebungen mit der Schwingzeit T .

Im Anhang H des Eurocodes 8, Teil 2 [8] werden zwei andere Arten der Berechnung der Zielverschiebung beschrieben:

- Gleichförmige Verteilung der horizontalen Verschiebungen entlang des Überbaus entsprechend dem Modell des starren Überbaus.
- Verteilung der Verschiebungen proportional zur ersten Eigenschwingungsform der Brücke.

Diese beiden Vorgehensweisen werden nicht empfohlen, da sie nur bei regelmässigen Balkenbrücken brauchbare Resultate ergeben, bei unregelmässigen Balkenbrücken aber zu starken Abweichungen vom wirklichen Verhalten führen. Doch gerade die unregelmässigen Balkenbrücken sind der typische Einsatzbereich für die Pushover-Analyse, weil bei ihnen die kraftbasierte Überprüfung oft zu kleinen Erfüllungsfaktoren der Tragsicherheit führt.

Das empfohlene Vorgehen, die horizontalen Zielverschiebungen der Stützen mit dem Antwortspektrumverfahren zu berechnen, kann als Verteilung der Verschiebungen proportional zur Wurzel aus der Summe der Quadrate der Beiträge aller Eigenschwingformen der Brücke (SRSS-Verteilung) betrachtet werden.

7 Nachweise

Die Beurteilung der Erdbebensicherheit umfasst die folgenden drei Nachweise:

- Tragsicherheit;
- Gebrauchstauglichkeit bei BWK III;
- Absturzsicherung.

7.1 Nachweis der Tragsicherheit

Der Nachweis der Tragsicherheit umfasst alle Bauteile der Brücke, d.h. Stützen, Lager, Widerlager und Foundationen. In der Regel kann der Nachweis des Brückenträgers entfallen, da dessen Erdbebenbeanspruchungen meist gering sind. Zu überprüfen sind neben den Horizontalkraftlagern auch deren Krafteinleitungsbereiche, sowohl auf Seite Brückenträger als auch auf Seite Stütze bzw. Widerlager. Falls Ausrüstungen an der Brücke befestigt sind, müssen die Verankerungskräfte gemäss Gleichung (49) der Norm SIA 261 überprüft werden. Die Überprüfung hat jeweils für die Erdbebenanregung in den beiden horizontalen Richtungen zu erfolgen. Die vertikale Anregung kann in der Regel vernachlässigt werden.

Als Ergebnisse sind die Erfüllungsfaktoren α_{eff} der kritischen Bauteile, soweit möglich getrennt nach Anregungsrichtung, festzuhalten.

Grundsätzlich empfiehlt sich ein schrittweises Vorgehen, beginnend mit einer kraftbasierten Überprüfung unter Annahme eines nicht duktilen Tragwerksverhaltens mit einem Verhaltensbeiwert $\eta = 1,5$. Ergibt sich daraus, dass die minimalen Erfüllungsfaktoren in Stahlbetonbauteilen und nicht in den Lagern oder der Foundation auftreten, kann als nächster Schritt eine kraftbasierte Überprüfung mit einem Verhaltensbeiwert $\eta = 2,0$ sinnvoll sein. Resultiert ein niedriger Erfüllungsfaktor α_{eff} , der verhältnismässige Ertüchtigungsmassnahmen rechtfertigen würde, dann soll als zusätzlicher Schritt eine Pushover-Analyse durchgeführt werden, soweit Brückenstützen betroffen sind.

Unabhängig vom Nachweis der Absturzsicherung ist die Tragfähigkeit der Lager für die Bemessungssituation Erdbeben in jedem Fall zu überprüfen. Die Absturzsicherung dient als Rückfallebene im Sinne eines robusten Bemessungskonzepts, falls bei einem stärkeren Erdbeben als dem Bemessungsbeben die Lager versagen. Die Absturzsicherung erlaubt eine effiziente Schadensbegrenzung für stärkere Erdbeben.

7.2 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (BWK III)

Bei Brücken der Bauwerksklasse III ist zusätzlich die Gebrauchstauglichkeit nachzuweisen. Konkret handelt es sich dabei um den Nachweis, dass die Verschiebungen infolge Erdbebeneinwirkung ohne Schäden aufgenommen werden können.

Bei Brücken müssen die Verschiebungen an den Fahrbahnübergängen und an den Lagern in Längs- und Querrichtung überprüft werden. Bei Widerlagern verhindert das feste Querverlager in der Regel, dass sich die Fahrbahnübergänge in Querrichtung bewegen, solange sie die entsprechenden Erdbebenkräfte aufnehmen können. Die Verschiebungen werden mit einem Verhaltensbeiwert $\eta = 1,0$ berechnet. Für die Steifigkeit des Tragwerkmodells sind für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit Mittelwerte bis zur Belastung im Bereich der Erdbebeneinwirkung anzunehmen; auf die Berücksichtigung einer Reduktion der Steifigkeit infolge Rissbildung kann aber verzichtet werden. Bei der Berechnung der Verschiebungen müssen neben der Verschiebung des Tragwerks auch die Relativverschiebung des Bodens zwischen den einzelnen Foundationen aufgrund einer asynchronen Erdbebenanregung und die Temperatur berücksichtigt werden. Der Anteil der asynchronen Erdbebenanregung kann auf ähnliche Weise geschätzt werden wie im Verfahren zur Absturzsicherung des Brückenträgers.

Für die Überprüfung der Gebrauchstauglichkeit ist ein im Vergleich zur Überprüfung der Tragfähigkeit auf 67% ($\gamma_f = 1,0$ anstatt von $\gamma_f = 1,5$) reduzierter Wert der Erdbebeneinwirkung anzusetzen (SIA 261, Tabelle 25). Das Gesamtergebnis entspricht der Betrachtung der Erdbebeneinwirkung auf dem Niveau des Wertes für die Tragsicherheit bei BWK I ($\gamma_f = 1,0$).

7.3 Absturzsicherung

Die Absturzsicherung des Brückenträgers muss immer gemäss der geltenden Norm nachgewiesen werden. Die anspruchsvollsten Fälle betreffen Gerbergelenke und Zwischenfugen sowie gekrümmte und schiefe Brücken. Das Verfahren ist grundsätzlich das gleiche wie bei einfachen Balkenbrücken. Die durch Gelenke voneinander getrennten tragenden Abschnitte werden als Starrkörper betrachtet, die sich vor und zurück bewegen können, bis sie den angrenzenden Abschnitt oder das Widerlager berühren. Bei gekrümmten und schiefen Brücken muss die Bewegung in beide horizontalen Richtungen berücksichtigt werden. Bei längeren Brücken sind zudem die temperaturbedingten Bewegungen mit einzubeziehen.

Wenn die horizontale Bewegung eines Abschnittes nicht durch einen massiven Anschlag wie z.B. eine Widerlagerwand oder dergleichen begrenzt wird, sollte die Bemessungs-Ver-schiebung infolge Erdbeben mit einem Vergrösserungsfaktor $\gamma_{IS} = 1,5$ analog zu den Bestimmungen für die seismische Isolation im Eurocode 8, Teil 2 [8] multipliziert werden. Für die Absturzsicherung in Brückenquerrichtung ist eine konstruktive Bewertung vorzunehmen.

Die Absturzsicherung ist eine zusätzliche Anforderung zum Nachweis der Tragsicherheit und nicht ein Ersatz für die Überprüfung der Lager, vergleiche Kapitel 7.1.

Bei Balkenbrücken mit Durchlaufträgern ohne Zwischenfugen oder mit einem einzigen einfachen Balken wird die Absturzsicherung in Längsrichtung bei den Widerlagern anhand der entsprechenden Gleichungen (7.1), (7.2) und (7.3) aus Abschnitt 16.4 der Norm SIA 261 (neuste Version, 2020) überprüft.

Balkenbrücken mit Zwischenfugen bedürfen einer genaueren Untersuchung, da sie oft zu kurze Auflagerbereiche haben.

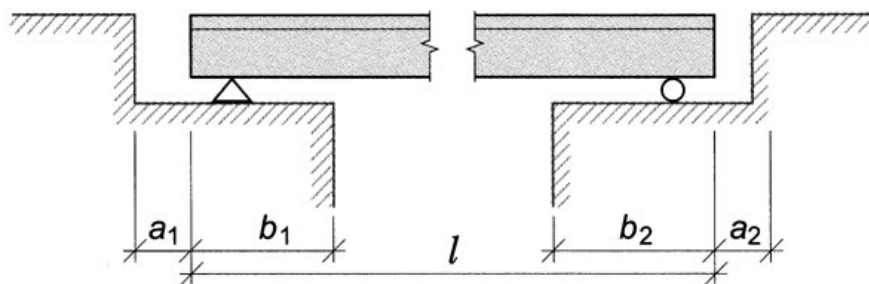


Abb. 7.1 Mindestabmessungen der Auflagerbereiche zur Absturzsicherung von Brückenträgern (Fig.19 Norm SIA 261 (2020) [14]).

7.3.1 Schwimmende Lagerung

Bei beiden Widerlagern ist zu überprüfen, ob die Mindestabmessung b_2 der Auflagerbank gemäss Abb. 7.1 und Gleichung (7.1), die der Gleichung (38) der Norm SIA 261 entspricht, eingehalten ist. Für die Länge l ist die Distanz vom betrachteten Widerlager zum Steifigkeitszentrum (theoretischer Bewegungsnullpunkt unter Temperatureinwirkung) 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.

Die Bodenbewegung von zwei Punkten mit einer Distanz grösser als l_g ist als völlig unkorreliert voneinander anzunehmen; d. h. das Widerlager kann sich dann maximal um $2u_{gd}$

von den Stützenfundamenten wegbewegen. Die Länge l_g variiert je nach Baugrundklasse zwischen 300 m und 600 m (Tab. 7.2).

$$b_2 \geq b_{min} + \left(1,3 + \frac{2l}{l_g}\right) u_{gd} + d_G + \psi_2 d_T \leq b_{min} + 3,3u_{gd} + d_G + \psi_2 d_T \quad (7.1)$$

Auf der rechten Seite der Gleichung (7.1) stellt der Term $b_{min} = 0,4$ m den festgelegten Minimalwert der Überlappungslänge dar, um den Absturz des Brückenträgers zu verhindern. Die Grösse $1,3u_{gd}$ ist gleich dem Maximalwert der Verschiebung durch Schwingungen Δ_h des Brückenträgers relativ zu den Stützenfundamenten und $(2l/l_g)u_{gd}$ berücksichtigt die Relativverschiebung zwischen den Widerlagern und den Stützenfundamenten. Der Wert d_G steht für die langfristige Verschiebung aufgrund von permanenten und quasi-permanenten Einwirkungen (z. B. externe Vorspannung) und d_T für die Verschiebung aufgrund von Temperaturschwankungen.

Tab. 7.2 Länge l_g für die Absturzsicherung, abhängig von der Baugrundklasse.

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

Die maximale Bodenverschiebung, der sogenannte Bemessungswert der Bodenverschiebung u_{gd} , wird in Ziffer 16.2.4.3 der Norm SIA 261 in Abhängigkeit des Bedeutungsfaktors, des Bemessungswerts der Bodenbeschleunigung und der Parameter des elastischen Antwortspektrums angegeben (Gleichung 35 der Norm SIA 261). In Tab. 7.3 sind die Werte für die BWK II ($\gamma_f = 1,2$) angegeben; diese Werte müssen für die BWK III mit 1,25 (1,5/1,2) multipliziert werden.

Die Zahl 1,3 in Gleichung (7.1) entspricht dem Vergrößerungsfaktor des Verschiebungsspektrums, d. h. dem Verhältnis zwischen grösster Spektralverschiebung und Bodenverschiebung. Der Maximalwert der Spektralverschiebung des elastischen Bemessungsspektrums $S_{ud,act}$ ist in der Norm SIA 269/8, Abschnitt 3.3.3, Gleichung (2) für die im verformungsbasierten Nachweisverfahren zu berücksichtigende Erdbebeneinwirkung festgelegt. Bildet man nun das Verhältnis zwischen Maximalwert der Spektralverschiebung und dem Bemessungswert der Bodenverschiebung, so erhält man den Vergrößerungsfaktor des Verschiebungsspektrums $S_{ud}/u_{gd} = 2,5/4\pi^2/0,05 = 0,0633/0,05 = 1,266$ oder gerundet 1,3, wie in Gleichung (7.1) verwendet.

Die Auflagerbankbreite b_2 in Gleichung (7.1) darf nicht grösser vorgesehen werden als $0,4 \text{ m} + 3,3u_{gd} + d_G + \psi_2 d_T$. Der Anteil $3,3u_{gd}$ setzt sich zusammen aus dem oben erwähnten Maximalwert der Spektralverschiebung $1,3u_{gc}$ des Brückenträgers relativ zu den Stützenfundamenten und je einmal der maximalen Bodenverschiebung $1,0u_{gd}$ für die maximale Verschiebung des Widerlagers sowie der Stützenfundamente.

7.3.2 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 abstützen kann. Deshalb ist auch bei fester Lagerung die Absturzsicherung gemäss den Gleichungen (7.2) und (7.3) sowie Abb. 7.1 zu überprüfen. Für l ist die Distanz zwischen den beiden Widerlagern (Trägerlänge) einzusetzen. Die Länge l_g kann wie bei der schwimmenden Lagerung der Tab. 7.2 je nach Baugrundklasse entnommen werden.

$$b_1 \geq b_{min} + a_2 + \frac{2l}{l_g} u_{gd} + d_G + \psi_2 d_T \leq b_{min} + a_2 + 2u_{gd} + d_G + \psi_2 d_T \quad (7.2)$$

$$b_2 \geq b_{min} + a_1 + \frac{2l}{l_g} u_{gd} + d_G + \psi_2 d_T \leq b_{min} + a_1 + 2u_{gd} + d_G + \psi_2 d_T \quad (7.3)$$

Die rechte Seite der Gleichungen (7.2) und (7.3) besteht wiederum aus der minimalen Überlappungslänge $b_{min} = 0,4$ m sowie dem Freiraum beim gegenüberliegenden Widerlager

und der maximalen Relativverschiebung zwischen den beiden Widerlagern. Diese Relativverschiebung kann höchstens zweimal die maximale Bodenverschiebung, also $2u_{gd}$, erreichen, wenn beide Widerlager gleichzeitig um je u_{gd} in Brückenlängsrichtung auseinander bewegt werden.

Tab. 7.3 Berechnungswerte u_{gd} der Bodenverschiebung für die Bauwerksklasse BWK II ($\gamma_f = 1,2$) in Abhängigkeit von der Baugrundklasse und der Erdbebenzone.

Baugrundklasse	Z1a	Z1b	Z2	Z3a	Z3b
A	1,8 cm	2,4 cm	3,0 cm	4,0 cm	4,8 cm
B	3,0 cm	4,1 cm	5,0 cm	6,6 cm	8,0 cm
C	4,2 cm	5,5 cm	7,0 cm	9,0 cm	11,2 cm
D	6,1 cm	8,2 cm	10,2 cm	13,3 cm	16,3 cm
E	3,1 cm	4,1 cm	5,2 cm	6,6 cm	8,2 cm

7.4 Aneinanderprallen

Abgesehen von lokalen Schäden, die durch das Aneinanderprallen (*Hammering*) von Bauteilen, Fahrbahnplatten oder Widerlagern, die durch eine Fuge getrennt sind, auftreten können, ist das Risiko für die Tragsicherheit von Brücken aufgrund dieses Phänomens gering. Abb. 3.15 zeigt typische Erdbebenschäden durch Aneinanderprallen. Grundsätzlich wird dabei der Beton der Fahrbahnplatte und der Leit- und Schutzbrüstungen zusammengestaucht. Zu beachten ist, dass bei Erdbeben grosser Stärke der Bereich, in dem die Fahrbahn zusammengestaucht wird, mehrere Dutzend Zentimeter lang sein kann. In diesen Fällen kann der Verkehr unterbrochen werden. Wenn bei der Überprüfung potenzielle Probleme im Zusammenhang mit Aneinanderprallen festgestellt werden, müssen die kritischen Elemente grundsätzlich miteinander verbunden werden, um Schäden zu verhindern.

Bei Brücken der BWK II besteht keine Notwendigkeit für eine Ertüchtigung. Bei Brücken der BWK III muss die Gebrauchstauglichkeit überprüft werden. Falls erforderlich, müssen Fahrbahnplatten mit einer oder mehreren Zwischenfugen verbunden werden. Dies kann mit Schockübertragungseinheiten erreicht werden (siehe Abschnitt 9.8.4). In den Bereichen der Widerlager kann entweder der Fugenspalt vergrössert werden, falls dies möglich ist, oder eine speziell dafür konzipierte Lamellenfuge vorgesehen werden (siehe Abb. 7.4 und Abschnitt 9.8.5). Dieses System agiert als Sollbruchstelle und ermöglicht ein kontrolliertes Nachgeben der Fuge im Falle einer überschüssigen Schliessbewegung. Durch die konstruktive Konzeption eines solchen Systems mit einer schiefen Bewegungsebene kann die Fuge nach dem Erdbeben mit relativ geringem Aufwand in ihre Ausgangslage zurückgeschoben werden. Somit ist gewährleistet, dass Rettungsfahrzeuge nach einem Erdbeben die Brücke weiterhin befahren können.

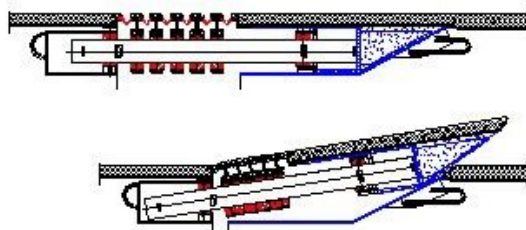


Abb. 7.4 System mit seismischer Sollbruchvorrichtung («Fuse Box») in der Widerlagerfuge [110].

8 Beurteilung der Verhältnismässigkeit

8.1 Grundprinzipien

Bei Brücken ist das primäre Schutzziel die Offenhaltung des Verkehrsweges nach einem Erdbeben im Rahmen eines Infrastrukturnetzes.

Falls die Erdbebensicherheit nicht gegeben ist, besteht das Hauptziel einer Erdbebenerhöhung darin, einen Erfüllungsfaktor $\alpha_{int} = 1,0$ zu erreichen. Ist dieses Sicherheitsniveau nicht realisierbar, müssen alle verhältnismässigen Massnahmen zur grösstmöglichen Verbesserung der Erdbebensicherheit durchgeführt werden, wobei der minimale Erfüllungsfaktor $\alpha_{min} = 0,4$ in jedem Fall erreicht werden muss.

Zu beachten ist, dass die Absturzsicherung des Brückenträgers immer gewährleistet sein muss und daher nie Gegenstand einer Bewertung der Verhältnismässigkeit der Massnahmen ist. Lager und Stützen können beschädigt werden und sich setzen, die Fahrbahnplatte kann auf die Auflagerbänke fallen (ausser bei BWK III), darf aber nicht versagen. Sofern diese Anforderung des ASTRA erfüllt wird, ist es somit in der Regel nicht notwendig, die Risikoreduktion für die Schutzgüter Bauwerk, Anlagen und Betrieb in der Beurteilung der Verhältnismässigkeit der Massnahmen zu berücksichtigen. Die Reduktion der Personenrisiken kann bei Brücken in Abweichung von Ziffer 10.2.5 der Norm SIA 269/8 im Allgemeinen vernachlässigt werden. Sie ist für den seltenen Fall zu berücksichtigen, wenn die Beschädigung der Brücke bei einem Erdbeben andere Bauwerke sowie die darin befindlichen Personen gefährden kann. Ist dies der Fall, muss die Kontrolle gemäss Anhang E der Norm SIA 269/8:2017 erfolgen. Die bzw. der für die Prüfung der Erdbebensicherheit zuständige Ingenieurin bzw. Ingenieur wird beurteilen, ob eine solche Gefährdung durch die Beschädigung der Brücke bei einem Erdbeben eintreten kann. Schliesslich wird bei Autobahnbrücken, bei denen gemäss der Norm SIA 260 der Reduktionsbeiwert für Horizontalkräfte (ψ_{2i}) null ist, der Verkehr auf der Brücke nicht berücksichtigt; das bedeutet, dass die Reduktion der Personenrisiken auf der Fahrbahn des Bauwerks gemäss Ziffer 10.3 der Norm SIA 269/8:2017 null ist ($\Delta RP_M = 0$).

Das Verfahren zur Beurteilung der Verhältnismässigkeit von Ertüchtigungsmassnahmen zur Verbesserung der Erdbebensicherheit von Brücken basiert auf der Norm SIA 269/8 [20].

8.2 Verhältnismässige Ertüchtigungsmassnahmen

Um die Notwendigkeit einer Massnahme abzuklären oder die Verhältnismässigkeit von Ertüchtigungsmassnahmen zu beurteilen, ist es wichtig, die Klasse des Bauwerks zu kennen. Brücken werden grundsätzlich entsprechend der Bedeutung ihrer Infrastrukturfunktionen einer von zwei Bauwerksklassen zugeordnet, wie Tab. 8.1 [20] zeigt. Die Zuordnung einer Brücke zur BWK II beruht immer auf dem Merkmal der Infrastrukturfunktion und nicht auf der Personenbelegung (siehe Tab. 25, SIA 261). Das bedeutet, dass der grösste Teil der bestehenden Brücken zur BWK II-i gehört.

Die BWK I beschränkt sich auf Brücken, deren Bedeutung nach einem Erdbeben gering ist, z. B. Fussgängerbrücken und Brücken für land- oder forstwirtschaftliche Zwecke, sofern sie keine wichtigen Verkehrswege überqueren. Für Bauwerke der BWK I der Nationalstrassen ist immer ein minimaler Erfüllungsfaktor $\alpha_{min} = 0,4$ statt 0,25 nach der Norm SIA 269/8 einzuhalten. Die Beurteilung der Verhältnismässigkeit von Massnahmen für Brücken der BWK I wird in dieser Dokumentation nicht behandelt, da sie in der Praxis wenig relevant ist.

Tab. 8.1 Zuordnung von Infrastrukturfunktionen zu Bauwerksklassen (BWK).

Bauwerksklasse	Merkmale	Beispiele
BWK III	Lebenswichtige Infrastrukturfunktion: Das Bauwerk ist für die betrachtete lebenswichtige Infrastrukturfunktion unverzichtbar. Es gibt kaum Redundanz und kaum Kompensationsmöglichkeit.	Brücke, die auf einer lebensrettenden Achse oder einer Einsatzachse liegt. Brücke, die nicht schnell wiederhergestellt werden kann und deren Verfügbarkeit die Möglichkeit einer lebenswichtigen Verbindung sicherstellt.
BWK II-i	Bedeutende Infrastrukturfunktion: Die Verfügbarkeit des Bauwerks ist für die betrachtete bedeutende Infrastrukturfunktion massgebend.	Allgemeiner Fall einer Autobahnbrücke oder einer Überführung über eine Autobahn. Brücke, die für die Verfügbarkeit einer Verbindung von entscheidender Bedeutung ist, aber schnell provisorisch repariert oder durch einen Notübergang ersetzt werden kann.

