

DIN EN 1998-2

ICS 91.120.25; 93.040

Ersatz für
DIN EN 1998-2:2010-12

**Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben –
Teil 2: Brücken;
Deutsche Fassung EN 1998-2:2005 + A1:2009 + A2:2011 + AC:2010**

Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance –
Part 2: Bridges;

German version EN 1998-2:2005 + A1:2009 + A2:2011 + AC:2010

Eurocode 8: Calcul des structures pour leur résistance aux séismes –
Partie 2: Ponts;

Version allemande EN 1998-2:2005 + A1:2009 + A2:2011 + AC:2010

Gesamtumfang 141 Seiten

Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN

Nationales Vorwort

Dieses Dokument (EN 1998-2:2005 + A1:2009 + A2:2011 + AC:2010) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 „Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau“ erarbeitet, dessen Sekretariat vom BSI (Vereinigtes Königreich) gehalten wird.

Auf nationaler Ebene ist im DIN Deutsches Institut für Normung e. V. der NABau-Arbeitsausschuss NA 005-51-06 AA „Erdbeben; Sonderfragen (Sp CEN/TC 250/SC 8)“ zuständig.

Dieses Dokument enthält die Europäische Änderung EN 1998-2:2005/A1:2009, welche vom CEN am 2009-03 angenommen wurde, sowie die Europäische Änderung EN 1998-2:2005/A2:2011, welche vom CEN am 2011-09 angenommen wurde. Dieses Dokument enthält weiterhin die Europäische Berichtigung EN 1998-2:2005/AC:2010, welche vom CEN am 2010-02 angenommen wurde.

Die Norm ist Bestandteil einer Reihe von Einwirkungs- und Bemessungsnormen, deren Anwendung nur im Paket sinnvoll ist. Dieser Tatsache wird durch das Leitpapier L der Kommission der Europäischen Gemeinschaft für die Anwendung der Eurocodes Rechnung getragen, indem Übergangsfristen für die verbindliche Umsetzung der Eurocodes in den Mitgliedstaaten vorgesehen sind. Die Übergangsfristen sind im Vorwort dieser Norm angegeben.

Die Anwendung dieser Norm gilt in Deutschland in Verbindung mit dem Nationalen Anhang.

Es wird auf die Möglichkeit hingewiesen, dass einige Texte dieses Dokuments Patentrechte berühren können. Das DIN [und/oder die DKE] sind nicht dafür verantwortlich, einige oder alle diesbezüglichen Patentrechte zu identifizieren.

Anfang und Ende der durch die Änderung eingefügten oder geänderten Texte sind jeweils durch die Änderungsmarken **A1** **A1** für die Änderung EN 1998-2:2005/A1:2009 und **A2** **A2** für die Änderung EN 1998-2:2005/A2:2011, der durch die Berichtigung eingefügten oder geänderten Texte sind jeweils durch die Änderungsmarken **AC** **AC** angegeben.

Änderungen

Gegenüber DIN EN 1998-2:2010-12 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) Vorgänger-Norm mit der Änderung 2 konsolidiert.

Frühere Ausgaben

DIN V ENV 1998-2: 1998-07

DIN EN 1998-2: 2006-06, 2010-12

ICS 91.120.25; 93.040

Deutsche Fassung

Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben —
Teil 2: Brücken

Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance
—
Part 2: Bridges

Eurocode 8 —
Calcul des structures pour leur résistance aux séismes —
Partie 2: Ponts

Diese Änderung A2 modifiziert die Europäische Norm EN 1998-2:2005. Sie wurde vom CEN am 8. April 2011 angenommen.

Die CEN-Mitglieder sind gehalten, die CEN/CENELEC-Geschäftsordnung zu erfüllen, in der die Bedingungen festgelegt sind, unter denen diese Änderung in der betreffenden nationalen Norm, ohne jede Änderung, einzufügen ist. Auf dem letzten Stand befindliche Listen dieser nationalen Normen mit ihren bibliographischen Angaben sind beim Management-Zentrum des CEN-CENELEC oder bei jedem CEN-Mitglied auf Anfrage erhältlich.