Um zu beurteilen, ob eine Ertüchtigungsmassnahme verhältnismässig ist und für Bauwerke der BWK III und BWK II-i durchgeführt werden muss, wird die Zahlungsbereitschaft der Gesellschaft für den Schutz der Infrastrukturfunktion mit den Kosten der Massnahme verglichen. Die auf den Zeitraum eines Jahres bezogene Zahlungsbereitschaft wird dabei ermittelt, indem der Wert des Bauwerks mit der Differenz der massgebenden Infrastruktursätze IS pro Jahr multipliziert wird (Abb. 8.2). Dazu muss der Erfüllungsfaktor α_{eff} vor der Intervention, d. h. im aktuellen Zustand, bestimmt werden, während der Erfüllungsfaktor nach der Intervention α_{int} dem Zustand nach der Durchführung der Massnahme entspricht.

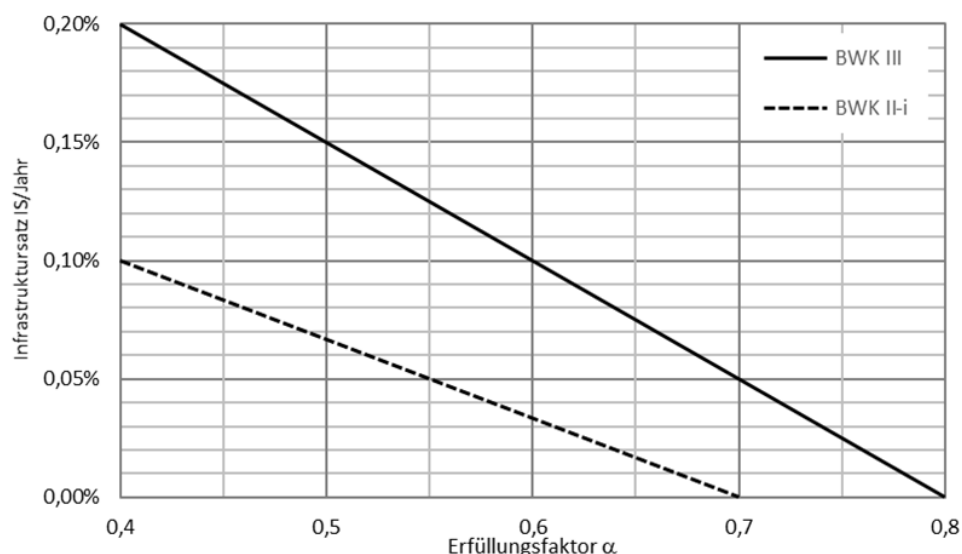


Abb. 8.2 Infrastruktursatz IS zur Bewertung der Verhältnismässigkeit von Massnahmen zur Erhöhung der Erdbebensicherheit, abhängig vom Erfüllungsfaktor α_{eff} und der Bauwerksklasse einer Brücke mit BWK II-i oder III (Fig. 8 Norm SIA 269/8 [20]).

Nach der Norm SIA 269/8 ist der Infrastruktursatz IS vom Erfüllungsfaktor α abhängig. Der Wert Δ/S ist die Differenz zwischen dem Infrastruktursatz, der dem effektiven Erfüllungsfaktor $\alpha_{eff} \geq 0,4$ entspricht, und dem Erfüllungsfaktor α_{int} , der nach der geplanten Ertüchtigungsmassnahme erreicht wird; für BWK II-i gilt jedoch ein Maximalwert $\alpha_{int} = 0,7$ und für BWK III $\alpha_{int} = 0,8$, selbst wenn der Erfüllungsfaktor in Wirklichkeit höher ist.

Beträgt z.B. bei einer Brücke in der BWK II der Erfüllungsfaktor $\alpha_{eff} = 0,5$, im Ist-Zustand, dann ist eine Ertüchtigungsmassnahme, mit der ein Erfüllungsfaktor $\alpha_{int} \geq 0,7$ erreicht werden kann, bis zu jährlichen Kosten von $(0,066\% - 0\%) = 0,066\%$ der Neuerstellungskosten

der Brücke verhältnismässig (siehe Abb. 8.2). Übrigens, beträgt der Erfüllungsfaktor bereits $\alpha_{eff} = 0,6$ im Ist-Zustand, dann ist eine Ertüchtigungsmassnahme, mit der ein Erfüllungsfaktor $\alpha_{int} \geq 0,7$ erreicht werden kann, nur noch bis zu jährlichen Kosten von $(0,033\% - 0\%) = 0,033\%$ der Neuerstellungskosten der Brücke verhältnismässig.

Liegt der Erfüllungsfaktor α_{eff} , im Ist-Zustand unter 0,4, dann ist die günstigste Ertüchtigungsmassnahme, mit der ein Erfüllungsfaktor $\alpha_{int} \geq 0,4$ erreicht werden kann, auf jeden Fall, d.h. unabhängig von den Kriterien der Verhältnismässigkeit, auszuführen. Die Norm SIA 269/8 [20] hält fest, dass die Investitionskosten zur Erreichung eines minimalen Erfüllungsfaktors $\alpha_{min}=0,4$ von der Prüfung der Verhältnismässigkeit von Ertüchtigungsmassnahmen zur Erdbebbensicherheit ausgenommen sind. Der Grund dafür ist gemäss der Norm, dass jeder Eingriff zur Erreichung eines minimalen Erfüllungsfaktors, $\alpha_{min} = 0,4$ zwingend erforderlich ist.

Das allgemeine Ziel besteht darin, eine maximale Konformität zu erreichen. Ist der effektive Erfüllungsfaktor $\alpha_{eff} < 0,4$, müssen Planungsbüros deshalb vor der Prüfung eines Projekts zur Erreichung des minimalen Erfüllungsfaktors $\alpha_{min} = 0,4$ ein Konzept für den höchstmöglichen Erfüllungsfaktor entwickeln, der durch verhältnismässige Massnahmen erzielt werden kann, idealerweise $\alpha_{int} = 1,0$ oder mehr. Für eine erste Beurteilung zur Schätzung der sicherheitsbezogenen Investitionskosten $SI C_M$ werden die Kosten für Massnahmen zur Erreichung des minimalen Erfüllungsfaktors $\alpha_{min} = 0,4$ nicht von den Kosten zur Erreichung des angestrebten Erfüllungsfaktors α_{int} abgezogen. Grund dafür ist, dass diese Kosten a priori nicht bekannt sind, ausser wenn ein solches Konzept erstellt und vergütet wird.

Wenn die Massnahmen zur Erreichung des angestrebten Erfüllungsfaktors unverhältnismässig sind, wird ein Ertüchtigungskonzept entwickelt, um die Kosten zur Erreichung eines minimalen Erfüllungsfaktors $\alpha_{min} = 0,4$ abschätzen zu können. Dies ermöglicht es:

- i) die sicherheitsbezogenen Investitionskosten genau zu berechnen, falls von einem minimalen Erfüllungsfaktor $\alpha_{min} = 0,4$ auf den angestrebten Wert übergegangen wird, wonach die Verhältnismässigkeit der Massnahmen erneut geprüft werden kann;
- ii) der Bauherrschaft eine provisorische Lösung zur Erreichung der erforderlichen minimalen Erdbebbensicherheit für Übergangszeiträume vorzuschlagen, in denen sie wirtschaftlich nicht in der Lage ist, verhältnismässige Massnahmen zu finanzieren, mit denen die angestrebte Erdbebbensicherheit erreicht werden könnte.

Eine abweichende Beurteilung der Verhältnismässigkeit von Ertüchtigungsmassnahmen ist im Einzelfall in den Objektdokumenten (insbesondere die Nutzungsvereinbarung) festzuhalten.

8.3 Restnutzungsdauer

Die Restnutzungsdauer ist allgemein definiert als Zeitspanne, über welche bei der vorgesehenen Nutzung sowohl Tragsicherheit als auch Gebrauchstauglichkeit sichergestellt sein sollen.

Für alle Brücke der Klasse BKW III oder BKW II-i, deren Restnutzungsdauer nicht mehr als 20 Jahre beträgt, reicht es aus, den unteren Schwellenwert für den Erfüllungsfaktor, $\alpha_{min} = 0,4$ zu gewährleisten.

8.4 Beispiel für die Berechnung der Verhältnismässigkeit

Brunnenbrücke auf der N09 (Wallis)

Das Projekt zur Erdbebenertüchtigung der Brunnenbrücke auf der N09 wird in Abschnitt 10.1 zusammenfassend vorgestellt. Diese Brücke ist der BWK II-i zugeordnet.

Der Wert des Bauwerks BSW liegt bei 17 Millionen Schweizer Franken. Da der Erfüllungsfaktor α_{eff} 0,1 beträgt, ist eine Massnahme zur Erreichung der erforderlichen minimalen Erdbebbensicherheit zwingend notwendig. Die Kosten für das Erreichen des Erfüllungsfaktors $\alpha_{int} = 1,0$ werden gemäss dem ausgearbeiteten Projekt auf 150 000 Schweizer Franken geschätzt. Gemäss Abb. 8.2 könnte als Zielwert ein Erfüllungsfaktor $\alpha_{int} = 0,7$ (BWK II-i) festgelegt werden. Es ist aber immer wünschenswert, die Verhältnismässigkeit von Massnahmen zu prüfen, die zu einem Erfüllungsfaktor $\alpha_{int} = 1,0$ führen. Dies gilt insbesondere für dieses Bauwerk, das sich auf der Verbindungsstrecke zwischen der Gemeinde Brig und dem Simplonpass befindet.

Wie unter Punkt 8.2 ausgeführt, werden in einem ersten Schritt die Investitionskosten für die Erreichung des minimalen Erfüllungsfaktors $\alpha_{min} = 0,4$ nicht vom geschätzten Betrag abgezogen, der für die Ertüchtigung aufgewendet werden muss.

Für einen Erfüllungsfaktor $\alpha_{eff} = 0,4$ ergibt sich ein Infrastruktursatz $IS = 0,1 \%$, während man bei einem Erfüllungsfaktor $\alpha_{int} = 0,7$ nach Realisierung der Massnahme einen Infrastruktursatz $IS = 0,0 \%$ erhält.

Daraus ergibt sich die folgende Differenz der Infrastruktursätze: $\Delta IS = 0,1 \% - 0,0 \% = 0,1 \%$; die Zahlungsbereitschaft für den Schutz der Infrastrukturfunktion beträgt somit:

$$\Delta ZI_M = \Delta IS \cdot BSW = 0,1 \% \cdot 17\,000\,000 = 17\,000 \text{ CHF pro Jahr}$$

Bei diesem Bauwerk muss bei der Beurteilung der Verhältnismässigkeit von Massnahmen für die Erdbebbensicherheit die Risikoreduktion der Kategorien Bauwerke, Anlagen und Betrieb nicht berücksichtigt werden. Auch die Reduktion der Personenrisiken wird nicht einbezogen (vgl. Abschnitt 8.2). Wie in der vom MISTRA BS zur Verfügung gestellten Abb. 8.3, in der die Oberfläche der Brücke rot markiert ist, zu erkennen ist, ermöglicht im Falle einer vorübergehenden Schliessung eine alternative Strasse unter dem Bauwerk die Versorgung der Strecke ($\Delta RU_M = 0$). Zudem befindet sich die Brücke weit entfernt von anderen Bauwerken oder Objekten, die bei einem Einsturz gefährdet sein könnten ($\Delta RB_M = \Delta RS_M = 0$).



Abb. 8.3 : Situationsplan der Brunnenbrücke, MISTRA-BS-Bild.

Für das Bauwerk Brunnenbrücke kann man somit schlussfolgern, dass die Risikoreduktion $\Delta R_M = \Delta ZI_M$ 17 000 Schweizer Franken pro Jahr kostet.

Unter Berücksichtigung eines Diskontierungsfaktors von 2 Prozent pro Jahr sowie einer Restnutzungsdauer von 50 Jahren können die anrechenbaren Sicherheitskosten zur Erreichung eines Erfüllungsfaktors $\alpha_{int} = 1,0$, SC_M wie folgt berechnet werden:

$$SC_M = DF \cdot SIC_M = 0,032 \cdot 150\,000 = 4\,800 \text{ CHF pro Jahr}$$

Die Massnahmeneffizienz EF_M beträgt somit:

$$EF_M = \Delta R_M / SC_M = 17\,000 / 4\,800 = 3,54 > 1, \text{ was bedeutet, dass die Kosten für Massnahmen zur Erreichung eines Erfüllungsfaktors } \alpha_{int} = 1,0 \text{ verhältnismässig sind.}$$

In diesem Beispiel war es nicht notwendig, den zu investierenden Betrag zur Erreichung des minimalen Erfüllungsfaktors $\alpha_{min} = 0,4$ anzugeben. Wäre die Massnahmeneffizienz unter 1,0 gewesen, hätte man diesen Betrag berechnen und vom Betrag von 150 000 Schweizer Franken abziehen müssen. Nach Aktualisierung der anrechenbaren Sicherheitskosten hätte eine neue Berechnung der Massnahmeneffizienz durchgeführt werden können.

8.5 Prioritätensetzung gemäss ASTRA-Vorschriften

Die Priorität für die Umsetzung der Massnahmenempfehlung wird abgestuft aufgrund des minimalen Erfüllungsfaktors α_{eff} im Istzustand:

- | | |
|--|--|
| • $\alpha_{eff} < 0,4$: | 1. Priorität; |
| • $0,4 \leq \alpha_{eff} < 0,7$ (0,8 für BK III) | 2. Priorität; |
| • $\alpha_{eff} \geq 0,7$ (0,8 für BK III) | 3. Priorität bzw. der Ist-Zustand ist genügend erdbebensicher. |

Der zur Definition der ersten Priorität verwendete Schwellenwert von 0,4 stammt aus der Tabelle 1 der Norm SIA 269/8. Er gilt für alle Brücken im ASTRA-Inventar, unabhängig von der Bauwerksklasse, und entspricht dem minimalen Erfüllungsfaktor für die Tragsicherheit. Ein Erfüllungsfaktor von mehr als 0,7 entspricht der Grenze für eine ausreichende Erdbebensicherheit für Bauwerke bis zur Klasse BWK II-i. Für Bauwerke der Klasse BWK III beträgt dieser Wert 0,8 (siehe Abb. 5.2). Die Werte 0,7 bzw. 0,8 für den Erfüllungsfaktor stammen aus der Abbildung 8 der Norm SIA 269/8 und entsprechen einem Infrastruktursatz IS von 0,00 Prozent pro Jahr.

9 Strategien der Erdbebenertüchtigung

9.1 Besonderheiten der Erdbebeneinwirkung

Da die Qualität des erdbebensicheren Verhaltens eines Bauwerks im Wesentlichen als Produkt aus Duktilität und Bruchwiderstand betrachtet werden kann, müssen bei der erdbebensicheren Verstärkung einige Besonderheiten berücksichtigt werden, die sie von der Verstärkung für statische Lasten unterscheiden.

9.2 Verstärken

Eine Erhöhung des Bruchwiderstandes ohne Berücksichtigung der Besonderheiten des seismischen Verhaltens führt häufig zu einer Verringerung der vorhandenen Duktilität. Die Abb. 9.1 zeigt die resultierende Veränderung in der Ebene Tragwiderstand-Duktilität im Bezug 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 mit dem Tragwiderstand auch die Duktilität erhöht wird.

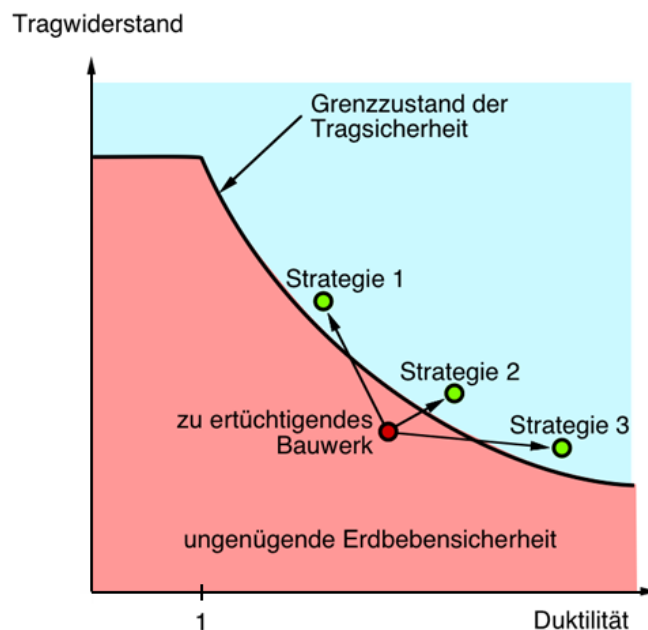


Abb. 9.1 Erdbebenertüchtigungsstrategien, dargestellt in der Ebene Tragwiderstand-Duktilität [30].

In der Ebene Tragwiderstand-Duktilität folgt die Grenze zwischen genügender und ungenügender Erdbebensicherheit einer Hyperbel (Abb. 9.1), welche durch die einfache Beziehung definiert wird: Tragwiderstand mal Duktilität ist gleich einer Konstanten.

Ein typisches Beispiel für die Strategie 2 ist die erdbebengerechte Ummantelung von Stahlbetonstützen, mit der neben einer geringfügigen Erhöhung des Tragwiderstandes auch das plastische Verformungsvermögen auf Biegung verbessert wird und dank der gleichzeitigen Erhöhung des Schubwiderstandes ein sprödes Schubversagen ausgeschlossen wird.

9.3 Erhöhung der Duktilität

Die Erhöhung der Duktilität ist bei der praktischen Umsetzung meistens mit einer Erhöhung des Tragwiderstandes verbunden (Strategie 2 in Abb. 9.1). Denkbar ist auch eine Erhöhung der Duktilität bei gleichzeitiger Reduktion des Tragwiderstandes (Strategie 3 in Abb. 9.1), 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.

Die Erhöhung der Duktilität ist als Ertüchtigungsstrategie für Brücken meist zu wenig effizient im Vergleich zu einer Veränderung der Steifigkeit durch eine Modifikation des horizontalen Lagerungskonzepts.

9.4 Veränderung der Steifigkeit

Die Steifigkeit des Tragwerkes für horizontale Einwirkungen bestimmt massgeblich das dynamische Verhalten und damit die Grösse der Erdbebenbeanspruchung. Da die Grundschwingzeit von Brücken meist in den abfallenden Ast des Antwortspektrums bei grösseren Schwingzeiten fällt, bewirkt eine Reduktion der Steifigkeit auch eine Reduktion des erforderlichen Tragwiderstandes. In der Ebene Tragwiderstand-Grundschwingzeit betrachtet, folgt die Grenze zwischen genügender und ungenügender Erdbebensicherheit einer Linie in der Form des elastischen Antwortspektrums (Abb. 9.2).

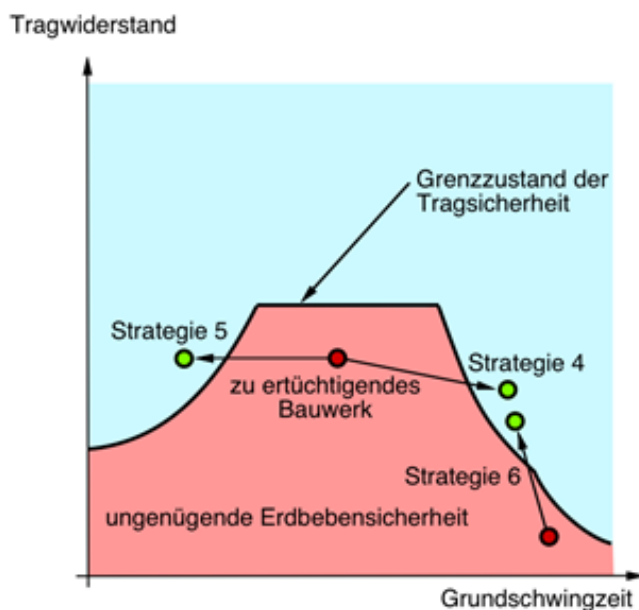


Abb. 9.2 Erdbebenertüchtigungsstrategien dargestellt in der Ebene Tragwiderstand-Grundschwingzeit bei Variation der Steifigkeit [30].

Mit der Strategie 4 soll der anfänglich zu kleine Tragwiderstand ausreichend werden für die dank der Steifigkeitsreduktion reduzierten Erdbebenauswirkungen (Abb. 9.2). Parallel dazu wachsen die seismisch bedingten Verformungen mit abnehmender Steifigkeit, so dass das Kriterium der Gebrauchstauglichkeit entscheidend werden kann. Praktische Beispiele für die Strategie 4 in Abb. 9.2 sind die seismische Isolation des Brückenträgers mit horizontal weichen Lagern oder der Wechsel von fester zu schwimmender Lagerung. Auch ein Auswechseln eines festen Lagers auf einer relativ steifen, überbeanspruchten Stütze durch ein Gummilager kann bereits eine ausreichende Steifigkeitsreduktion ergeben, um die Stütze zu entlasten.

Die Strategie 5 der Abb. 9.2 steht für eine Versteifung im Periodenbereich des Antwortspektrums, das der maximalen Bodenbeschleunigung entspricht. Davon 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 für Strategie 5 ist die Umstellung von einem schwimmenden System auf ein festes System. (siehe Kapitel 7.3.2).

Mit der Strategie 6, einer Versteifung aus dem höheren Schwingzeitenbereich über die Eckschwingzeit von 2 s des Bereichs konstanter Spektralverschiebung hinaus, kann die

Gebrauchstauglichkeit bei Bauwerksklasse III verbessert werden, da damit der Verschiebungsbedarf reduziert wird.

Die Strategie 6 kann auch erforderlich werden, wenn der Tragwiderstand in Brückenlängsrichtung zu klein ist, um die Brems- und Anfahrkräfte aufzunehmen.

9.5 Erhöhung der Dämpfung

Wenn die Verformungen unter Erdbebeneinwirkung zu gross werden, können diese durch eine grössere Dämpfung reduziert werden (Strategie 7 in Abb. 9.3). Die Erhöhung der Dämpfung kann z.B. durch den Einbau von hochdämpfenden Gummilagern (Abb. 4.7), von Blei-Gummilagern oder von speziellen Dämpfer-Elementen (siehe Kapitel 9.8).

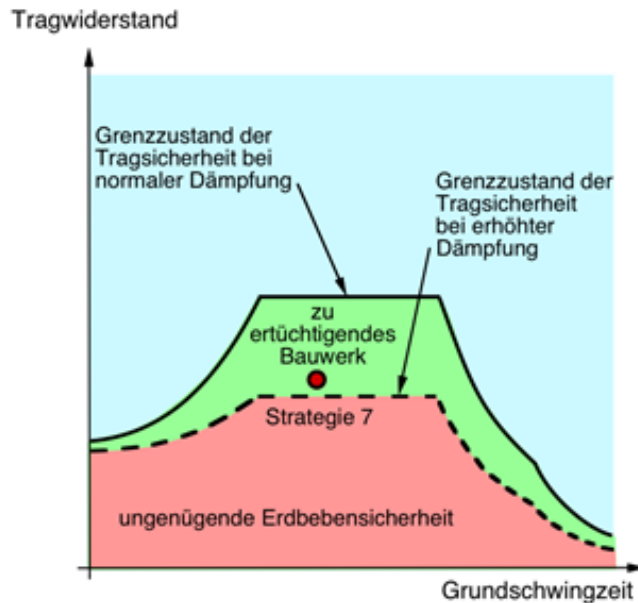


Abb. 9.3 Erdbebenertüchtigungsstrategien dargestellt in der Ebene Tragwiderstand-Grundschwingzeit bei Variation der Dämpfung [30].

9.6 Verbesserung der Absturzsicherung

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

- Verbreiterung der Auflagerbank (Variable b_i der Abb. 7.1);
- Reduktion des Freiraums zwischen Brückenträger und Widerlagerwand durch Einbauten wie z.B. Puffer (Variable a_i der Abb. 7.1);
- Monolithische Verbindung zwischen Brückenträger und Widerlager (integrales Widerlager);
- Schliessen von Gerbergelenken und Zwischenfugen durch Umwandlung in einen monolithisch verbundenen Durchlaufträger;
- Verbinden der beiden Brückenträger bei Gerbergelenken und Zwischenfugen mit Zuggliedern [70];
- Einbau von Längspuffern (Abb. 4.3);
- Einbau von Schubnocken zwischen Brückenträger und Stützen oder Widerlager (Abb. 4.6).

9.7 Verbesserung der Gebrauchstauglichkeit

Zur Verbesserung der Gebrauchstauglichkeit bei Brücken der Bauwerksklasse 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 durch eine Erhöhung

der Dämpfung gemäss Strategie 7 reduziert werden. Eine Veränderung der Duktilität hat keinen Einfluss auf die maximalen Verschiebungen, da nach dem Prinzip der gleichen Verschiebungen [58], die maximalen Verschiebungen eines Tragwerks mit gegebener elastischer Anfangssteifigkeit unabhängig von der Duktilität sind.

9.8 Seismische Isolation

Um die Belastungen der Pfeiler, Foundationen und Widerlager durch Erdbeben zu reduzieren, können seismische Isolatoren zwischen der Fahrbahnplatte und den Pfeilern und/oder Widerlagern eingeführt werden. Dazu gibt es verschiedene Vorrichtungen, die eine (oder mehrere) der folgenden Funktionen erfüllen können: Feder, Sollbruchvorrichtung (*Fuse Box*), (viskoser oder elasto-plastischer) Dämpfer oder Schockübertragungseinheit. In der Praxis unterscheiden sich die Strategien bei der Anwendung jeder dieser Vorrichtungen, die nachfolgend beschrieben werden [36].

Zu beachten ist, dass seismische Isolatoren unter Betriebsbedingungen grundsätzlich steif und unter seismischen Belastungen flexibel sein müssen. Sie müssen nämlich den Gebrauchslasten mit nur minimaler Bewegung standhalten können, aber bei grösseren Amplituden weich werden, um die erforderliche Flexibilität zu erreichen, die die Brücke bei einem Erdbeben wirksam isoliert. Dies bedeutet in der Regel, dass die Last-Verschiebungs-Kurven dieser Vorrichtungen nicht linear sind. In den meisten Isolatoren werden diese nicht-linearen Eigenschaften auch genutzt, um eine hysteretische Energiedissipation zu erreichen [35].

9.8.1 Federn (Erdbebenvorrichtungen)

Der Einbau einer Feder mit geringer horizontaler Steifigkeit zwischen einem Pfeiler (oder Widerlager) und der Fahrbahnplatte soll die Gesamtsteifigkeit K des Bauwerks verringern und damit die Schwingzeit $T = 2\pi \sqrt{M/K}$ erhöhen (Strategie 4, Abb. 9.2). Diese Verminderung der Steifigkeit führt im absteigenden Ast des Spektrums zu einer deutlichen Reduktion der Gesamtbeschleunigung, die auf die Struktur übertragen wird. Dieser Effekt wird in Abb. 9.4 dargestellt, die die elastischen Antwortspektren der Beschleunigung für die Zone Z3b, Baugrundklasse C, BWK II und für verschiedene Dämpfungsmasse zeigt. Eine solche Feder kann z. B. aus einem dicken Elastomerlager mit einvulkanisierten Stahlplatten bestehen. Die Dämpfung ist bei dieser Art von Lagern gering. Es wird angenommen, dass sie einem linearen Gesetz folgen und elastisch bleiben (siehe Abb. 9.5). Das System lässt sich relativ einfach umsetzen und kann sehr kostengünstig sein, wenn es im Rahmen eines regelmässigen Austauschs der Lager eingebaut wird.

Im Gegenzug bedeutet eine Erhöhung der Gesamtflexibilität eine Zunahme der Verschiebungen der Fahrbahnplatte, die bei der Analyse berücksichtigt werden muss. Die Federn können in diesem Fall mit Dämpfungsvorrichtungen kombiniert werden; dadurch werden die Funktionen der Dämpfung und der Rückzentrierung nach der Erdbebenerschütterung kumuliert und die Verschiebungen begrenzt. Dieser Effekt wird in Abb. 9.6 dargestellt, die die elastischen Antwortspektren der Verschiebung für die Zone Z3b, Baugrundklasse C, BWK II und für verschiedene Dämpfungsmasse zeigt. Eine mögliche Technik zur Erhöhung der Dämpfung ist die Verwendung von Elastomerlagern mit einvulkanisierten Stahlplatten und Bleikern (siehe Abb. 9.7). Bei dieser Vorrichtung übernimmt das Elastomer die Rolle der Feder, während das Blei, das die Besonderheit aufweist, bei Raumtemperatur plastisch zu sein, die Funktion des Dämpferelements übernimmt. Die Dämpfung kann bei dieser Art von Lagern Werte von 20 bis 30 Prozent erreichen [91].

Das Elastomerlager mit einvulkanisierten Stahlplatten und Bleikern zählt zu den bilinearen Lagern. Andere Lager, die zur selben Familie gehören, sind:

(1) Elastomerlager mit hoher Dämpfung (siehe Abb. 9.8), die identisch mit Standard-Lagern mit einvulkanisierten Stahlplatten sind, aber einen Gummi mit höheren Dämpfungseigenschaften verwenden. Die Dämpfung kann bei dieser Art von Lagern Werte von 15 bis 20 Prozent erreichen [91].

(2) Kalottenlager. Je nach Anzahl der Gleitflächen unterscheidet man zwischen den Typen «Single» (siehe Abb. 9.9), «Double» und «Triple» (siehe Abb. 9.10). Die Dämpfung kann bei dieser Art von Lagern Werte von bis zu 20 Prozent erreichen [91].

(3) Gleitlager (siehe Abb. 9.11). Diese Lager nehmen Energie über Reibung auf. Grundsätzlich ist die Dämpfung solcher Lager nicht sehr hoch. Aufgrund ihrer geringen effektiven Steifigkeit werden sie aber häufig mit anderen Arten von Lagern kombiniert, um eine Erhöhung der Gesamtsteifigkeit des Systems zu vermeiden.

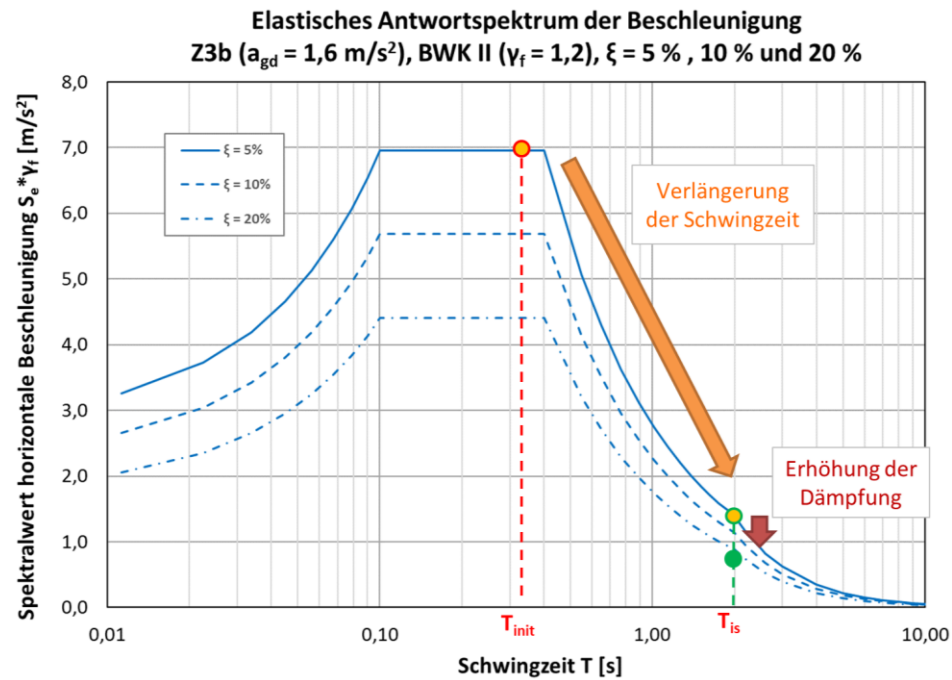


Abb. 9.4 Prinzipien der seismischen Isolierung. Beschleunigungsantwortspektren.

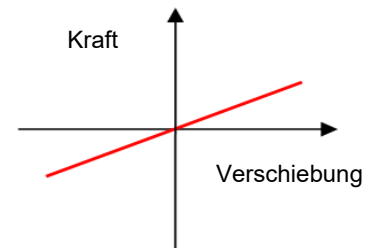


Abb. 9.5 Beispiel für ein dickes Elastomer-Lager mit einvulkanisierten Stahlplatten [108]. Rechts: Last-Verformungskurve und Hysterese.

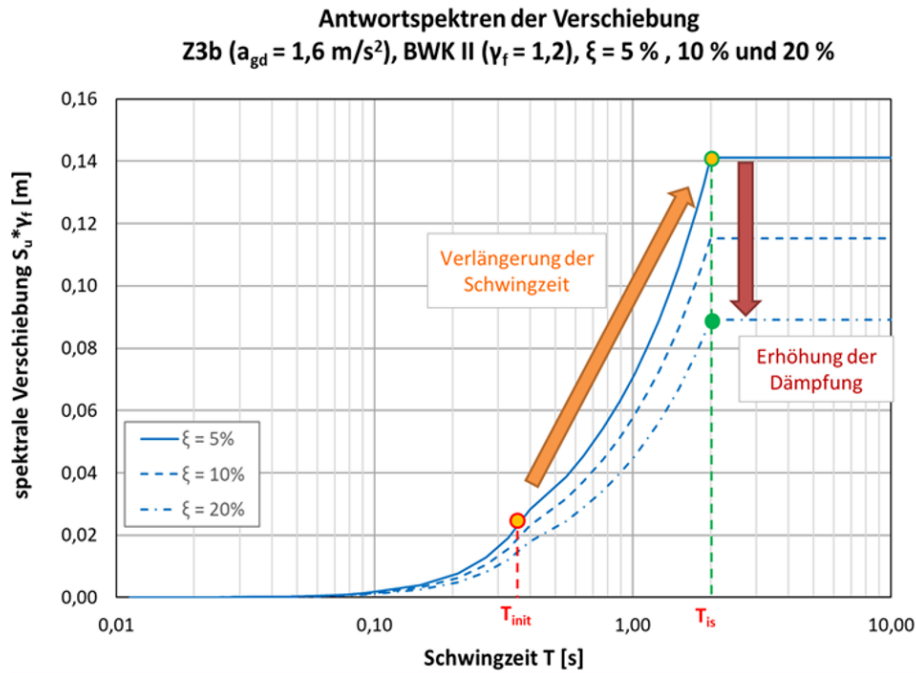


Abb. 9.6 Prinzipien der seismischen Isolierung. Spektren der horizontalen Verschiebung.

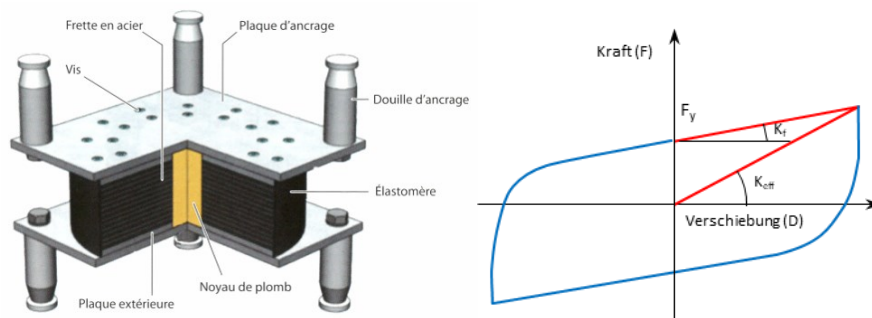


Abb. 9.7 Beispiel eines Elastomerlagers mit einvulkanisierten Stahlplatten und Bleikern [108]. Rechts: Last-Verformungskurve und Hysteresese.

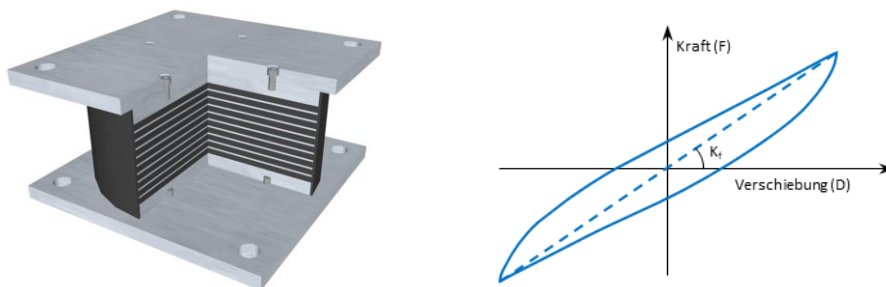


Abb. 9.8 Beispiel eines Elastomerlagers mit einvulkanisierten Stahlplatten mit hoher Dämpfung [112]. Rechts: Last-Verformungskurve und Hysteresese.

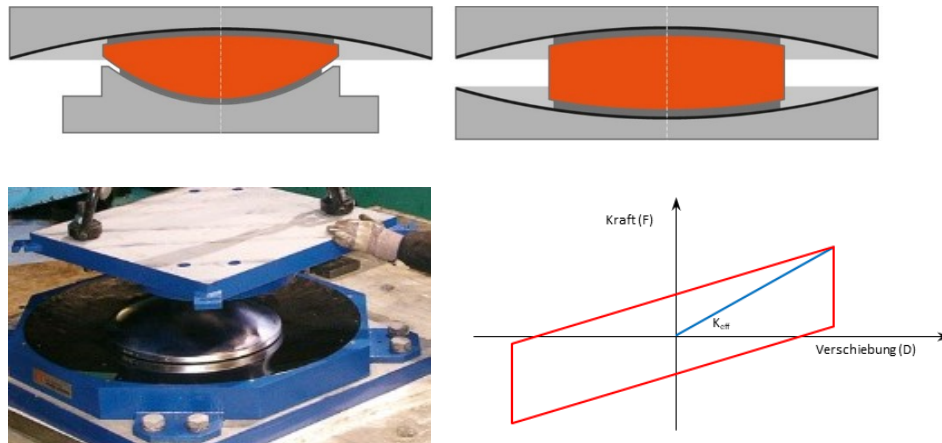


Abb. 9.9 Beispiel für ein Kalottenlager Typ "SINGLE" und "DOUBLE". Oben: Schnitte, unten links: Zusammenbau eines Geräts [111], unten rechts: Last-Verformungskurve und Hysterese.

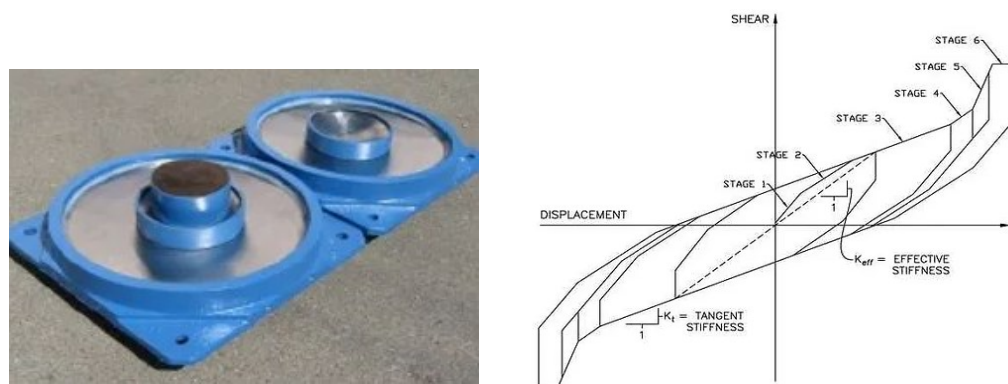


Abb. 9.10 Aufgeklapptes Kalottenlager Typ "TRIPLE" [107]. Rechts: Last-Verformungskurve und Hysterese.



Abb. 9.11 Gleitlager mit PTFE (ermöglicht das Gleiten in eine Richtung und blockiert die Bewegung in die andere Richtung [111]. Rechts: Last-Verformungskurve und Hysterese

9.8.2 Viskose Dämpferelemente

Bei der Strategie, die auf der Verwendung von viskosen Dämpfern basiert, wird die Dämpfung des Bauwerks erhöht. Da das elastische Antwortspektrum proportional zu einem Koeffizienten ist, der von der Dämpfung ξ abhängt, führt die Änderung des Koeffizienten $\eta = 1$ für eine Standarddämpfung ξ von 5 Prozent auf den Wert $\eta = 0,63$ für eine verbesserte Dämpfung ξ von 20 Prozent zu einer Verstärkung um einen Faktor von bis zu 1,6. Diese Verstärkung gilt sowohl für die seismischen Kräfte als auch für die seismischen Verschiebungen. Der Einbau eines solchen Dämpfers zwischen Pfeiler und Fahrbahnplatte ist relativ einfach. Das Dämpferelement entspricht im Betrieb einer perfekt gleitenden Vorrichtung, da es nur unter dynamischer Beanspruchung funktioniert (die übertragene Kraft hängt von der Geschwindigkeit der Beanspruchung ab). Die Effizienz des Systems sowie die Kraft, die auf den Pfeiler, auf dem es installiert ist, übertragen wird, hängen also theoretisch von der Frequenz der Anregung ab. Zu beachten ist, dass einige Dämpferelemente so konstruiert sein können, dass sie Verschiebungen aufgrund von Brems- oder anderen kurzzeitigen Lasten blockieren. Ist dies nicht der Fall, sollte entweder der Dämpfer so ausgelegt sein, dass er diesen dynamischen Belastungen standhält, oder eine andere Vorrichtung wie etwa eine Sollbruchvorrichtung (siehe Abschnitt 9.8.5) oder ein bilineares Lager (siehe Abschnitt 9.8.1) muss die Kräfte dieser Lasten aufnehmen. Zudem ist besonders auf die Verbindungen zwischen den Dämpfern und der Struktur zu achten (Gelenke, die Bewegungen im Betrieb und in den Erdbebenrichtungen ermöglichen und der Hauptrichtung entsprechen, in der die Vorrichtung eingebaut ist). Abb. 9.12 zeigt die Geometrie solcher Vorrichtungen und ihre Hysterese.



Vor dem Einbau gelagerte Dämpfer.



Seitenansicht

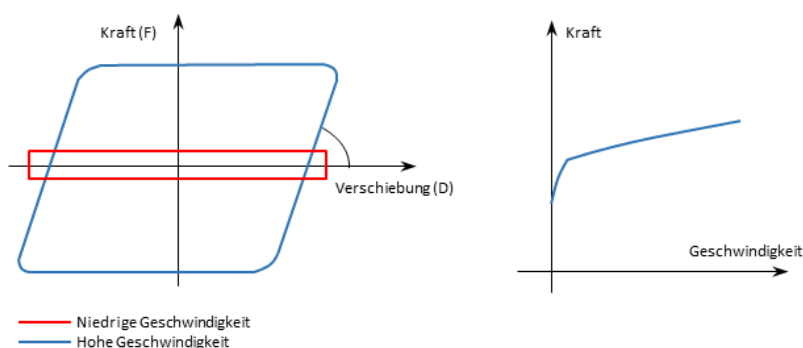


Abb. 9.12 Viskoser Dämpfer [108]. Unten: Last-Verformungskurve und Hysterese.

9.8.3 Elasto-plastische Dämpfer

Diese Art von Dämpfern ermöglicht eine Energiedissipation durch plastische Verformung des Ausgangsmaterials und kann die Vorteile eines (regulierbaren) Schwelleneffekts und einer plastischen Dämpfung auf geschickte Weise kombinieren. Das Prinzip besteht nämlich darin, zwischen Fahrbahnplatte und Stütze eine mechanische Vorrichtung einzubauen, die sich bis zu einer bestimmten Fließgrenze wie eine sehr steife Feder verhält und sich über dieser Grenze bei nahezu gleichbleibender Kraft (bis fast zur Überfestigkeit) plastisch verformt. Abb. 9.13 zeigt die Geometrie solcher Vorrichtungen und ihre Hysterese. Diese Vorrichtung kann so konzipiert sein, dass sie den Bremslasten standhält und elastisch bleibt, da ihre maximale Kapazität grösser ist als die Bremslasten.

Die hochgradige plastische Verformung, die in solchen Vorrichtungen bei einem schweren Erdbeben erreicht wird, macht es in der Regel erforderlich, sie nach einem solchen Ereignis zu ersetzen.

Elasto-plastische Dämpfer haben zudem den Vorteil, dass sie keine besondere Wartung erfordern, und es gibt sie als externe Systeme oder integriert in relativ kompakte Lagervorrichtungen.

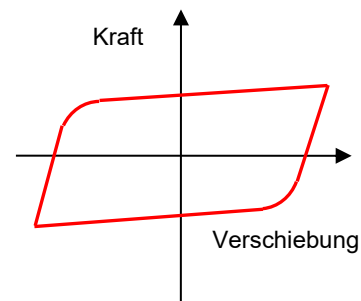


Abb. 9.13 Elasto-plastische Dämpfer [108]. Rechts: Last-Verformungskurve und Hysterese

9.8.4 Schockübertragungseinheiten

Die Strategie, die auf der Verwendung von Schockübertragungseinheiten beruht, unterscheidet sich völlig von den vorherigen und wird insbesondere bei langen Bauwerken angewendet, bei denen eine oder mehrere Mittelstützen fest und die anderen gleitend sind.