Diese Änderung besteht in drei offiziellen Fassungen (Deutsch, Englisch, Französisch). Eine Fassung in einer anderen Sprache, die von einem CEN-Mitglied in eigener Verantwortung durch Übersetzung in seine Landessprache gemacht und dem Management-Zentrum des CEN-CENELEC mitgeteilt worden ist, hat den gleichen Status wie die offiziellen

CEN-Mitglieder sind die nationalen Normungsinstitute von Belgien, Bulgarien, Dänemark, Deutschland, Estland, Finnland, Frankreich, Griechenland, Irland, Island, Italien, Kroatien, Lettland, Litauen, Luxemburg, Malta, den Niederlanden, Norwegen, Österreich, Polen, Portugal, Rumänien, Schweden, der Schweiz, der Slowakei, Slowenien, Spanien, der Tschechischen Republik, Ungarn, dem Vereinigten Königreich und Zypern.



EUROPÄISCHES KOMITEE FÜR NORMUNG
EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION
COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION

Management-Zentrum: Avenue Marnix 17, B-1000 Brüssel

Inhalt

Seite

Vorwort	6
Vorwort zur Änderung A1	6
Vorwort zur Änderung A2	6
Hintergrund des Eurocode-Programms	7
Status und Anwendungsgebiet der Eurocodes.....	8
Nationale Fassungen der Eurocodes	8
Verbindungen zwischen den Eurocodes und den harmonisierten technischen Spezifikationen (EN und ETA) für Produkte	9
Zusatzinformationen zu EN 1998-2	9
Nationaler Anhang für EN 1998-2.....	9
1 Einführung.....	12
1.1 Anwendungsbereich	12
1.1.1 Anwendungsbereich von EN 1998-2.....	12
1.1.2 Weitere Teile von EN 1998	13
1.2 Normative Verweisungen.....	13
1.2.1 Verwendung	13
1.2.2 Allgemeine Bezugsnormen.....	13
1.2.3 Bezugsnormen und Richtlinien.....	13
1.2.4 Zusätzliche allgemeine und andere Bezugsnormen für Brücken.....	13
1.3 Annahmen	14
1.4 Unterscheidung zwischen Prinzipien und Anwendungsfällen	14
1.5 Definitionen	14
1.5.1 Allgemeines.....	14
1.5.2 Allen Eurocodes gemeinsame Begriffe.....	14
1.5.3 Weitere in EN 1998-2 verwendete Begriffe.....	14
1.6 Formelzeichen.....	15
1.6.1 Allgemeines.....	15
1.6.2 Weitere, in den Abschnitten 2 und 3 von EN 1998-2 verwendete Formelzeichen.....	15
1.6.3 Weitere Formelzeichen, die im Abschnitt 4 von EN 1998-2 verwendet werden	16
1.6.4 Weitere Formelzeichen, die im Abschnitt 5 von EN 1998-2 verwendet werden	17
1.6.5 Weitere Formelzeichen, die in Abschnitt 6 von EN 1998-2 verwendet werden	19
1.6.6 Weitere, im Abschnitt 7 und in den Anhängen J, JJ und K von EN 1998-2 verwendete Formelzeichen.....	20
2 Grundlegende Anforderungen und Übereinstimmungskriterien.....	22
2.1 Bemessungs-Erdbebeneinwirkung.....	22
2.2 Grundlegende Anforderungen	24
2.2.1 Allgemeines.....	24
2.2.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)	24
2.2.3 Schadensbegrenzung (Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, SLS)	24
2.3 Übereinstimmungskriterien	24
2.3.1 Allgemeines.....	24
2.3.2 Beabsichtigtes seismisches Verhalten	25
2.3.3 Beanspruchbarkeitsnachweise	27
2.3.4 Kapazitätsbemessung	27
2.3.5 Vorschriften für die Duktilität	27
2.3.6 Anschlüsse — Kontrolle von Verschiebungen — Bauliche Durchbildung	29
2.3.7 Vereinfachte Kriterien	33
2.4 Konzeptioneller Entwurf	33
3 Erdbebeneinwirkung	34