Bei solchen Bauwerken gleichen sich die durch das Erdbeben verursachten Längskräfte nur über die Mittelstützen aus, die mit festen Lagern ausgestattet sind, was dazu führen kann, dass diese Stützen bei Erdbeben zu stark belastet werden. Das Prinzip der Erdbebenertüchtigung besteht in diesem Fall also darin, zwischen der Fahrbahn und den anderen Stützen Vorrichtungen anzubringen, die langsame Bewegungen zulassen, aber schnell auftretende Bewegungen blockieren. Die Grenzgesewindigkeit, ab der die Vorrichtung blockiert, sowie die maximale Blockierkraft müssen bei der Konfiguration der Vorrichtung festgelegt werden. Unter diesen Bedingungen sind bei einem Erdbeben alle ausgerüsteten Stützen an der Aufnahme der horizontalen Einwirkungen in Längsrichtung beteiligt, wodurch sie die Mittelstützen entlasten. Abb. 9.14 zeigt die Geometrie solcher Vorrichtungen und ihre Hysterese.

In der Praxis werden Schockübertragungseinheiten meist in Form von viskosen Dämpferelementen mit sehr hoher Kapazität eingesetzt.

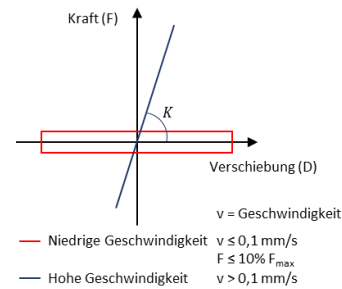


Abb. 9.14 Schockübertragungseinheiten [108]. Rechts: Last-Verformungs-Kurve und Hysterese.

9.8.5 Sollbruchvorrichtung Fuse Box

Bei der Strategie, die Sollbruchvorrichtungen verwendet, wird die Stütze durch den Einbau einer permanenten Blockierung geschützt, die bei Überschreiten eines bestimmten Werts nachgibt. Das Prinzip dieses Verfahrens ist attraktiv, insbesondere weil es eine vollständige Entkopplung der Funktionsweisen im Betrieb und bei Erdbeben ermöglicht. Sollbruchvorrichtungen sind Schockübertragungseinheiten mit einem vordefinierten begrenzten Widerstand. Abb. 9.15 zeigt die Geometrie solcher Vorrichtungen und ihre Hysterese. In der Regel sind diese Sollbruchvorrichtungen so dimensioniert, dass sie mehreren seismischen Ereignissen standhalten können. Sie müssen deshalb nicht zwingend nach jedem Erdbeben ausgetauscht werden.

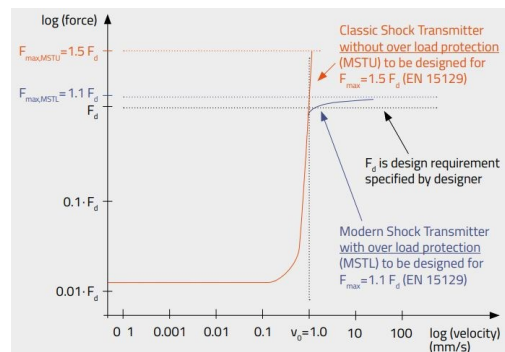


Abb. 9.15 Sollbruchvorrichtungen «Fuse Boxes» Foto und Last-Verformungskurve Schmelzdrähte: Foto und Verhaltensgesetz [111].

9.8.6 Vorgespannte Federdämpfer

Vorgespannte Federdämpfer haben die Besonderheit, dass sie die drei oben erläuterten Funktionen von Federn, Dämpfungen und Sollbruchvorrichtungen in einer einzigen Vorrichtung vereinen.

Sie unterscheiden sich von klassischen viskosen Dämpferelementen dadurch, dass die Bewegung des Kolbens das Volumen der Kammer mit der viskosen Flüssigkeit verändert und dass diese Flüssigkeit anfänglich unter Druck steht. Die Kompressibilität der Flüssigkeit gewährleistet die Funktion einer Feder, während ihr Anfangsdruck eine Kraftschwelle bewirkt, die überwunden werden muss, bevor Bewegungen eingeleitet werden können (Konzept einer Schwellenwertbedingung). Der Druck im Inneren des Kolbens kann sich nur aufgrund von Leckagen der viskosen Flüssigkeit ändern. Zur Überprüfung der Funktionsfähigkeit der Vorrichtung im Rahmen der üblichen Wartung oder nach einem Erdbeben werden daher visuelle Inspektionen empfohlen.

Die Hauptvorteile solcher Vorrichtungen liegen in der durch die Federfunktion erbrachten Zentrierfähigkeit und im Schwelleneffekt, der es ermöglicht, die Funktionsweisen im Betrieb und bei Erdbeben klar voneinander zu trennen. Abb. 9.16 zeigt die Geometrie solcher Vorrichtungen und ihre Hysterese.

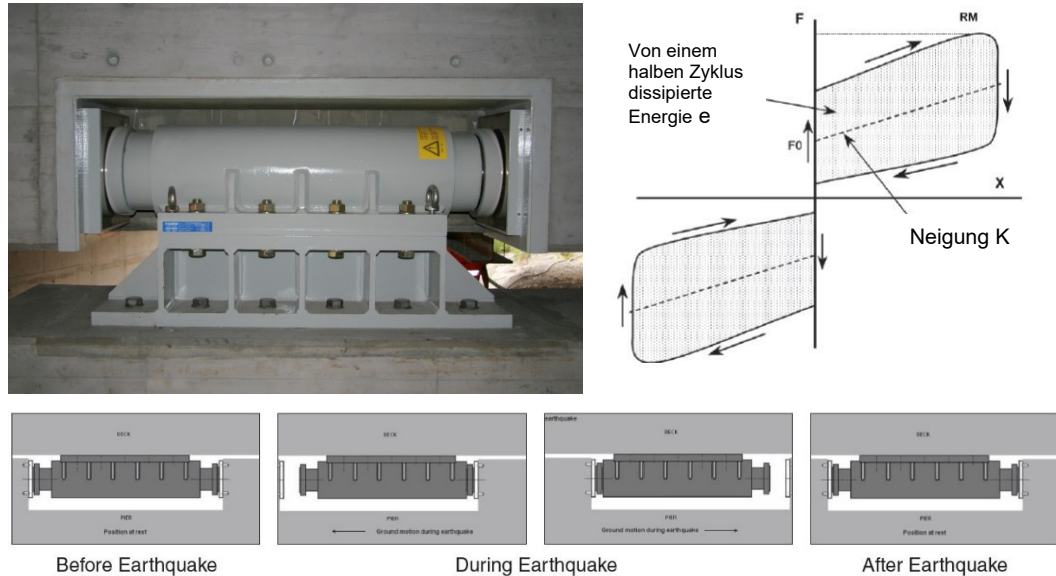


Abb. 9.16 Vorgespannte Federdämpfer. Funktionsweise und Last-Verformungskurve und Verhaltensgesetz [109], [113].

9.8.7 Zusammenfassende Hinweise zur Bemessung

Die Vorrichtungen, die zur Begrenzung der Übertragung seismischer Kräfte zwischen Fahrbahn und Pfeilern eingesetzt werden (Federn, viskose oder elasto-plastische Dämpfer, Schockübertragungseinheiten, Sollbruchvorrichtungen usw.), haben im Allgemeinen ein nicht-lineares Verhalten, das komplex zu modellieren und für jede Art von Technologie spezifisch ist. In den meisten Fällen ermöglicht nur eine nicht-lineare dynamische Berechnung eine genaue Modellierung des Erdbebenverhaltens solcher Vorrichtungen.

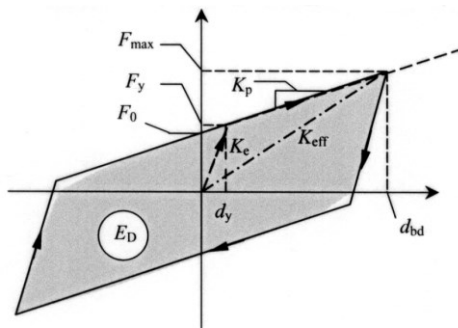


Abb. 9.17 Äquivalente Eigenschaften von Dämpfungsvorrichtungen (Quelle EC8-2 [3]).

Der Eurocode 8-2 (siehe EC8-2 § 7.5.4 [3]) schlägt für die Vordimensionierung dennoch eine vereinfachte Berechnungsmethode auf der Grundlage eines monomodalen Spektralansatzes vor, der von den äquivalenten linearen Eigenschaften der Vorrichtungen ausgeht.

Die äquivalente monomodale Berechnung ist in die folgenden Schritte gegliedert:

- 1) Die äquivalente Steifigkeit der Vorrichtung i wird durch das Verhältnis $K_{eff,i} = F_{max} / d_{bd}$ zwischen der Obergrenze der Kraft F_{max} und der maximalen Bemessungsverschiebung d_{bd} ermittelt.
- 2) Die äquivalente Gesamtsteifigkeit des Systems ergibt sich dann aus der Summe der äquivalenten Steifigkeiten der Elemente, die an der Aufnahme der Erdbebenkkräfte in der betrachteten Richtung beteiligt sind: $K_{eff} = \sum K_{eff,i}$.
- 3) Das äquivalente Gesamtdämpfungsmaß ζ_{eff} wird danach aus der Summe der Energien $E_{D,i}$ berechnet, die von allen Dämpfern i in einem vollständigen Verformungszyklus bei der Bemessungsverschiebung d_{bd} dissipiert werden:

$$\xi_{eff} = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{\Sigma E_{D,i}}{K_{eff} d_{bd}^2} \right]$$

wobei $E_{D,i}$ die Fläche ist, die von der Verhaltenskurve der Vorrichtung während eines Zyklus überstrichen wird (graue Fläche in Abb. 9.17).

4) Aus den äquivalenten Eigenschaften K_{eff} und ξ_{eff} kann man dann die äquivalente Schwingzeit und den dämpfungsbedingten spektralen Modifikationsbeiwert berechnen, mit dem die folgende monomodale spektrale Berechnung durchgeführt werden kann:

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{M_{tab}}{K_{eff}}} \quad \text{und} \quad \eta_{eff} = \sqrt{\frac{0,10}{0,05 + \xi_{eff}}}$$

In der Praxis erfordert diese vereinfachte Methode einige Iterationen über den Wert der Bemessungsverschiebung d_{bd} . Eine erste Berechnung kann ohne Berücksichtigung der Dämpfungsvorrichtungen durchgeführt werden; sie liefert einen ersten Wert für die Verschiebung. Aus diesem Wert werden die Eigenschaften K_{eff} , ξ_{eff} , T_{eff} und η_{eff} evaluiert; daraus kann durch die äquivalente monomodale Spektralberechnung eine genauere Annäherung an die Verschiebung d_{bd} abgeleitet werden. Dieser neue Wert für d_{bd} wird dann wieder in die Berechnung eingebracht, bis eine Konvergenz erreicht ist.

Im Allgemeinen kann bei einer Erdbebenertüchtigung eines Bauwerks durch den Einsatz von Dämpfungsvorrichtungen ein Gesamtdämpfungsmass ξ_{eff} in der Grössenordnung von 30 Prozent angestrebt werden, was zu einer Gesamtreduktion der Kräfte und Verschiebungen um etwa 50 Prozent führt.

9.8.8 Alternative Arten der seismischen Isolation

Alternative Formen der seismischen Isolation nutzen das Konzept des kontrollierten Kippens (*Rocking*) oder des Gleitens, um die seismischen Belastungen von Brückenpfeilern und -fundamenten zu begrenzen. Während der letzten drei Jahrzehnte haben mehrere Forschungsarbeiten in den USA und Neuseeland gezeigt, dass solche Rocking-Systeme für Brücken und andere Bauwerke eine wirksame Methode sind, um seismischen Belastungen standzuhalten. Die praktischen Vorkehrungen dazu sind:

1. Freies oder kontrolliertes Rocking oder Gleiten der Fundamente der Brücke auf dem (verbesserten oder nicht verbesserten) Boden oder auf Pfählen. Numerische Analysen und Laborversuche (siehe Abb. 9.18 d]) zeigten die Wirksamkeit von freiem Rocking der Fundamente auf dem Boden und auf Pfählen (Abb. 9.18 b] und c]). Wenn die Festigkeit der Pfeiler und des Bodens ausreichend ist, kann dieses System sehr hohen Verschiebungen standhalten und bleibt im Prinzip elastisch.
2. Einschnitt in den Pfeilern an der Oberkante der Foundation und Schaukeln auf den Fundamenten. Die Buchstaben b) in Abb. 9.18 und a) in Abb. 9.19 zeigen das Konzept dieses Systems und ihre Hysterese.
3. Einsatz eines externen Spannsystems zwischen Pfeilern und Fundamenten, um einerseits das Kippen zu kontrollieren und andererseits die Zentrierfähigkeit und das Energiedissipationsvermögen der seismischen Vorrichtungen wie etwa viskosen oder hysteretischen Dämpfern zu optimieren. Die Buchstaben b) und c) in Abb. 9.19 zeigen das Konzept dieses Systems und ihre Hysterese.

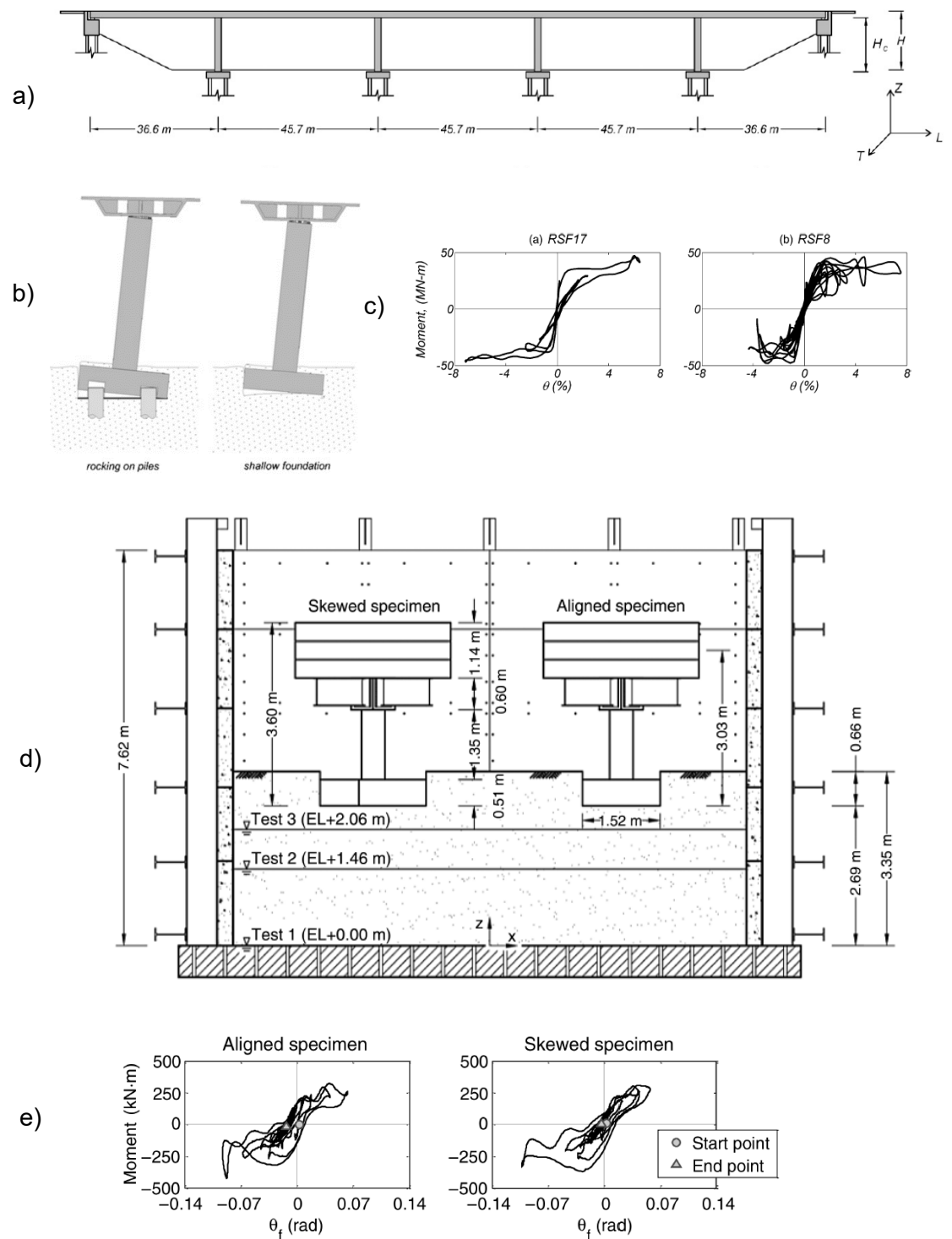


Abb. 9.18 Dynamisches Verhalten der Fundamente von Brückenpfeilern, die auf dem Boden und auf den Pfählen frei kippen («rocking») können. a) Modellierte Brücke; b) Rocking der Fundamente auf dem Boden und auf Pfählen; c) Hysteresen-Kurve für das Rocking auf dem Boden [53]; d) Brückenpfeiler, die in einem reduzierten Massstab getestet wurden und e) ihre Hysteresen-Reaktion bei einem Erdbeben grosser Stärke (Takatori) [54].

Ein Beispiel einer Brücke, die frei schwingen kann, ist das South Rangitikei Viaduct in Neuseeland (siehe Abb. 9.20). An der Basis dieser Brücke sind elasto-plastische Dämpfer vorgesehen, um die Verschiebungen zu begrenzen.

Abb. 9.21 zeigt das Fundament eines Pfeilers der Rio-Andirrio-Brücke in Griechenland, das an seiner Basis frei gleiten kann. Der Boden ist mit Pfählen verstärkt. Sobald das Erdbeben eine bestimmte Beschleunigungsschwelle überschreitet, gleiten die Brückenpfeiler über den Boden, um die seismischen Belastungen der Brücke zu begrenzen.

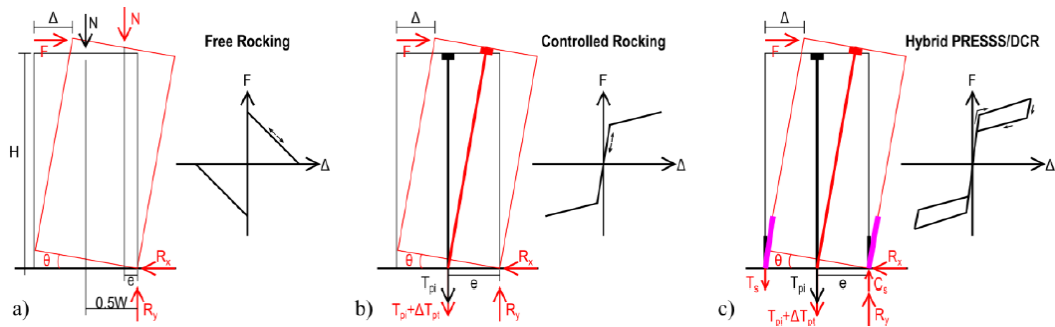


Abb. 9.19 Freikörperdiagramme und hysteretische Antwort für einen starren Block auf einem starren Fundament unter Verwendung von: a) freiem Rocking; b) kontrolliertem Rocking; c) Hybrid PRESS (Precast Seismic Structural Systems) / DCR (Dissipative Controlled Rocking) [82].

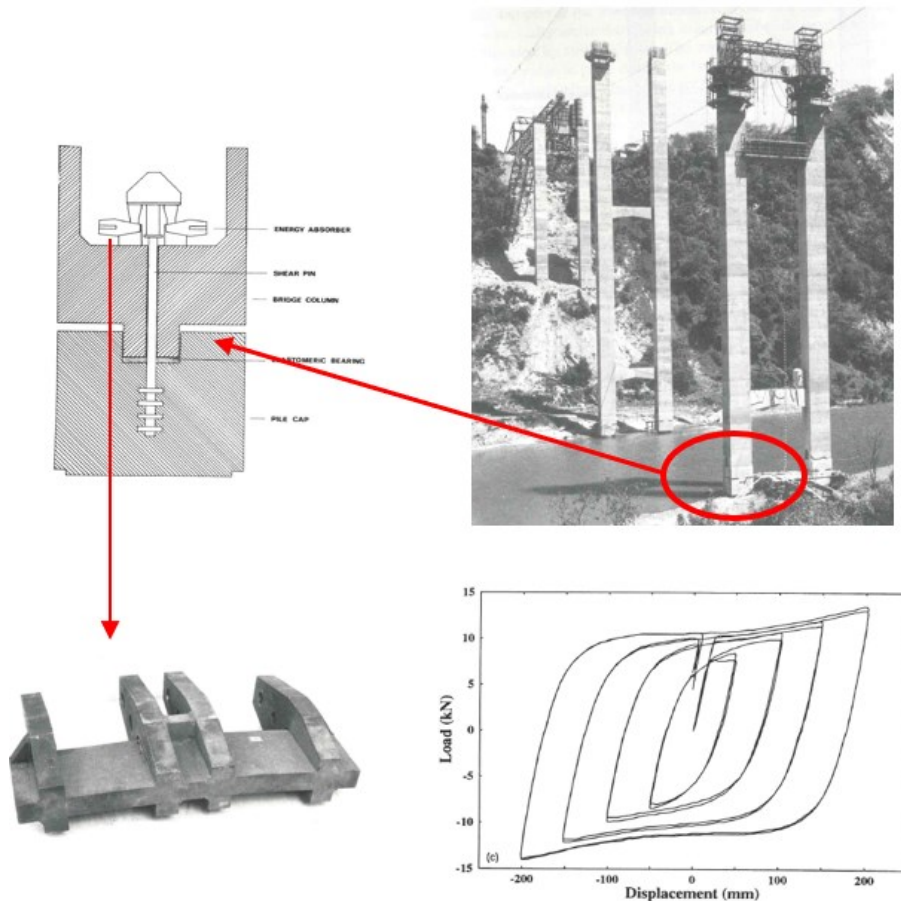


Abb. 9.20 Beispiel einer Brücke in Neuseeland, die frei schwingen («rocken») kann [97].

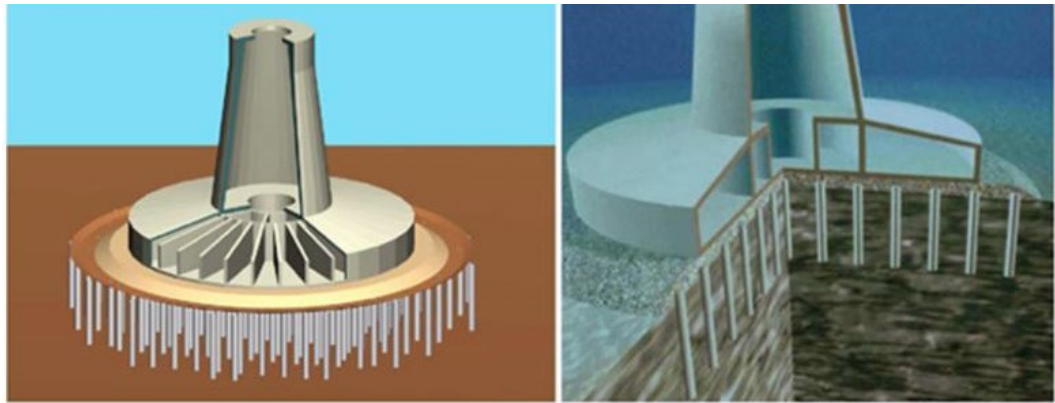


Abb. 9.21 Beispiel für ein Fundament, das an seiner Basis frei gleiten kann. Rion-Antirion Brücke, Griechenland [61].

9.8.9 Andere Aspekte von Erdbebenvorrichtungen

Die Wahl des Typs der Isolation ist eine wichtige Entscheidung, da sowohl die kurz- als auch die langfristigen Leistungseigenschaften wichtig sind. Kurzfristig erfordert der Widerstand gegen Wind- und Bremslasten ohne übermässige Verschiebung eine Steifigkeit bei geringfügigen Verformungen, wie oben beschrieben. Dieselbe Vorrichtung muss jedoch auch eine Wärmeausdehnung im Überbau ermöglichen, ohne den Unterbau zu stark zu belasten. Langfristig sind zuverlässige Leistungen von entscheidender Bedeutung. Es können Jahrzehnte vergehen, bis das Bemessungsbeben eintritt, und während dieser Zeit müssen die Eigenschaften des Isolators stabil bleiben. So betrachtet ist der ideale Isolator wartungsfrei, um ordnungsgemäss zu funktionieren, und ist aus chemisch inerten Materialien gefertigt, die gegen Luftschadstoffe und Tausalze resistent sind.

Alle Isolierungssysteme müssen strenge Prüfanforderungen und Qualitätskontrollnormen erfüllen. Die physikalischen Eigenschaften vieler Isolatoren sind temperaturabhängig, was in Gebieten mit niedrigen Temperaturen von Bedeutung sein kann. Hinweise zu geeigneten Testanforderungen, einschliesslich Leistungstests bei tiefen Temperaturen, finden sich in EN 15129 [1]. In der Analyse müssen Eigenschaften verwendet werden, die unter Feldbedingungen wirksam sein können.

Wenn eine Brücke isoliert wird, muss sie sich in jede horizontale Richtung frei bewegen können, damit die Isolierung wirksam ist. In Querrichtung ist dies in der Regel kein Problem, in Längsrichtung ist bei den Widerlagern aber besondere Sorgfalt erforderlich. Der Freiraum bei den bestehenden Dilatationsfugen der meisten Widerlager wird nämlich nicht ausreichen, um die zu erwartenden Bewegungen unter Erdbebenlasten aufzunehmen. Wenn dieser Freiraum nicht vergrössert wird, kommt es höchstwahrscheinlich zu einem Aufprall zwischen dem Überbau und der Rückwand. Es ist unwahrscheinlich, dass die daraus resultierenden Schäden an der Rückwand zum Einsturz oder zur Sperrung der Brücke für einen erheblichen Zeitraum führen, da es möglich ist, provisorische Reparaturen rasch durchzuführen und den Zugang wiederherzustellen. Deshalb wird der erforderliche Freiraum bei einer Ertüchtigung nicht eingebaut, sondern es wird abgewartet, bis die Rückwand bei einem Erdbeben beschädigt wird. Bei der Reparatur können mit Blick auf zukünftige Erdbeben angemessene Abstände vorgesehen werden. Dieser Ansatz wird für neue Brücken zwar nicht empfohlen, ergibt bei Instandsetzungen aber Sinn.

Die Rückwand kann auch im Rahmen einer Ertüchtigung verändert werden. Dabei wird ein sogenanntes «Opferelement» oben in die Mauer eingebaut, das ersetzt werden kann, wenn es bei einem Erdbeben disloziert wird. Es ist zwar immer noch wahrscheinlich, dass ein Aufprall in Längsrichtung erfolgt, aber die Folgen sind geringfügiger. Eine andere Möglichkeit besteht darin, einen viel grösseren Abstand einzuplanen, um einen Aufprall zu vermeiden. In diesem Fall muss der Zwischenraum mit einer Dilatationsfuge aufgefüllt werden. Dies mag aus Sicht der strukturellen Reaktion die ideale Lösung sein, ist aber vielleicht nicht die wirtschaftlichste, da Fahrbahnübergänge, die grossen Öffnungs- und Schliessbewegungen standhalten können, teuer und schwierig zu warten sind.

9.9 Deklassierung

Durch Umteilung des Bauwerks in eine tiefere Bauwerksklasse (von BWK III in BWK II oder BWK II-i, oder von BWK II-i in BWK II) können die Anforderungen an die Erdbebensicherheit etwas 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 Nutzungseinschränkungen 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 genannt werden, die Strassen von untergeordneter Bedeutung über eine Autobahn der BWK II führen. A priori sind diese Brücken ebenfalls in BWK II zu bezeichnen (siehe Kapitel 5.1). Eine Einstufung in die BWK I könnte im Einzelfall vertretbar sein.

10 Beispiele von erdbebenertüchtigten Brücken

10.1 Brunnenbrücken A9

10.1.1 Zustand vor Erdbebenertüchtigung

Die Brunnenbrücken A9 bestanden früher aus je einem 5- und einem 9-feldrigen Durchlaufträger mit einer Dilatationsfuge auf einer Zwischenstütze (Abb. 10.1). Die beiden Brückenträger waren an den jeweiligen Widerlagern in Längsrichtung fest gelagert. In Querrichtung sind die Brückenträger auf allen Stützen gelagert. Die Gesamtlänge der beiden Brücken beträgt 270 m. Die typischen Spannweiten betragen 16 m über den niedrigeren und 26 m über den höheren Stützen.

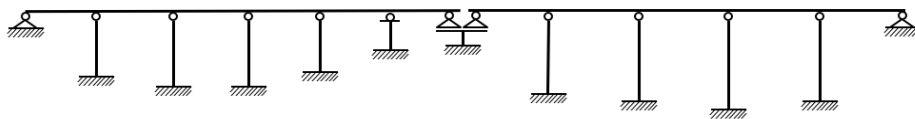


Abb. 10.1 Ansicht an die Brunnenbrücken.

10.1.2 Schwachstellen bezüglich Erdbebenverhalten

Die feste Längslagerung der beiden Brückenhälften an den Widerlagern konnte die Erdbebenkräfte bei weitem nicht abtragen (Abb. 10.2). Die stark unterschiedlichen Höhen der Stützen bewirkten eine unregelmässige Verteilung der Quersteifigkeit mit der Folge, dass die sehr kurzen Stützen in Querrichtung überbeansprucht wurden. Ferner bestand eine Absturzgefahr der Brückenträger in Längsrichtung bei der Dilatationsfuge auf der Mittelstütze.

Längslagerung im Istzustand



Längslagerung erdbebenertüchtigt

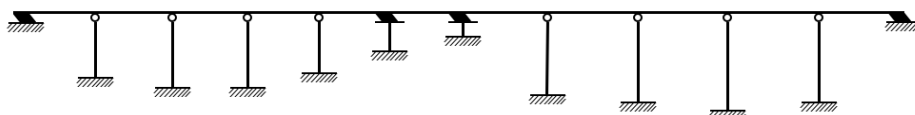


Abb. 10.2 Längsschnitt mit oben dem Schema der festen Längslagerung der beiden Brücken im Ist-Zustand und unten der schwimmenden Lagerung nach der Ertüchtigung mittels seismischer Isolation mit hochdämpfenden Gummilagern.

10.1.3 Ertüchtigungskonzept

Durch den Einbau von horizontal weichen, hoch dämpfenden Gummilagern auf den Widerlagern (Abb. 10.3) und auf den kritischen kurzen Stützen wurde das Längslagerungssystem von fester in eine schwimmende Lagerung gewechselt (Abb. 10.2). Durch Zusammenpressen der beiden Brückenhälften bei der ursprünglichen Dilatationsfuge in Brückenmitte wurde die Absturzgefahr beseitigt. Die neue Lagerung der Brücke auf insgesamt 16 Gummilagern reduziert die Erdbebenbeanspruchungen längs und quer, einerseits dank der Vergrösserung der Grundswingzeiten und andererseits dank der erhöhten Dämpfung. Die Erdbebenertüchtigung wurde gemäss Eurocode 8, Teil 2 [8] ausgelegt. Sie erfolgte zusammen mit anderen baulichen Erhaltungsmassnahmen im Rahmen eines Unterhaltsabschnittes der Nationalstrasse A9.



Abb. 10.3 Ertüchtigung mit hochdämpfenden Gummilagern beim Widerlager.

Tab. 10.4 Kenndaten der Erdbebenertüchtigung.

Baujahr	1978
Jahr der Ertüchtigung	2005
Bauwerksklasse	BWK II-i
Erdbebenzone	Zone Z3b
Baugrundklasse	A
Erfüllungsfaktor vor Ertüchtigung	$\alpha_{eff} = 0,1$
Erfüllungsfaktor nach Ertüchtigung	$\alpha_{int} = 1,0$
Grundswingzeit nach Ertüchtigung	$T_{isoliert} = 2,5 \text{ s}$
Kosten der Erdbebenertüchtigung	CHF 150'000
Kosten der Erdbebenertüchtigung relativ zum Anlagewert	0,9 %

10.2 Singerbrücke D A2

10.2.1 Zustand vor Erdbebenertüchtigung

Die Singerbrücke D ist eine 5-feldrige Balkenbrücke mit fester Längslagerung an einem Widerlager. Das andere Brückenende ist längsverschieblich auf einem breiten Stützenjoch gelagert, auf welchem ebenfalls die anschliessende Singerbrücke C aufliegt (Abb. 10.5). In Querrichtung ist der Brückenträger auf allen Stützen und am Widerlager gelagert. Die Gesamtlänge der Brücke beträgt 188 m. Die Spannweiten nehmen von 22 m beim Widerlager auf 56 m gegen des Stützenjoch zu.

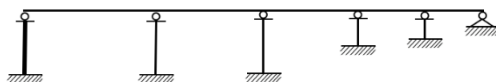


Abb. 10.5 Ansicht an die Singerbrücke D mit der ursprünglich festen Längslagerung am rechts hinten im Bild ersichtlichen Widerlager.

10.2.2 Schwachstellen bezüglich Erdbebenverhalten

Die feste Längslagerung am Widerlager konnte die grossen Erdbebenkräfte bei weitem nicht abtragen (Abb. 10.6). Auf den fünf Stützen ist die Brücke längsverschieblich auf Teflon-Gleitlagern gelagert. Das Widerlager ist auf einer bezüglich Erdbebeneinwirkung ungünstigen Alluvialschicht der Baugrundklasse E fundiert, während die Stützen auf der günstigeren Baugrundklasse A (Fels) fundiert sind.

Längslagerung im Istzustand



Längslagerung erdbebenertüchtigt

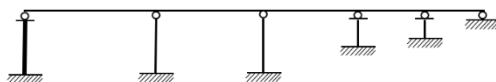


Abb. 10.6 Längsschnitt mit oben dem Schema der festen Längslagerung beim Widerlager rechts im Istzustand und unten der schwimmenden Längslagerung auf den beiden höheren Mittelstützen nach der Ertüchtigung.

10.2.3 Ertüchtigungskonzept

Die Erdbebenertüchtigung erfolgt durch einen Wechsel des Längslagerungssystems von fest zu schwimmend. Dazu musste das Widerlager von bisher fester Längslagerung auf längs verschiebbliche Lagerung umgebaut werden, und bei den beiden höheren Mittelstützen erfolgte ein Wechsel von bisher verschieblicher auf feste Längslagerung mittels seitlicher Nocken (links in Abb. 10.7). Als Folge des ungünstigen Spannweitenverhältnisses der Brücke muss beim Widerlager eine negative Auflagerreaktion infolge Nutzlasten aufgenommen werden. Um die Längsverschieblichkeit des Brückenträgers beim Widerlager zu ermöglichen, wurde das Zuglager entsprechend umgebaut (rechts in Abb. 10.7). Das neue schwimmende Längslagerungssystem der Brücke weist eine relativ tiefe Grundswingzeit

von 3 s auf, die von ähnlicher Grössenordnung wie bei einer seismischen Isolierung ist. Dadurch werden die horizontalen Erdbebenkräfte sehr stark reduziert. Hinzu kommt, dass die Fundierung der Brücke bezüglich Erdbebenlängskräfte von ursprünglich Baugrundklasse E beim Widerlager auf die günstigere Baugrundklasse A bei den Mittelstützen verschoben wurde und damit die Erdbebeneinwirkung signifikant reduziert wurde.

Von den gesamten Ertüchtigungskosten sind nur etwa zwei Drittel dem Erdbeben anzulasten, da die Brücke gleichzeitig auch bezüglich Brems- und Anfahrkräfte ertüchtigt wurde. Die Erdbebenertüchtigung erfolgte zusammen mit anderen baulichen Erhaltungsmassnahmen im Rahmen eines Unterhaltsabschnittes der Nationalstrasse A2.



Abb. 10.7 Ertüchtigung durch Wechsel von fester zu schwimmender Längslagerung: umgebautes Widerlager mit vertikalen Stangen als Zuglager (rechts); neue seitliche Nocken bei einer der beiden Mittelstützen (links).

Tab. 10.8 Kenndaten der Erdbebenertüchtigung.	
Baujahr	1973
Jahr der Ertüchtigung	2007
Bauwerksklasse	BWK II-i
Erdbebenzone	Zone Z3a
Baugrundklasse	E bzw. A
Erfüllungsfaktor vor Ertüchtigung	$\alpha_{eff} = 0,08$
Erfüllungsfaktor nach Ertüchtigung	$\alpha_{int} = 1,0$
Grundschwingzeit nach Ertüchtigung	$T_{ertüchtigt} = 3,0 \text{ s}$
Kosten der Ertüchtigung	CHF 400'000
Kosten der Erdbebenertüchtigung relativ zum Anlagewert	2,5 %

10.3 Bois-Homogène-Brücken A9

10.3.1 Zustand vor Erdbebenertüchtigung

Die Bois-Homogène-Brücken sind 12-feldrige Zwillingsbrücken mit zwei angehängten Rampenbrücken und befinden sich im Rhonetal bei St. Maurice. Die Brücken waren vor der Erdbebenertüchtigung durch eine Zwischenfuge auf Doppelstützen in zwei Brückenabschnitte unterteilt, wobei der kürzere Abschnitt eine feste Längslagerung am Widerlager und der längere Abschnitt eine schwimmende Längslagerung aufwies (Abb. 10.9). Die Regel-Spannweite beträgt 29.50 m und die Gesamtlänge 370 m.



Abb. 10.9 Ansicht an die Zwillingsbrücken Bois-Homogène mit den beiden Rampenbrücken.

10.3.2 Schwachstellen bezüglich Erdbebenverhalten

Als Schwachstellen bezüglich Erdbebenverhalten entpuppte sich die Längslagerung der beiden Brückenabschnitte, mit fester Lagerung am Widerlager, sowie die Querlagerung auf einzelnen kürzeren Stützen. Problematisch war auch die Lagerung der Rampenbrücken auf den Widerlagern. Die relativ schlanken Rundstützen weisen ausreichende Widerstände und Verformungsvermögen auf.

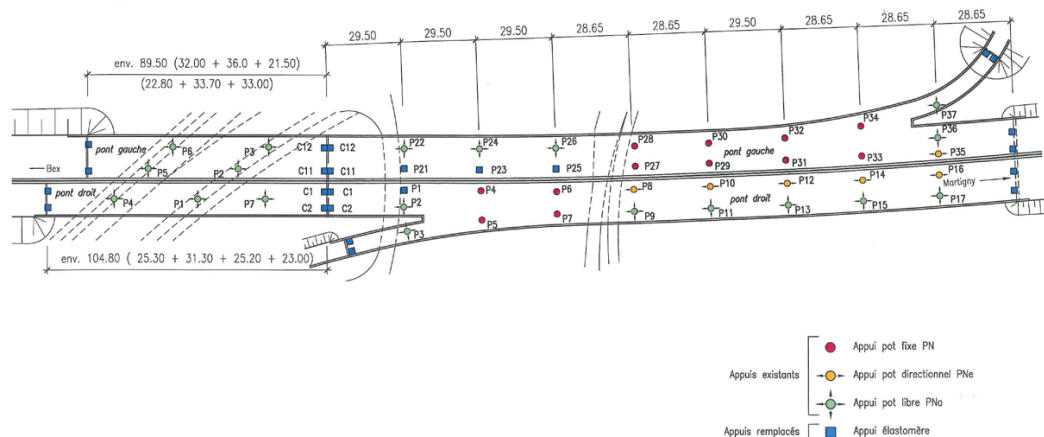


Abb. 10.10 Grundriss der Zwillingsbrücken Bois-Homogène mit Lagerschema. Die neu eingebauten Gummilager sind blau eingezeichnet. Bestehende allseitig feste Lager sind rot, einseitig verschiebbliche Lager gelb und allseitig verschiebbliche Lager grün eingezeichnet.

10.3.3 Ertüchtigungskonzept

Die Erdbebenertüchtigung erfolgt durch Austausch von insgesamt 24 Topflagern durch hochdämpfende Gummilager. Die ausgetauschten Lager befinden sich auf den Widerlagern, auf den kürzeren Stützen sowie auf den Stützen bei der Zwischenfuge, wie in Abb. 10.10 blau eingezeichnet. Unterschiedliche Ertüchtigungsvarianten mit unterschiedlicher Anzahl neuer Gummilager wurden untersucht, um ein Optimum bezüglich Kosten und Nutzen zu erzielen. Die gewählte Ertüchtigungsvariante begnügt sich mit einem minimalen Erfüllungsfaktor von $\alpha_{int} = 0,8$, wobei die Erfüllungsfaktoren aller Lager relativ nahe beieinander liegen. Der Fugenschluss bei der Zwischenfuge erfolgte unabhängig von Erdbebenaspekten. Da ursprünglich Doppelstützen bei der Zwischenfuge vorhanden waren, erwies sich die Absturzsicherung des Brückenträgers als unkritisch.



Abb. 10.11 Neues hochdämpfendes Gummilager als Ersatz für ein festes Topflager auf dem Widerlager Seite Bex.

Tab. 10.12 Kenndaten der Erdbebenertüchtigung.

Baujahr	1983
Jahr der Ertüchtigung	2009
Bauwerksklasse	BWK II-i
Erdbebenzone	Zone Z3b
Baugrundklasse	C
Erfüllungsfaktor vor Ertüchtigung	$\alpha_{eff} = 0,1$
Erfüllungsfaktor nach Ertüchtigung	$\alpha_{int} = 0,8$
Grundschwingzeit nach Ertüchtigung	$T_{ertüchtigt} = 2,5 \text{ s}$
Kosten der Ertüchtigung	CHF 1'900'000
Kosten der Erdbebenertüchtigung relativ zum Anlagewert	5 %

10.4 Brücke über die Rhone in Riddes

10.4.1 Zustand vor Erdbebenertüchtigung

Diese Kunstbaute, gelegen in der Gemeinde Riddes und erbaut zwischen 1985-1988, ermöglicht es der Autobahn, die Rhône bei Kilometer 87.239 zu überqueren. Das Bauwerk mit einer Gesamtlänge von 253 m besteht aus einer Doppelbrücke vom Typ "Gerber" mit einer Hauptspannweite von 143 m und Seitenfeldern von 55 m. Der Querschnitt besteht aus einem Hohlkasten mit einer konstanten Höhe von 2,38 m und trogförmigen Hauptträgern mit einer variablen Höhe von 3,63 m bis 9,70 m. Diese Brückenträger ruhen mit Hilfe von Lagern auf runden Pfeilern, die auf Bohrpfehlern mit einem Durchmesser von 1,2 m und einer Länge von 12,0 m gegründet sind. Die östlichen und westlichen Widerlager sind auf Flachgründungen (wegen negativen Reaktionen) abgestützt.



Abb. 10.13 Brücke über die Rhone in Riddes. Ansicht von oben und Seitenansicht.

10.4.2 Schwachstellen bezüglich Erdbebenverhalten

Jede der Brücken wird in Längsrichtung von den festen Lagern der beiden Pfeiler C1 und C2 gehalten. In Querrichtung wird die Brücke von den festen Lagern der Pfeiler C1, C2, den geführten Lagern A2 und D2 der beiden Widerlager sowie dem geführten Lager des Pfeilers B2 gehalten.



Abb. 10.14 Konzept der Auflager für die Südbrücke.

Die Bewertung der Erdbebensicherheit, die im Rahmen der Erhaltungsplanung EP Martigny et Environs (2014) durchgeführt wurde, kam zu dem Schluss, dass die geführten Lager der Widerlager, das geführte Lager des Pfeilers B2 sowie die festen Lager der Pfeiler C1 und C2 unzureichend waren.

10.4.3 Ertüchtigungskonzept

Es wurde ein neues Konzept für die Lager vorgeschlagen, um das Bauwerk zu sichern und seinen Widerstand im Falle eines Erdbebens zu verbessern. Die vorgeschlagene Konfiguration enthält Dämpfer vom Typ FVD (viskose Dämpfer) sowie Federdämpfer vom Typ PDS (vorgespannte Federdämpfer).

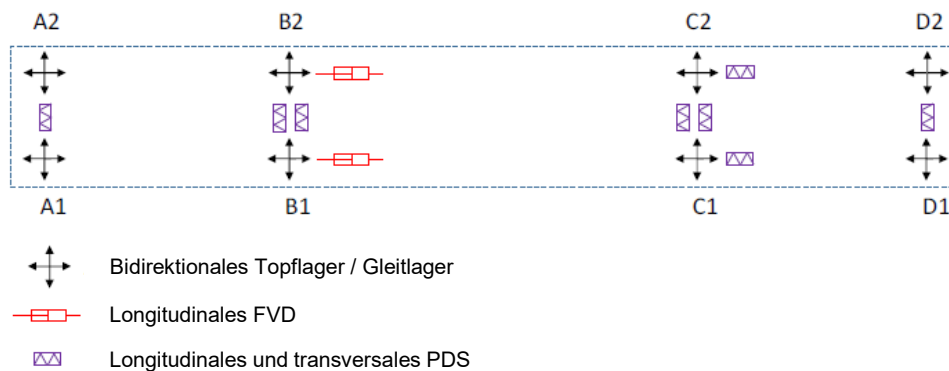


Abb. 10.15 Konzept für die Auflager des ertüchtigten Bauwerks.

Um das Kriterium der maximalen Belastung auf die Pfeiler C1 und C2 einzuhalten, kam die Studie zu dem Schluss, dass die Erdbebenbelastung in Längsrichtung auf die Lager der Pfeiler B1, B2 und C1, C2 verteilt werden sollte, anstatt alles auf die Lager der Pfeiler C1 und C2 allein zu konzentrieren. Im Übrigen dämpfen PDS im Vergleich zu FVD recht wenig. Es ist daher effektiver, die FVDs parallel zu den PDS anzuordnen, um die seismische Beanspruchung zu reduzieren, indem die effektive Dämpfung erhöht wird. Die PDS in Längsrichtung werden daher auf den Pfeilerauflagern C1 und C2 positioniert, die im Betrieb der feste Punkt des Bauwerks bleiben, der die Bremskräfte aufnimmt, während die FVD auf dem Lager B die seismische Belastung auf das Lager B verteilen und das Lager C unter Erdbeben entlasten können, aber im Betrieb keine Rolle spielen. In Querrichtung sind die PDS auf den Pfeilern doppelt, im Gegensatz zu den Widerlagern. Dies liegt daran, dass die bewegte Masse auf den Pfeilern viel grösser ist als die bewegte Masse an den Widerlagern. Die PDS auf den Pfeilern müssen daher eine höhere Kapazität haben. Ausserdem sollten PDS an den Widerlagern angeordnet werden, um die Querauslenkung der Fahrbahnplatte bei einem Erdbeben in Querrichtung zu reduzieren und den Anprall, der bei 50 mm Auslenkung auftritt, zu vermeiden.



Abb. 10.16 Die vier viskosen Dämpfer (FVD), zwei pro Brücke, vor dem Einbau.

Tab. 10.17 Kenndaten der Erdbebenertüchtigung.

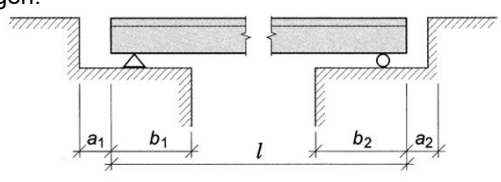
Baujahr	1988
Jahr der Ertüchtigung	2019-2020
Bauwerksklasse	BWK II-i
Erdbebenzone	Zone Z3b
Baugrundklasse	C
Erfüllungsfaktor vor Ertüchtigung	$\alpha_{eff} = 0,14$
Erfüllungsfaktor nach Ertüchtigung	$\alpha_{int} = 1,0$
Grundschwingzeit vor Ertüchtigung, Längsrichtung	$T_{Längs.} = 1,16 \text{ s}$
Grundschwingzeit nach Ertüchtigung, Längsrichtung	$T_{Längs., ertüchtigt} = 2,09 \text{ s}$
Grundschwingzeit vor Ertüchtigung, Querrichtung	$T_{Quer.} = 1,12 \text{ s}$
Grundschwingzeit nach Ertüchtigung, Querrichtung	$T_{Quer., ertüchtigt} = 1,88 \text{ s}$
Grad der viskosen Dämpfung vor der Ertüchtigung, Längs- und Querrichtung	0,05
Grad der viskosen Dämpfung nach der Ertüchtigung, Längsrichtung	0,29
Grad der viskosen Dämpfung nach der Ertüchtigung, Querrichtung	0,071
Kosten der Ertüchtigung	CHF 4'500'000
Kosten der Erdbebenertüchtigung relativ zum Anlagewert	10 %

Anhänge

I	Checkliste der 1. Stufe der Beurteilung	99
II	Messgrössen eines Erdbebens	100
III	Erdbeben mit Intensität > VII in der Schweiz	101
IV	Anwendungsbeispiel der progressiven Pushover Methode für einen Pfeiler ...	102
IV.1	Stützendaten	102
IV.2	Momenten-Krümmungs-Beziehung	102
IV.3	Biegeverformung	103
IV.4	Schubverformungen	104
IV.5	Gesamtverformung	105

I Checkliste der 1. Stufe der Beurteilung

Diese Checkliste, die leicht an die neuen Normen angepasst wurde, dient nur zu Informationszwecken, da die erste Phase bei allen Tragwerken durchgeführt wurde. Sie kann jedoch von den Kantonen für die Priorisierung von Tragwerken verwendet werden.

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 ² (Ja/Nein):
Anzahl Dilatationfugen:	Anzahl Gerbergelenke oder Zwischenfugen:	
Längslagerungssystem:	Querlagerungssystem:	
Istwerte $b_{i,ist}$ der Absturzsicherung bei den Widerlagern eintragen:		
		
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):	
Zusammenfassende Beurteilung in der 1. Stufe: 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:	

II Messgrössen eines Erdbebens

Das folgende Bild zeigt einen ungefähren Vergleich zwischen Magnitude (M), Erdbebenherdenergie, maximaler Bodenbewegungen (Beschleunigung a, Geschwindigkeit v, Verschiebung d) und Intensität im Epizentrum (EMS-98) eines Erdbebens. Der Zusammenhang zwischen Magnitude und den anderen Messgrössen ist von der Herdtiefe abhängig. Hier wurde eine typische Herdtiefe von 10 bis 15 km angesetzt. [98].

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

III Erdbeben mit Intensität > VII in der Schweiz

Die folgende Tabelle fasst Erdbeben mit einer Magnitude $M_w \geq 5.0$ zusammen und eine maximale Intensität $\geq VII$, Intensität, ab der Strukturschäden beobachtet werden, die in der Schweiz seit dem Jahr 250 gemäss Katalog aufgetreten sind ECOS-09 (Earthquake Catalog of Switzerland 2009) [73]. Andere Erdbeben mit einer geringeren Magnitude, aber einer Intensität $\geq VII$ wurden ebenfalls in der Schweiz beobachtet, wie z. B. die Erdbeben in Kandersteg BE und Ste-Croix/ Yverdon im Jahr 1898.

Tab. III.1 Historische Erdbeben mit $M_w \geq 5.0$ und mit einer EMS-98-Intensität grösser oder gleich VII seit dem Jahr 250 in der Schweiz, nach dem Katalog ECOS-09 [73].

Jahr	Ort	M_w	Maximale Intensität
250	Kaiseraugst (Augusta Raurica)	6.0	IX
1295	Churwalden GR	6.2	VIII
1356	Basel	5.4	VII
1356	Basel	6.6	IX
1504	Ardez GR	5.4	VII
1524	Ardon VS	5.8	VIII
1584	Aigle VS	5.9	VIII
1584	Aigle VS	5.4	VII
1601	Unterwalden NW	5.9	VIII
1622	Ftan GR	5.4	VII
1650	Basel	5.3	VII
1685	Mittelwallis	5.3	VII
1755	Brig-Naters VS	5.7	VIII
1771	Niedersommeri TG	5.1	VII
1774	Altdorf UR	5.7	VIII
1777	Sarnen OW	5.1	VII
1795	Wildhaus SG	5.0	VII
1796	Grabs SG	5.1	VII
1837	Birgisch VS	5.4	VII
1846	Method-Yverdon-les-Bains VD	5.2	VII
1855	Stalden-Visp VS	6.2	VIII
1855	Stalden-Visp VS	5.5	VIII
1855	Stalden-Visp VS	5.3	VII
1855	Stalden-Visp VS	5.1	VII
1880	Embd VS	5.2	VII
1905	Massif du Mont Blanc (Lac d'Emosson)	5.5	VII-VIII*
1924	Brig VS	5.2	VII
1929	Bioley-Magnoux VD	5.0	VII
1946	Sierre VS	5.8	VIII
1946	Sierre VS	5.0	VII
1946	Sierre VS	5.5	VII
1960	Brig VS	5.0	VII
1964	Sarnen OW	5.3	VII

* Intensität am Epizentrum, da maximale Intensität für dieses Erdbeben nicht verfügbar ist.

IV Anwendungsbeispiel der progressiven Pushover Methode für einen Pfeiler

Das Beispiel zeigt die Bestimmung der Kapazitätskurve, d. h. der Kraft-Verschiebungs-Beziehung eines Brückenpfeilers. Es handelt sich um eine gekürzte Version des Berechnungsbeispiels aus dem Forschungsbericht AGB 662 [37].

IV.1 Stützendaten

Der Querschnitt der Stützen, für welche die Beispielrechnung durchgeführt wird, sowie alle notwendigen Eingangsdaten sind in der folgenden Abbildung dargestellt.

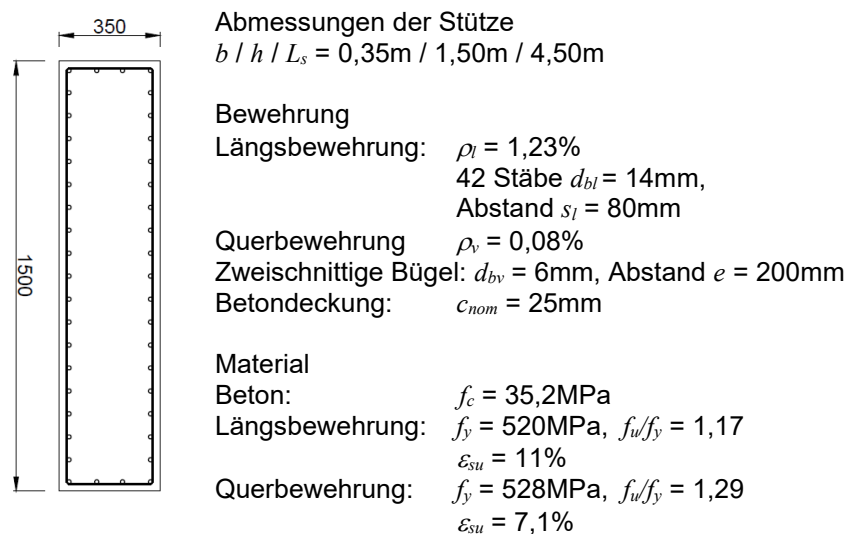


Abb. IV.1 Abmessungen und Materialeigenschaften der Brückenstützen.

IV.2 Momenten-Krümmungs-Beziehung

Zunächst wird eine Momenten-Krümmungs-Analyse des Querschnitts durchgeführt. Dies kann mithilfe von Bemessungssoftware geschehen. Die in diesem Beispiel verwendete Analyse wurde mit einem in Matlab programmierten Code durchgeführt. Für den Beton wurde die Spannungs-Dehnungs-Beziehung für umschürten Beton gemäss Mander et al. [83] verwendet. Obwohl im betrachteten Fall nur Bügel mit 90-Grad-Haken und keine zusätzlich umschürten Randbereiche vorhanden sind, konnte mit diesem Materialmodell auch nach Erreichen der Betondruckfestigkeit eine realistische Momentenkapazität abgeschätzt werden. In Bezug auf die Steigerung der Druckfestigkeit ist der durch die vorhandenen Bügel hervorgerufene Effekt allerdings gering, wie Abbildung IV.2 zeigt. Die dort dargestellte Kurve des nicht umschürten Betons wurde nur für den Überdeckungsbeton verwendet. Bei diesem wurde angenommen, dass er abblättert und abplatzt, sobald eine Dehnung von 4 Promille erreicht ist. Aus diesem Grund fällt die Spannung in der dargestellten Kurve bei einer Dehnung von 4 Promille direkt auf null ab. Für den Stahl wurde eine bilineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung verwendet und die Zugversteifung (*Tension Stiffening*) wurde nicht berücksichtigt.

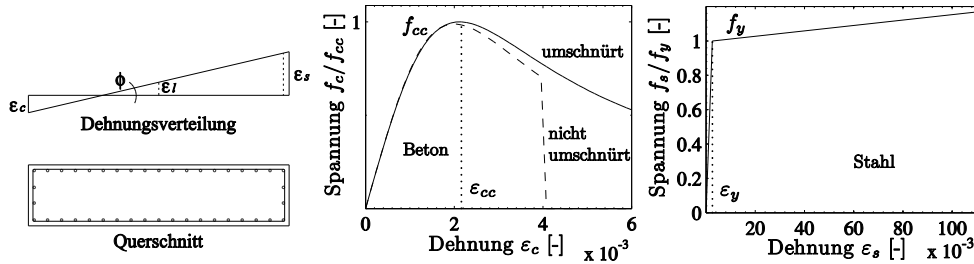


Abb. IV.2 Parameter für die Querschnittsanalyse.

Die Momenten-Krümmungs-Beziehung wird bis zu der Krümmung berechnet, bei der die Grenzdehnung, die den Bruchzustand definiert, erreicht ist. Die Grenzdehnungen können nach den Empfehlungen in Abschnitt 6.3 unter Berücksichtigung der konstruktiven Details des untersuchten Querschnitts gewählt werden.

In diesem Beispiel wurden die folgenden Werte für die maximale Dehnung unter Erdbebeneinwirkung verwendet:

- Umschnürter Beton $\varepsilon_{cu,cyc} = 0,005$
- Stahl $\varepsilon_{su,cyc} = 0,04$

Für denselben Pfeiler mit Bewehrungsstoss am Fuss wurde die maximale Dehnung des Betons auf $\varepsilon_{cu,cyc} = 0,003$ reduziert.

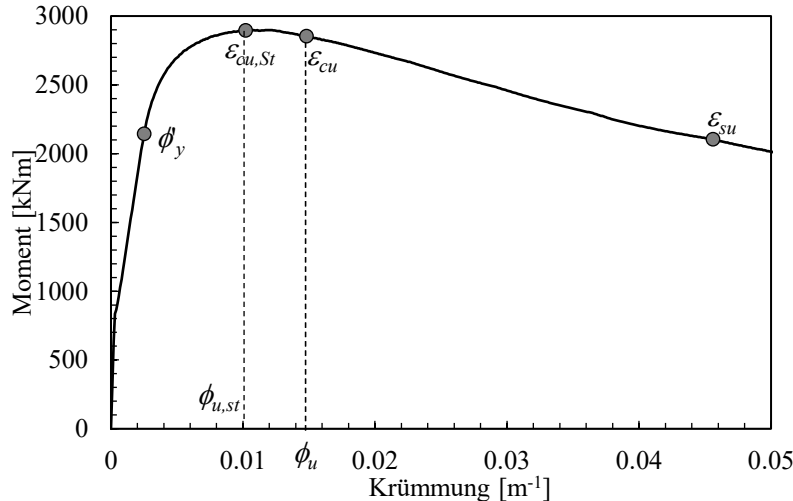


Abb. IV.3 Momenten-Krümmungs-Beziehung des betrachteten Querschnitts. Die Krümmungen, bei denen die Dehnungslimits für Stützen mit Stoss $\varepsilon_{cu,St}$, Beton ε_{cu} und Bewehrung ε_{su} erreicht sind, sind markiert.

IV.3 Biegeverformung

Die Länge des Fließgelenks wird hier nach einem Verhältnis von Bohl, Adebar (2011) für Wände (Schalen) berechnet. Die Länge kann auch nach der Norm SIA 269/8 oder anderen Vorschlägen in der Literatur berechnet werden.

$$L_p = (0,2h + 0,05L_s) \left(1 - 1,5 \frac{P}{A_g f_c} \right) \leq 0,8h \quad (4)$$

Auf die hier betrachteten Pfeiler wird eine Vertikallast P von 1300 kN ausgeübt. Mit dem Gewicht des Pfeilers und der Konstruktion beträgt die Vertikallast P insgesamt etwa 1365 kN.

Berechnung

$$L_p = (0,2 \cdot 1,5 + 0,05 \cdot 4,5) \text{m} \left(1 - 1,5 \left(\frac{1,365}{1,5 \cdot 0,35 \cdot 35,2} \right) \right) = 0,47 \text{m}$$

$$\leq 0,8 \cdot 1,5\text{m} = 1,2\text{m}$$

Die Biegeverformung wird mithilfe der Momenten-Krümmungs-Beziehung und der Länge des Fließgelenks wie folgt berechnet:

$$\Delta'_{y,fl} = \phi'_y \frac{L_s^2}{3} \quad F'_y = \frac{M_y}{L_s}$$

$$\Delta_{fl} = \Delta'_{y,fl} \frac{M}{M_y} + \left(\phi - \phi'_y \frac{M}{M_y} \right) L_p L_s \quad F = \frac{M}{L_s}$$

In den Gleichungen steht ϕ'_y für die Krümmung, bei der die Plastifizierung erstmals auftritt. Dieser Zustand ist gegeben, wenn die Spannung in der Zugzone die Elastizitätsgrenze erreicht oder wenn die Betonverformung in der komprimierten Zone des Querschnitts $\varepsilon_c = 0,002$ erreicht. Im betrachteten Fall wird die Elastizitätsgrenze der Bewehrung zuerst erreicht. Die Krümmung ϕ'_y ist in Abb. IV.3 ebenfalls dargestellt. Die Biegeverformung, ausgedrückt als Verformung am Stützenkopf, wird bis zu dem Punkt berechnet, an dem die zuvor berechnete maximale Dehnung $\phi_u(\varepsilon_{cu,cyc}, \varepsilon_{su,cyc})$ erreicht ist (siehe Abb. IV.4).

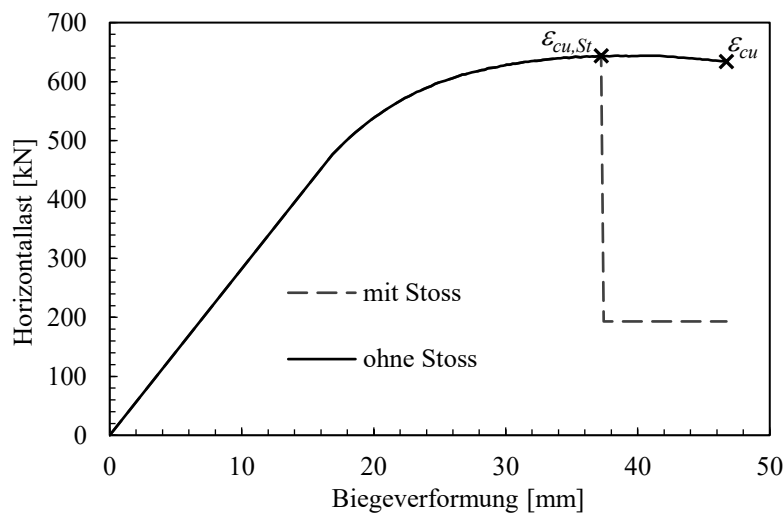


Abb. IV.4 Biegeverformung einer Stütze ohne und mit Bewehrungsstoss am Fuss.

Für die Stütze mit Bewehrungsstoss am Fuss wurde angenommen, dass bei Erreichen der Elastizitätsgrenze die Festigkeit bis zu dem Wert abnimmt, der durch die maximale Exzentrizität der Vertikallast definiert wird. Dies wird wie folgt berechnet:

$$V = \frac{P}{L_s} \frac{h_c - a}{2} \quad \text{mit} \quad a = \frac{P}{0,85 f_c b_c}$$

Berechnung

$$a = 1,365\text{MN} / (0,85 \cdot 35,2\text{MPa} \cdot 0,284\text{m}) = 0,16\text{m}$$

$$V = (1365\text{kN} / 4,5\text{m}) \cdot ((1,5\text{m} - 2 \cdot 0,033\text{m}) - 0,16\text{m}) / 2 = 193\text{kN}$$

IV.4 Schubverformungen

Der hier berechnete rechteckige Brückenpfeiler weist auch Schubverformungen auf. Diese Verformungen werden in der Modellierung durch ihr Verhältnis zur Biegeverformung berücksichtigt. Im vorliegenden Beispiel wurde der im ASTRA-Forschungsbericht 662 [37] detailliert beschriebene Ansatz gewählt. Ein ähnlicher Ansatz, der bei dieser Art von Analyse einfach verwendet werden kann, findet sich in [60]. Bei beiden Ansätzen hängt die Schubverformung von der Längsdehnung ab, die mit der Querschnittsanalyse bestimmt werden kann (siehe IV.2).

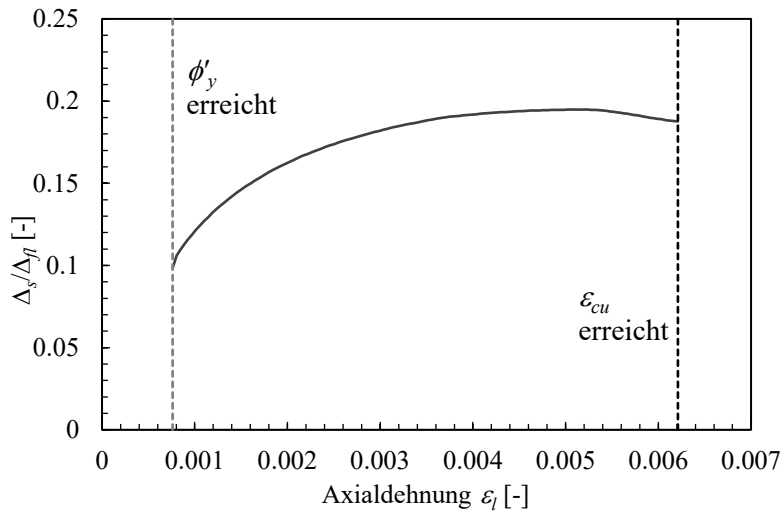


Abb. IV.5 Verhältnis der Schub- zu Biegeverformungen abhängig von der Längsdehnung des Querschnitts.

IV.5 Gesamtverformung

Die Gesamtverformung ist die Summe der Biege- und Schubverformungen. Die Schubverformungen werden hier bis zum Fließbeginn der Längsbewehrung als vernachlässigbar betrachtet und nur die Biegung wird berücksichtigt. Die Gesamtverformung bei Fließbeginn ($\phi = \phi'_y$) wird somit wie folgt geschätzt:

$$\Delta = \Delta'_{y,fl} = \phi'_y \frac{L_s^2}{3} \quad F'_y = \frac{M_y}{L_s}$$

Im unelastischen Bereich, also für $\phi > \phi'_y$, wird die Verformung wie folgt berechnet:

$$\Delta = \Delta_{fl} + \Delta_s = \Delta_{fl} \left(1 + \frac{\Delta_s}{\Delta_{fl}} \right) \quad F = \frac{M}{L_s}$$

Die Gleichungen werden mit den zuvor bestimmten Größen (L_p , Δ_s/Δ_{fl} usw.) ausgewertet. Die resultierenden Last-Verformungs-Beziehungen sind in Abb. IV.6 dargestellt. Der Knick in der Kurve ist darauf zurückzuführen, dass die als gering eingeschätzte Schubverformung im elastischen Bereich vernachlässigt wurde.

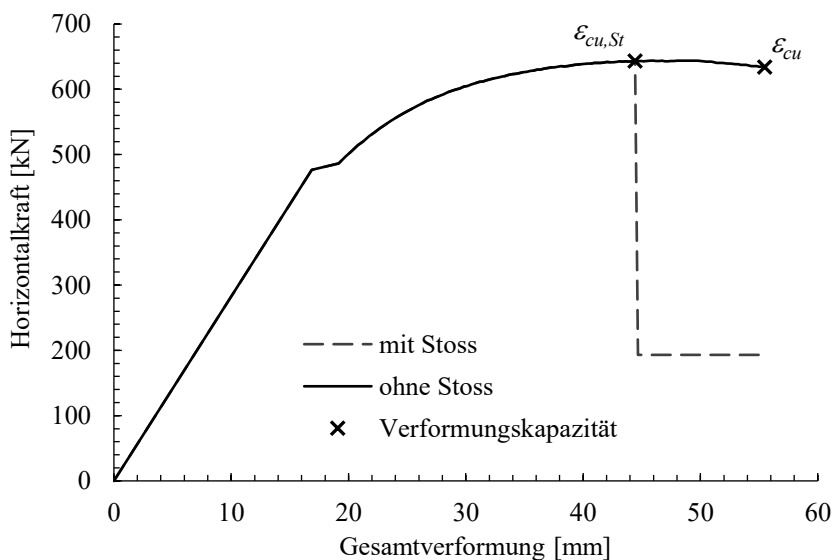


Abb. IV.6 Last-Verformungsbeziehung je eines Versuchskörpers mit und ohne Stoss (Verformung am Stützenopf).

Glossar

Begriff	Bedeutung
Antwortspektrum	Darstellung in Funktion der Schwingzeit der maximalen Bewegungsgrössen von Einmassenschwingern mit gleicher Dämpfung unter einer gegebenen Fusspunktanregung.
Baugrundklasse	Einordnung des Bauwerkstandorts gemäss Norm SIA 261 in sechs Baugrundklassen zur Bestimmung der Parameterwerte des elastischen Antwortspektrums und des Bemessungsspektrums. Die Parameter des elastischen Antwortspektrums sind für die Baugrundklassen A bis E spezifiziert.
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 sowie die Bedeutung des Bauwerks für die Katastrophenbewältigung unmittelbar nach einem Erdbeben.
Bedeutungsbeiwert	Gemäss Norm SIA 261 erfolgt bei den rechnerischen Nachweisen der Erdbebensicherheit eine Differenzierung nach Bauwerksklassen über den Bedeutungsbeiwert γ_f , der im Bemessungsspektrum und im Bemessungswert der Bodenverschiebung als Multiplikationsfaktor erscheint. (Siehe Kap. 6.4.2).
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.
Bemessungsspektrum	Darstellung des normierten Wertes der horizontalen Bodenbeschleunigung, bestimmt aus dem elastischen Antwortspektrum für eine vorgegebene viskose Dämpfung, in Abhängigkeit von der Schwingzeit unter Berücksichtigung des Bedeutungsbeiwerts γ_f und des Verhaltensbeiwertes der Tragstruktur.
Bemessungswert der Bodenbeschleunigung	Für die Erdbebenbemessung anzusetzende maximale horizontale Bodenbeschleunigung. In den Normen in Funktion der Erdbebenezone, der Bauwerksklasse und der Baugrundklasse angegeben.
Bemessungswert der Bodenverschiebung	Für die Erdbebenbemessung anzusetzende maximale horizontale Bodenverschiebung. In den Normen in Funktion der Erdbebenezone, der Bauwerksklasse und der Baugrundklasse angegeben.
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. Normalfall für Nationalstrassenbrücken. Gemäss Norm SIA 269/8 für bestehende Bauwerke wird diese Bauwerksklasse in die drei Kategorien BWK II, BWK II-s (Schulen und Kindergärten) und BWK II-i (Bauwerke mit bedeutender Infrastrukturfunktion) unterteilt.
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 SIA-Tragwerksnormen. (Siehe Kapitel 2.4.4).
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 verformungsbasierte Verfahren.
EMS-98-Skala	Europäische Makroseismische Skala [75]. 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).
Epizentrum	Punkt auf der Erdoberfläche über dem Hypozentrum, d.h. dem Erdbebenherd.
Erdbebenbemessung	Bemessung eines Bauwerkes für die Auswirkungen infolge Erdbebeneinwirkung.
Erdbebenentwurf	Anfängliche Auswahl (ohne Berechnungen) der Hauptmerkmale des Bauwerks, um ein gutes seismisches Verhalten der Struktur zu gewährleisten.

Begriff	Bedeutung
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.
Erdbebenzone	Geografische Region, die durch ein gleichbleibendes Niveau der Erdbebengefährdung gekennzeichnet ist. Nach der Norm SIA 261 (2020) ist die Schweiz in fünf Erdbebenzonen unterteilt.
Erfüllungsfaktor	Verhältnis zwischen der Erdbebeneinwirkung, die zum nominellen Versagen eines Bauteils führt, und dem Überprüfungswert dieser Erdbebeneinwirkung. Der Erfüllungsfaktor unterscheidet sich vom Erfüllungsgrad gemäss der Norm SIA 269.
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	Eine Grösse, die die Stärke der Erschütterungen eines Erdbebens beschreibt. Sie wird anhand von Beobachtungen des menschlichen Verhaltens sowie von Schäden an Gebäuden und der Natur bestimmt. In Europa wird dafür die zwölfstufige EMS-98-Skala verwendet.
Intensität am Epizentrum	Maximale Intensität im Bereich des Epizentrums des Erdbebens.
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 werden, 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.
Kraftbasiertes Verfahren	Gegenüberstellung der Kraftgrössen der Auswirkungen zu den Widerständen.
Lebenswichtiges Netzwerk (Lifelines)	Bauwerke, Anlagen und Einrichtungen der Infrastruktur, die im Falle einer Katastrophe lebenswichtig / unverzichtbar sind.
Magnitude	Mass für die im Erdbebenherd freigesetzte Energie. Sie wird aus der maximalen Bewegung des Bodens berechnet. Die Richterskala (logarithmische Skala) wird in der Regel verwendet, um diese auszudrücken. Im Jahr 2020 überarbeitete und kalibrierte der Schweizerische Erdbebenendienst die Lokalbebenmagnitude («MLhc»). Für Erdbeben, die sich mehr als 2000 Kilometer von seismologischen Stationen entfernt ereignen, wird die Raumwellenmagnitude mb oder die Oberflächenwellenmagnitude MS (S-Wellen) bestimmt.
Nicht duktiler Tragwerksverhalten	Auf der konventionellen Bemessung beruhendes Konzept für Erdbebenbemessung in den SIA-Tragwerksnormen. (Siehe Kapitel 2.4.4).
Seismizität	Siehe Erdbebengefährdung.
Tragsicherheit	Eignung eines Tragwerks und seiner Bauteile, die Gesamtstabilität sowie eine ausreichende Tragfähigkeit (einschliesslich Ermüdung) gegenüber den betrachteten Einwirkungen zu gewährleisten, unter Berücksichtigung einer zuvor festgelegten erforderlichen Zuverlässigkeit.
Tragwiderstand	Grenze des Widerstands
Verformungsbasiertes Verfahren	Gegenüberstellung der 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. (Siehe Kapitel 6.3.5).
Verletzbarkeit	Schadensanfälligkeit von Bauwerken bei unterschiedlicher Erdbebenstärke.
Verschiebeduktilität	Verhältnis zwischen der maximalen Verschiebung und der Verschiebung bei Fließbeginn.

Begriff	Bedeutung
Widerstand	Fähigkeit eines Tragwerks und seiner Bauteile, den auf das Tragwerk einwirkenden Einwirkungen zu widerstehen.
Wiederkehrperiode	Zeitdauer innerhalb der bei sehr langer Beobachtungsdauer eine gewisse Erdbebenstärke im Mittel einmal erreicht oder überschritten wird.

Abkürzungen	Definitionen
ASTRA	Bundesamt für Strassen
BAFU	Bundesamt für Umwelt
BWK	Bauwerksklasse (Siehe Definitionen)
NEB	Neuer Netzbeschluss
SIA	Schweizerische Ingenieur- und Architektenverein

Literaturverzeichnis

Normen

- [1] Europäisches Komitee für Normung (CEN), Brüssel, (2009) „**Anti-Seismic Devices (Erdbebenvorrichtungen)**“, EN 15129,
- [2] Eurocode 8 (2003): "**Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 1: Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments**" *Norme Européenne prNV 1998-1, projet définitive, Bruxelles.*
- [3] Eurocode 8 (2004) "**Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 2 Bridges**" *Norme Européenne prEN 1998-2, Draft No. 5, Bruxelles.*
- [4] Eurocode 8 (2004) "**Calcul des structures pour leur résistance aux séismes Partie 3: Evaluation et modernisation des bâtiments**" *Norme Européenne prEN 1998-3, projet définitive, Bruxelles.*
- [5] Eurocode 8 (2003) "**Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 5: Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques**" *Norme Européenne prNV 1998-5, projet définitive, Bruxelles.*
- [6] New Zealand Standard NSZ, (1995), „**Concrete Structures. Part 1: The Design of Concrete Structures, Part 2: Commentary**“, *NSZ Wellington, New Zealand.*
- [7] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (2004), „**Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkung und Regeln für Hochbauten**“, *Norm SIA 260.801, EN 1998-1:2004.*
- [8] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (2005), „**Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 2: Brücken**“, *Norm SIA 260.802, EN 1998-2:2005.*
- [9] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (2006), „**Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden**“, *Norm SIA 260.803, EN 1998-3:2005.*
- [10] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (2005), „**Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 5: Gründungen, Stützbauwerke und geotechnische Aspekte**“, *Norm SIA 260.805, EN 1998-5:2004.*
- [11] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (1970), „**Normen für die Belastungsannahmen, die Inbetriebnahme und die Überwachung Bauten**“, *Norm SIA 160.*
- [12] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (1989), „**Actions sur les structures porteuses**“, *Norm SIA 160.*
- [13] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (2003), „**Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses**“, *Norm SIA 260.*
- [14] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (2003), „**Actions sur les structures porteuses**“, *Norm SIA 261.*
- [15] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (2003): "**Constructions en béton**", *Norme SIA 262.*
- [16] Société suisse des ingénieurs et des architectes (2003) "**Constructions en acier**", *Norme SIA 263*
- [17] Société suisse des ingénieurs et des architectes (2003) "**Géotechnique**", *Norme SIA 267.*
- [18] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (2011), „**Bases pour la maintenance des structures porteuses**“, *Norme SIA 269.*
- [19] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (2011), "**Maintenance des structures porteuses - Structures en béton**" *Norme SIA 269/2.*
- [20] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (2017) „**Maintenance des structures porteuses – séismes**“, *Norme SIA 269/8.*
- [21] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (2004), „**Vérification de la sécurité parasismique des bâtiments existants**“, *Cahier technique SIA 2018.*
- [22] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (2020), „**Actions sur les structures porteuses**“, *Norme SIA 261.*
- [23] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (1970) **Norm SIA 160: Normen für die Belastungsannahmen, die Inbetriebnahme und die Überwachung der Bauten.**
- [24] Société suisse des ingénieurs et des architectes (1975) **Praktische Massnahmen zum Schutze der Bauwerke gegen Erdbebenwirkung.** *Empfehlung zu Art. 22 der Norm SIA 160 Empfehlung SIA 160/2*
- [25] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (2004) "**Vérification de la sécurité parasismique des bâtiments existants**" *Cahier technique SIA 2018*

Weisungen und Richtlinien des ASTRA

- [26] Bundesamt für Strassen, (2005), „Überwachung und Unterhalt der Kunstbauten der Nationalstrassen“, *Richtlinie ASTRA 12002*, www.astra.admin.ch
- [27] Bundesamt für Strassen (2007), „Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Strassenbrücken“ *Rundschreiben ASTRA vom 25. April 2007 an die Kantonsingenieure und an die Chefs der kantonalen Autobahnbüros*.
- [28] Bundesamt für Strassen, (2007), „Boden- und Felsanker“, *Richtlinie ASTRA 12005*, www.astra.admin.ch
- [29] Donzel M., Egger M. (2003) "Introduction aux nouvelles normes (swisscodes); dispositions transitoires, réglementations" (http://www.astra.admin.ch/media/pdfpub/2003-01-24_2232_f.pdf). Circulaire de l'Office fédéral des routes (OFROU) du 24.1.2003 aux ingénieurs cantonaux et aux chefs des bureaux cantonaux des autoroutes, Berne.

Dokumentationen / Berichte

- [30] ASTRA 82003 (2005), Wenk T. „Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Strassenbrücken“, *Dokumentation, Ausgabe 2005*.
- [31] ASTRA 82017 (2019), "Erdbebensicherheit von Erd- und Stützbauwerken: Bemessung und Überprüfung"
- [32] ASTRA 82018 (2019), "Erdbebensicherheit von Erd- und Stützbauwerken: Fallbeispiele"
- [33] Bundesamt für Umwelt BAFU, (2008), „Erdbebenertüchtigung von Bauwerken. Strategie- und Beispielsammlung aus der Schweiz“, *Umwelt-Wissen Nr. 0832*.
- [34] Bimschas M., Dazio A. (2014) "Sécurité parasismique des ponts existants", *Rapport de recherche 663, projet de recherche AGB 2003/014, OFROU*
- [35] Buckle Ian G. et al. (2006) "Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: part 1 – Bridges". *Federal Highway Administration, US Department of Transportation. Publication No. FHWA-HRT-06-032, McLean, Virginia January*.
- [36] Cerema, (2017) „Diagnostic et renforcement sismiques des ponts“.
- [37] Hannewald P., Beyer K. (2014) "Sécurité sismique des ponts existants – comportement plastique - cyclique des piles de pont", *Rapport de recherche 662, projet de recherche AGB 2008/001, OFROU*
- [38] Lestuzzi P., Wenk T. (2003): *Les dimensionnements parasismiques de la norme SIA 263. Documentation D 0183. Constructions en acier – Introduction à la norme SIA 263. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich*.
- [39] MCEER/ATC-49-1 (2005): "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*
- [40] Office Fédéral de l'environnement OFEV (2016) "Sécurité sismique des éléments non structuraux et d'autres installations et équipements"
- [41] Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA) et Société National des Chemins de Fer Français (SNCF) (2000) *Ponts courants en zone sismique guide de conception, Paris*.
- [42] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (2005), Dazio A. "Tragfähigkeit von Betonbauten“, *Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben, SIA-Dokumentation D 0211, Einführung in das Merkblatt SIA 2018*.
- [43] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (2010), Dazio A. „Erdbebensicherheit bestehender Brücken“, *Neues aus der Brückenforschung, Dokumentation SIA D 0234*.
- [44] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (2002), Joris J.-P., „Das Brücken-Managementsystem im Bundesamt für Strassen“, *Betonbau in der Schweiz, Schweizer Gruppe der Internationalen Vereinigung für Beton (fib-ch)*,
- [45] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA, (2003), Marioni A „Innovative Anti-Seismic Devices for Bridges“, *Tagungsband der DACH-Tagung "Aktuelle Probleme der Brückendynamik", Dokumentation D0198*.
- [46] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (1997), Wenk T., Dazio A., Hertelendy P., Zimmerli D., „Das Erdbeben in Italien vom 26. September 1997“, *Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein Vol. 115. No. 44*.
- [47] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (2003, Wenk T. & Lestuzzi P.), „Erdbeben, in: Grundlagen der Projektierung von Tragwerken - Einwirkungen auf Tragwerke, Einführung in die Normen SIA 260 und 261“, *Dokumentation SIA D 0181*.
- [48] Tarquini D., Beyer K. (en cours) AGB 2015/002 "Modellierung des Erdbebenverhalnes von Stahlbetonbrückenstützen mit und ohne Bewehrungsstoss im plastischen Gelenk."

- [49] Vogt R. (2005): **Analyse structurale. Documentation D 0211.** *Vérification de la sécurité parasismique des bâtiments existants, introduction au cahier technique SIA 2018.* Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.
- [50] Wenk T. (1997) **"Erdbebensicherung bestehender Bauwerke nach verschiedenen Normen"** Tagungsband der DACH-Tagung "Erdbebensicherung bestehender Bauwerke und aktuelle Fragen der Baudynamik", SIA-Dokumentation D 0145. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.
- [51] Wenk T. (2005): **Actions sismiques. Documentation D 0211.** *Vérification de la sécurité parasismique des bâtiments existants, Introduction au cahier technique SIA 2018.* Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.
- [52] Wenk T., Lestuzzi P. (2003) **Séismes. Documentation D 0181.** *Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses – Actions sur les structures porteuses – Introduction aux normes SIA 260 et 261.* Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.

Weitere Literatur

- [53] Antonellis G., Panagiotou M. (2014), **Seismic Response of Bridges with Rocking Foundations Compared to Fixed-Base Bridges at a Near-Fault Site**, *Journal of Bridge Engineering*.
- [54] Antonellis G., Panagiotou M. (2015) **"Shake Table Test of Large-Scale Bridge Columns Supported on Rocking Shallow Foundations"** *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*.
- [55] Archer, G.C. **The Earthquake Engineering Online Archive NISEE e-Library.** Northridge Earthquake. Image-NR882, Image-NR887. South Abutment, National Information Service for Earthquake Engineering NISEE, <https://nisee.berkeley.edu/elibrary/>.
- [56] Bachmann H., Ammann W., (1987), **„Schwingungsprobleme bei Bauwerken“**, IVBH, Zürich.
- [57] Bachmann H. (1990) **"Sind Brückenlager für Erdbebenkräfte auszubilden?"** Sonderdruck Nr. 179 aus *Bauingenieur 65.* Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich. Birkhäuser Verlag, Basel.
- [58] Bachmann H., (2002), **„Erdbebensicherung von Bauwerken. 2. Auflage“**, Birkhäuser Verlag, Basel.
- [59] Basöz N.I., Kiremidjian A.S., King S.A., Law K.H. (1999) **"Statistical Analysis of Bridge Damage Data from the 1994 Northridge, CA, Earthquake"**. *Earthquake Spectra*, Vol. 15 No. 1, Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Oakland, California.
- [60] Beyer K., Dazio A., Priestley MJN. (2011) **"Shear Deformations of Slender Reinforced Concrete Walls under Seismic Loading"** *ACI Structural Journal*, V. 108, No. 2.
- [61] Biesiadecki G.L.; Dobry R.; Leventis G.E., Peck, R.B., (2004) **"Rion – Antirion Bridge Foundations: A Blend of Design and Construction Innovation"**. *International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*. 14.
- [62] Buckle Ian G., Freidland Ian M. (1995) **"Seismic Retrofitting Manual for Highway Bridges"** *Federal Highway Administration, US Department of Transportation. Publication No. FHWA-RD-94-052*, McLean, Virginia
- [63] Brühwiler E., Menn C. (2003) **"Stahlbetonbrücken"**. 3. Auflage, Birkhäuser Verlag, Wien.
- [64] Chang K.C., Lee Z.K., Loh C.H., Chen C.C., Chou C.C., Huang S.K., (2004), **"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.
- [65] Chopra A.K., (2007), **"Dynamics of Structures"**, Prentice Hall.
- [66] Dazio A. (2005): **Capacité portante de structures en béton. Documentation D 0211.** *Vérification de la sécurité parasismique des bâtiments existants, Introduction au cahier technique SIA 2018.* Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich 2005.
- [67] Dazio A., (2007), **„Vorlesung Erdbebensicherung von Bauwerken“** *Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich.*
- [68] Dazio A., (2008), **„Inelastische Analyseverfahren im Erdbebeningenieurwesen“**, Kapitel 2 von *Erdbebensicherung von Bauwerken II, Folienkopien HS 2008*, ETH Zürich.
- [69] 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.
- [70] DesRoches R., Fennes G.R (2001) **"Simplified Restraint Design Procedure for Multiple-Frame Bridges"**. *Earthquake Spectra*, Vol. 17, No. 4., Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Oakland, California 2001.
- [71] 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, California 2003.
- [72] Fäh et al. (2003): **Earthquake Catalogue of Switzerland (ECOS) and the related macroseismic database** *Eclogae Geologicae Helvetiae*, v.96 p. 219-236, Basel.

-
- [73] Fäh, D., Giardini, D., Kästli, P., Deichmann, N., Gisler, M., Schwarz-Zanetti, G., Alvarez-Rubio, S., Sellami, S., Edwards, B., Allmann, B., Bethmann, F., Wössner, J., Gassner-Stamm, G., Fritsche, S., Eberhard, D., (2011). **"ECOS-09 Earthquake Catalogue of Switzerland Release 2011"**. Report and Database. Public catalogue, 17.4.2011. Swiss Seismological Service ETH Zürich, Report SED/RISK/R/001/20110417.
-
- [74] Giardini, D., Wiemer, S., Fäh, D., Deichmann, N., (2004), **"Seismic Hazard Assessment of Switzerland"**, *Swiss Seismological Service, ETH Zürich*.
-
- [75] Grünthal G., Musson R.M.W., Schwarz J., Stucchi M., (1998), **"European Macroseismic Scale"**, *Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Vol. 15, Conseil de l'Europe, Luxembourg (EMS-98)*.
-
- [76] Hao, Bi, Chouw, Ren (2013) **State-of the-Art Review on Seismic Induced Pounding Response of Bridge Structures**, *Journal of Earthquake and Tsunami, Vol. 7, No. 3*
-
- [77] Idriss I.M., Boulanger R.W., (2008), **"Soli Liquefaction During Earthquakes"**, **Second Monograph Series MNO-12**, *Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Oakland, Kalifornien*.
-
- [78] 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.
-
- [79] Kowalsky, M.J., Priestley, M.J.N. (2000), **"Improved analytical model for shear strength of circular reinforced concrete columns in seismic regions"** *ACI Structural Journal, vol. 97, no. 3, pp. 388–396*.
-
- [80] Kramer S.L., (1996), **"Geotechnical Earthquake Engineering"**, *Prentice Hall*.
-
- [81] Lin M.L., Wang K.L., Chen T.C., (2000), **"Characteristics of the slope failure caused by the Chi-Chi earthquake"**, *International Workshop on Annual Commemoration of Chi-Chi Earthquake, Taipei, Taiwan*.
-
- [82] Liu R., Palermo A. (2016) **"Controlled rocking, dissipative controlled rocking and multi-hierarchical activation: numerical analysis and experimental testing"** ECCOMAS Congress 2016 VII European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering, Crete Island, Greece, 5–10 June 2016.
-
- [83] Mander, J.B., Priestley M.N. et Park, R (1988), **"Theoretical stress-strain model for confined concrete"** *ASCE Journal of Structural Engineering, Bd. 114, Nr. 8, pp. 1804-1826*.
-
- [84] Marioni A. (2003): **Innovative Anti-Seismic Devices for Bridges**. *Tagungsband der DACH-Tagung "Aktuelle Probleme der Brückendynamik", SIA-Dokumentation D0198. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 2003*.
-
- [85] Miari, Choong, Jankowski (2019), **"Seismic Pounding Between Bridge Segments: A State-of-the-Art Review"**, *Archives of Computational Methods in Engineering*
-
- [86] Moehle J., Eberhard M. (2014) **Earthquake damage to bridges**, Book Chapter, *Bridge Engineering Handbook, Seismic Design By Wai-Fah Chen, Lian Duan, 2nd Edition*.
-
- [87] Müller F.P., Keintzel E., (1984), **"Erdbebensicherung von Hochbauten"**, *Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin*.
-
- [88] Paulay T., Priestley M.J.N., (1992), **"Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings"** *John Wiley & Sons, Chichester*.
-
- [89] Pezeshk S., Chang T.S., Yiak K.C., Kung H.T. (1993) **"Seismic Vulnerability Evaluation of Bridges in Memphis and Shelby County, Tennessee"** *Earthquake Spectra, Vol. 9 No. 4., Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Oakland, California*.
-
- [90] Priestley M.J.N., Seible F., Calvi G.M., (1996), **"Seismic Design and Retrofit of Bridges"**, *John Wiley & Sons, Chichester*.
-
- [91] Priestley M.J.N., Calvi G.M., Kowalsky M.J., (2007), **"Displacement-Based Seismic Design of Structures"**, *USS Press, Pavia*.
-
- [92] Sägesser R. & Mayer-Rosa D, (1978), **"Erdbebengefährdung in der Schweiz"**, *Schweizerische Bauzeitung, Nr. 7, Zürich*.
-
- [93] Schneider J., Kölz E., Bürge M. (2002) **Beurteilung der Erdbebensicherheit eidgenössischer Bauwerke**. *Bundesamt für Wasser und Geologie, Biel*.
-
- [94] Seible F., Priestley M.J.N., MacRae G., (1995), **"The Kobe Earthquake of January 17, 1995"**, *Structural Systems Research Report No. SSRP - 95/03, University of California, San Diego, La Jolla*.
-
- [95] Sellami S. et al., (2002), **"Seismic hazard maps of Switzerland"**, *Schweizerischer Erdbebendienst (SED)*.
-
- [96] Sitar N., Bardet J.P. et al. (2001) **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, California*.
-
- [97] Skinner R.I. et al. (1993) **"An introduction to seismic isolation"**, *John Wiley & Sons Ltd, England*.
-
- [98] Smit P. (2004) **"Entstehung und Auswirkungen von Erdbeben"**. *Forum 4/2004, Bundesamt für Bevölkerungsschutz, Bern*.
-
- [99] Steinbrugge, K.V. (1971) **I-5/I-210 Image-S4378**, *National Information Service for Earthquake Engineering NISEE, <https://nisee.berkeley.edu/elibrary/>*.
-

-
- [100] Thibault C. (2001) "**Méthode d'évaluation préliminaire du risque sismique sur les ouvrages d'art existants**". *Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement, Paris*.
-
- [101] Wenk T. (2000) **Erdbebensicherung bestehender Bauwerke. Vorlesungsunterlagen zur Vorlesung "Erdbebensicherung von Bauwerken"**. *Institut für Baustatik und Konstruktion IBK, ETH, Zürich*.
-
- [102] Wenk T., (2011), „**Erdbebensicherung von Bauwerken I, Folienkopien FS 2011**“, *ETH Zürich*.
-
- [103] Wenk T. & Beyer K., (2011), „**Das Verhalten von Strassenbrücken während des Chile-Erdbebens am 27. Februar 2010**“, *D-A-CH-Mitteilungsblatt, Bauingenieur 86 (2011), Heft 9*.
-
- [104] Wenk T., Dazio A., Hertelendy P., Zimmerli D. (1997) **Das Erdbeben in Italien vom 26. September 1997**. *Schweizer Ingenieur und Architekt . Vol. 115. No. 44, Zürich*.
-
- [105] Wotherspoon L.M., Palermo A. (2012) "**Performance of bridges in regions affected by liquefaction during the 2010-2011 Canterbury earthquake sequence**", *Proceedings 15th WCEE Lisboa, Portugal*
-
- [106] Yashinsky M., Karshenas M.J., (2003), „**Fundamentals of Seismic Protection for Bridges**“, *Second Monograph Series MNO-9, Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Oakland, Kalifornien*.
-

Technische Merkblätter

-
- [107] Earthquake protection systems (EPS), **Triple Pendulum™ Isolator** www.earthquakeprotection.com/triple-pendulum. Consulté octobre 2020
-
- [108] Freyssinet (2018) "**Earthquake protection devices ISOSISM® range**" *documentation*.
-
- [109] Jarret Structures - **Preloaded spring dampers (PDS)**, jarretstructures.com/en/doc/. Consulté octobre 2020.
-
- [110] Mageba **Système de fusible sismique des joints des culées** www.mageba-group.com/global/fr/1026/Infrastructure/Protection-parasismique/FUSE-BOX-pour-joints-a-lamelles/Detail.htm. Consulté octobre 2020.
-
- [111] MAURER Earthquake protection systems, **documentation MAURER** 09.2020.
-
- [112] Mageba **LASTO®HDRB High Damping Rubber Bearing** www.mageba-group.com/latam/en/1026/Industry/Seismic-devices/LASTO-HDRB/Detail.htm. Consulté octobre 2020.
-
- [113] Mageba **RESTON®PSD Preloaded Spring Damper** www.mageba-group.com/sk/en/1026/Industry/Seismic-devices/RESTON-PSD/Detail.htm. Consulté octobre 2020.
-

Abbildungsverzeichnis

Abb. 2.1 Einfluss der Erdbeben-Normengeneration auf das Schadensausmass von 233 Brücken im Hauptschadensgebiet des Erdbebens von Northridge bei Los Angeles in Kalifornien [101].	9
Abb. 2.2 Erdbebenzonen der Schweiz mit zugehöriger EMS-Intensität und maximaler horizontaler Bodenbeschleunigung des Bemessungsbebens gemäss Norm SIA 160 aus dem Jahre 1989 [12].	10
Abb. 2.3 Karte der Erdbebenzonen der Schweiz gemäss Norm SIA 261 von 2003 und 2014 [14].	12
Abb. 2.4 Neue Karte der Erdbebenzonen der Schweiz gemäss Norm SIA 261 von 2020 [22].	12
Abb. 2.5 Elastische Antwortspektren der Norm SIA 261 von 2020 für die Erdbebenzone Z2 ($a_{gd} = 1,0 \text{ m/s}^2$) im Vergleich mit den Spektren der Vorgängerversionen.	13
Abb. 2.6 Geschichtliche Entwicklung des Ersatzkraftindex für duktiles und für nicht duktilen Stahlbeton-Tragwerksverhalten in den letzten vier SIA-Normengenerationen (Erdbebenzone Z3b, Baugrundklasse B, Bauwerksklassen BWK II und BWK III).	15
Abb. 2.7 Normengeneration der Erdbebennormen, nach denen die 4280 Brücken des Nationalstrassennetzes gebaut wurden (2020).	19
Abb. 3.1 Absturz eines Brückenträgers beim Erdbeben in Kobe 1995 (links) und in Chile 2010 (rechts) [30].	20
Abb. 3.2 Absturz der Brückenträger einer vorfabrizierten Balkenbrücke beim Erdbeben in Taiwan 1999 [30].	21
Abb. 3.3 Seitlich verschobener und von den Lagern auf das Stützenjoch gefallener Brückenträger beim Erdbeben in Kobe 1995 [30].	21
Abb. 3.4 Einsturz von Stahlbetonbrückenstützen beim Erdbeben in Kobe 1995. [30].	22
Abb. 3.5 Beulen einer runden Stahlstütze beim Erdbeben in Kobe 1995 [30].	22
Abb. 3.6 Schubversagen einer Stahlbetonbrückenstütze beim Erdbeben in Kobe 1995 [30].	23
Abb. 3.7 Beschädigte Naturstein-Bogenbrücke beim Erdbeben von Ceyhan in der Südtürkei 1998 (links) [30], eingestürzte Naturstein-Bogenbrücke Rio Claro beim Centro-Sur-Erdbeben in Chile 2010 (rechts).	23
Abb. 3.8 Dreifeldträger mit fester Längslagerung am Widerlager am rechten Bildrand (links), Detail des abgerissenen festen Längslagers auf dem Widerlager (rechts), nach dem Erdbeben in Kobe 1995 [30].	24
Abb. 3.9 Balkenbrücke mit 657 m langem Durchlaufträger und fester Längslagerung beim Widerlager, links im Bild (siehe Detail in Abb. 3.10) [30].	25
Abb. 3.10 Längsschnitt durch das Widerlager mit fester Längslagerung (Bild links). Ausgerissene Ankerplatte der Zugstangen $\varnothing 50 \text{ mm}$ des Längslagers in der anbetonierten Scheibe an der Widerlagerrückwand (Bild rechts), Umbrien 1997 [50] [30].	25
Abb. 3.11 Beschädigte Fahrbahnübergänge nach dem Erdbeben in Taiwan 1999 [30].	26
Abb. 3.12 Geringfügige Setzungen hinter dem Widerlager einer Strassenbrücke in Boumerdès, Algerien 2003 [30].	26
Abb. 3.13 Beschädigung des Widerlagers durch Setzungen (NISEE-PEER, Univ. of California, Berkeley, [55]).	27
Abb. 3.14 Versagen des Widerlagers, I-5/I-210 Interchange, Erdbeben von San-Fernando 1971. (Quelle: NISEE-PEER, Univ. of California, Berkeley [99]).	27
Abb. 3.15 Typische Erdbebenschäden an Brücken durch Aneinanderschlagen: Fall A zwischen den Fahrbahnplatten und Fall B zwischen der Fahrbahnplatte und dem angrenzenden Widerlager. (Quellen: [86],[76]).	28
Abb. 3.16 Grossflächige Setzungen infolge Bodenverflüssigung um die Pfahlkopfplatte einer Brückenstütze, Kobe 1995 [30].	30
Abb. 3.17 Beispiele für Brückenschäden nach dem Erdbeben von Christchurch a) nördliches Widerlager der Brücke der Strasse Gayhurst; b) südliches Widerlager der Brücke der Strasse Avondale; c) südliches Widerlager der Brücke an der Promenade ANZAC; d) westliches Widerlager der Brücke South Brighton [105].	30
Abb. 4.1 Zwischenfugen über Stützen sind zu vermeiden.	32
Abb. 4.2 Gerbergelenk mit zu kurzer Auflagelänge (Chocolatière-Viadukt über die N09, heute Pont sur le Flon genannt, vor der Sanierung und Verbreiterung der Gerber Auflagerbank).	32
Abb. 4.3 Absturzsicherung mit Längspuffern bei einer Stahlbrücke in Taipeh, Taiwan [30].	33
Abb. 4.4 Zwischenfuge über einer Stütze mit Gefahr eines Trägerabsturzes in Längs- und Querrichtung [30].	33
Abb. 4.5 Stark reduziertes horizontales Verformungsvermögen einer Stütze infolge der massiven Pflasterung des Flussbords [30].	34
Abb. 4.6 Schubnocken zur seitlichen Absturzsicherung eines Durchlaufträgers auf einer Stütze. [30].	34
Abb. 4.7 Hochdämpfendes Gummilager (links); Brückenlager mit seitlich eingebauten hysteretischen Dämpfungs-Elementen (rechts) [84].	35
Abb. 4.8 Zwischen dem tragenden Element der Brücke und dem Pfeiler eingefügter Dämpfer mit in Längsrichtung beweglicher Abstützung (Brücke über die Rhône in Riddes).	36
Abb. 4.9 Aussteifung Rohrleitungen längs und quer [33].	38
Abb. 4.10 Verschiedene Typen von flexiblen Verbindungen [33].	38
Abb. 5.1 Ablaufschema der 1. Stufe der Beurteilung der Erdbebensicherheit von bestehenden Strassenbrücken [30].	41
Abb. 5.2 Ablaufschema der 2. Stufe der Beurteilung der Erdbebensicherheit von bestehenden Strassenbrücken [30]. Der Wert α_{adm} wurde in der Dokumentation von 2005 [30] mit 0.9 angenommen und mit der unveröffentlichten Version der 2013 überarbeiteten Dokumentation auf 0.7 (beziehungsweise 0.8 für die BWK III) angepasst.	43

Abb. 5.3 Bei der 1. Stufe der Beurteilung wurden im Boden eingebettete, monolithische Rahmenbrücken als genügend erdbebensicher ausgeschieden [30].	46
Abb. 5.4 Bei der Bewertung der 1. Stufe wurden im Boden eingebettete monolithische Sprengwerkbrücken als genügend erdbebensicher ausgeschieden.	46
Abb. 6.2 Unterschiedliche Modellierungen des Brückentragwerks [91].	50
Abb. 6.3 Bilineare Approximation (rote Linie) der Momenten-Krümmungsbeziehung (blaue Linie) eines Stahlbetonträgers, nach [67].	51
Abb. 6.4 Richtwerte zur Berechnung der effektiven Biegesteifigkeit von Stahlbetonbauteilen, die unter Erdbebeneinwirkung plastische Verformungen erfahren (Fig.2 der Norm SIA 269/8 [20]).	52
Abb. 6.5 Einfache Modellierung der Baugrundnachgiebigkeit durch lineare Federn für die vertikale und die horizontale Verschiebung sowie das Kippen (nach [87] aus [58]).	54
Abb. 6.8 Elastische Antwortspektren der horizontalen Beschleunigung der Norm SIA 261 (2020) für die Erdbebenezone Z2 ($a_{gd} = 1,0 \text{ m/s}^2$) und die Bauwerksklasse BWK I ($\gamma_f = 1,0$).	55
Abb. 6.9 Elastische Antwortspektren der relativen Verschiebung der Norm SIA 261 (2020) für die Erdbebenezone Z2 ($a_{gd} = 1,0 \text{ m/s}^2$) und die Bauwerksklasse BWK I ($\gamma_f = 1,0$).	56
Abb. 6.10 Modell mit steifem Überbau (rechts) für die Ersatzkraftanalyse einer geraden Balkenbrücke mit schwimmender Lagerung (links).	57
Abb. 6.11 Modell mit flexiblem Überbau (oben) für die Ersatzkraftanalyse einer längeren geraden Balkenbrücke mit fester Längslagerung an einem starren Widerlager (unten).	58
Abb. 6.12 Modell mit steifem Überbau (unten) für die Ersatzkraftanalyse einer geraden Balkenbrücke in Querrichtung (oben). Die Brücke wird bei den Widerlagern als quer verschieblich gelagert angenommen.	59
Abb. 6.13 Modell des Einzelpfeilers (rechts) für die Ersatzkraftanalyse in Querrichtung eines Pfeilers einer Balkenbrücke (links).	60
Abb. 7.1 Mindestabmessungen der Auflagerbereiche zur Absturzsicherung von Brückenträgern (Fig.19 Norm SIA 261 (2020) [14]).	64
Abb. 7.4 System mit seismischer Sollbruchvorrichtung («Fuse Box») in der Widerlagerfuge [110].	66
Abb. 8.2 Infrastruktursatz IS zur Bewertung der Verhältnismässigkeit von Massnahmen zur Erhöhung der Erdbebensicherheit, abhängig vom Erfüllungsfaktor α_{eff} und der Bauwerksklasse einer Brücke mit BWK II-i oder III (Fig. 8 Norm SIA 269/8 [20]).	68
Abb. 8.3 : Situationsplan der Brunnenbrücke, MISTRA-BS-Bild.	70
Abb. 9.1 Erdbebenertüchtigungsstrategien, dargestellt in der Ebene Tragwiderstand-Duktilität [30].	72
Abb. 9.2 Erdbebenertüchtigungsstrategien dargestellt in der Ebene Tragwiderstand-Grundschiwingzeit bei Variation der Steifigkeit [30].	73
Abb. 9.3 Erdbebenertüchtigungsstrategien dargestellt in der Ebene Tragwiderstand-Grundschiwingzeit bei Variation der Dämpfung [30].	74
Abb. 9.4 Prinzipien der seismischen Isolierung. Beschleunigungsantwortspektren.	76
Abb. 9.5 Beispiel für ein dickes Elastomer-Lager mit einvulkanisierten Stahlplatten [108]. Rechts: Last-Verformungskurve und Hysterese.	76
Abb. 9.6 Prinzipien der seismischen Isolierung. Spektren der horizontalen Verschiebung.	77
Abb. 9.7 Beispiel eines Elastomerlagers mit einvulkanisierten Stahlplatten und Bleikern [108]. Rechts: Last-Verformungskurve und Hysterese.	77
Abb. 9.8 Beispiel eines Elastomerlagers mit einvulkanisierten Stahlplatten mit hoher Dämpfung [112]. Rechts: Last-Verformungskurve und Hysterese.	77
Abb. 9.10 Aufgeklapptes Kalottenlager Typ "TRIPLE" [107]. Rechts: Last-Verformungskurve und Hysterese.	78
Abb. 9.11 Gleitlager mit PTFE (ermöglicht das Gleiten in eine Richtung und blockiert die Bewegung in die andere Richtung [111]. Rechts: Last-Verformungskurve und Hysterese.	78
Abb. 9.13 Elasto-plastische Dämpfer [108]. Rechts: Last-Verformungskurve und Hysterese	80
Abb. 9.14 Schockübertragungseinheiten [108]. Rechts: Last-Verformungs-Kurve und Hysterese.	81
Abb. 9.15 Sollbruchvorrichtungen «Fuse Boxes» Foto und Last-Verformungskurve Schmelzdrähte: Foto und Verhaltensgesetz [111].	81
Abb. 9.16 Vorgespannte Federdämpfer. Funktionsweise und Last-Verformungskurve und Verhaltensgesetz [109], [113].	82
Abb. 9.17 Äquivalente Eigenschaften von Dämpfungsvorrichtungen (Quelle EC8-2 [3]).	82
Abb. 9.18 Dynamisches Verhalten der Fundamente von Brückenpfeilern, die auf dem Boden und auf den Pfählen frei kippen («rocking») können. a) Modellierter Brücke; b) Rocking der Fundamente auf dem Boden und auf Pfählen; c) Hysterese-Kurve für das Rocking auf dem Boden [53]; d) Brückenpfeiler, die in einem reduzierten Massstab getestet wurden und e) ihre Hysterese-Reaktion bei einem Erdbeben grosser Stärke (Takatori) [54].	84
Abb. 9.19 Freikörperdiagramme und hysteretische Antwort für einen starren Block auf einem starren Fundament unter Verwendung von: a) freiem Rocking; b) kontrolliertem Rocking; c) Hybrid PRESSS (Precast Seismic Structural Systems) / DCR (Dissipative Controlled Rocking) [82].	85
Abb. 9.20 Beispiel einer Brücke in Neuseeland, die frei schwingen («rocken») kann [97].	85
Abb. 9.21 Beispiel für ein Fundament, das an seiner Basis frei gleiten kann. Rion-Antirion Brücke, Griechenland [61].	86
Abb. 10.1 Ansicht an die Brunnenbrücken.	88
Abb. 10.2 Längsschnitt mit oben dem Schema der festen Längslagerung der beiden Brücken im Ist-Zustand und unten der schwimmenden Lagerung nach der Ertüchtigung mittels seismischer Isolation mit hochdämpfenden Gummilagern.	88

Abb. 10.3 Ertüchtigung mit hochdämpfenden Gummilagern beim Widerlager.	89
Abb. 10.5 Ansicht an die Singerbrücke D mit der ursprünglich festen Längslagerung am rechts hinten im Bild ersichtlichen Widerlager.	90
Abb. 10.6 Längsschnitt mit oben dem Schema der festen Längslagerung beim Widerlager rechts im Istzustand und unten der schwimmenden Längslagerung auf den beiden höheren Mittelstützen nach der Ertüchtigung.	90
Abb. 10.9 Ansicht an die Zwillingsbrücken Bois-Homogène mit den beiden Rampenbrücken.	92
Abb. 10.10 Grundriss der Zwillingsbrücken Bois-Homogène mit Lagerschema. Die neu eingebauten Gummilager sind blau eingezeichnet. Bestehende allseitig feste Lager sind rot, einseitig verschiebliche Lager gelb und allseitig verschiebliche Lager grün eingezeichnet.	92
Abb. 10.11 Neues hochdämpfendes Gummilager als Ersatz für ein festes Topflager auf dem Widerlager Seite Bex.	93
Abb. 10.13 Brücke über die Rhone in Riddes. Ansicht von oben und Seitenansicht.	94
Abb. 10.14 Konzept der Auflager für die Südbrücke.	94
Abb. 10.15 Konzept für die Auflager des ertüchtigten Bauwerks.	95
Abb. 10.16 Die vier viskosen Dämpfer (FVD), zwei pro Brücke, vor dem Einbau.	96
Abb. IV.1 Abmessungen und Materialeigenschaften der Brückenstützen.	102
Abb. IV.2.	103
Abb. IV.3 Momenten-Krümmungs-Beziehung des betrachteten Querschnitts. Die Krümmungen, bei denen die Dehnungslimits für Stützen mit Stoss $\varepsilon_{cu,St}$, Beton ε_{cu} und Bewehrung ε_{su} erreicht sind, sind markiert.	103
Abb. IV.4 Biegeverformung einer Stütze ohne und mit Bewehrungsstoss am Fuss.	104
Abb. IV.5 Verhältnis der Schub- zu Biegeverformungen abhängig von der Längsdehnung des Querschnitts.	105
Abb. IV.6 Last-Verformungsbeziehung je eines Versuchskörpers mit und ohne Stoss (Verformung am Stützenopf).	105

Auflistung der Änderungen

Ausgabe	Version	Datum	Änderungen
2024	2.12	06.06.2024	• Veröffentlichung der deutschen Version • redaktionelle Anpassungen der französischen Version
2020	2.11	03.10.2023	• Anpassung des Kapitels zur Verhältnismässigkeit der Massnahmen
2020	2.10	30.09.2021	• Anpassung des Titels an die Norm SIA 269/8 • Redaktionelle Korrekturen und Anpassungen
2020	2.00	28.01.2021	• Anpassung an die Norm SIA 269/8 • Pushover-Analyse • Seismische Isolierung
2005	1.00	01.01.2005	• Inkrafttreten der Ausgabe 2005 (deutsche Originalfassung)