	Seite
3.1	Definition der Erdbebeneinwirkung..... 34
3.1.1	Allgemeines 34
3.1.2	Aufbringung der Bodenbewegungskomponenten 34
3.2	Quantifizierung der Komponenten 35
3.2.1	Allgemeines 35
3.2.2	Standortabhängiges elastisches Antwortspektrum 35
3.2.3	Zeitbereichsdarstellung 35
3.2.4	Standortabhängiges Bemessungsspektrum für lineare Berechnungen 36
3.3	Räumliche Veränderlichkeit der Erdbebeneinwirkung..... 37
4	Berechnungsverfahren 39
4.1	Modellierung 39
4.1.1	Dynamische Freiheitsgrade 39
4.1.2	Massen 40
4.1.3	Bauwerksdämpfung und Bauteilsteifigkeit 40
4.1.4	Modellierung des Bodens 41
4.1.5	Torsionseffekte 41
4.1.6	Verhaltensbeiwert für lineare Berechnungen..... 42
4.1.7	Vertikale Komponente der Erdbebeneinwirkung 45
4.1.8	Reguläres und irreguläres seismisches Verhalten duktiler Brücken 45
4.1.9	Nicht-lineare Berechnung irregulärer Brücken 46
4.2	Berechnungsmethoden 46
4.2.1	Lineare dynamische Berechnung – Antwortspektrumsmethode..... 46
4.2.2	Vereinfachtes Antwortspektrenverfahren..... 48
4.2.3	Alternative lineare Methoden 51
4.2.4	Nicht-lineare dynamische Zeitverlaufsrechnung 51
4.2.5	Statische nicht-lineare Berechnung (Pushover-Berechnung)..... 53
5	Festigkeitsnachweis..... 54
5.1	Allgemeines 54
5.2	Werkstoffe und Bemessungsfestigkeit 54
5.2.1	Werkstoffe 54
5.2.2	Bemessungsfestigkeit 54
5.3	Kapazitätsbemessung..... 54
5.4	Effekte nach Theorie 2. Ordnung 56
5.5	Kombination der seismischen Einwirkung mit anderen Einwirkungen 57
5.6	Tragfähigkeitsnachweis von Betonquerschnitten 58
5.6.1	Bemessungstragfähigkeit 58
5.6.2	Bauwerke mit beschränkt duktilem Verhalten 58
5.6.3	Bauwerke mit duktilem Verhalten 58
5.7	Tragfähigkeitsnachweis von Stahl- und Verbundbauteilen 66
5.7.1	Stahlpfeiler 66
5.7.2	Stahl- oder Verbund-Überbau 67
5.8	Gründungen 67
5.8.1	Allgemeines 67
5.8.2	Bemessungszustandsgrößen 67
5.8.3	Tragfähigkeitsnachweis 68
6	Bauliche Durchbildung 68
6.1	Allgemeines 68
6.2	Betonpfeiler..... 68
6.2.1	Umschnürung 68
6.2.2	Ausknicken der Druckbewehrung in Längsrichtung 72
6.2.3	Weitere Regeln 73
6.2.4	Hohle Pfeiler..... 73
6.3	Stahlpfeiler 74
6.4	Gründungen 74
6.4.1	Flächengründungen 74
6.4.2	Pfahlgründungen 74

6.5	Bauwerke mit beschränkt duktilem Verhalten	75
6.5.1	Nachweis der Duktilität kritischer Querschnitte.....	75
6.5.2	Vermeidung von Sprödbrüchen besonderer nicht-duktiler Bauteile	75
6.6	Lager und seismische Verbinder	75
6.6.1	Allgemeine Anforderungen.....	75
6.6.2	Lager	76
6.6.3	Seismische Verbinder, Festhaltevorrichtungen, Vorrichtungen zur Stoßübertragung	77
6.6.4	Mindestüberlappungslängen	79
6.7	Betonwiderlager und Stützwände	80
6.7.1	Allgemeine Anforderungen.....	80
6.7.2	Flexibel an den Überbau angeschlossene Widerlager	81
6.7.3	Starr an den Überbau angeschlossene Widerlager	81
6.7.4	Durchlässe mit großer Überschüttung	82
6.7.5	Stützwände	83
7	Brücken mit seismischer Isolation	84
7.1	Allgemeines	84
7.2	Definitionen	84
7.3	Grundlegende Anforderungen und Konformitätskriterien	85
7.4	Seismische Einwirkung.....	86
7.4.1	Bemessungsspektren	86
7.4.2	Zeitverlaufsdarstellung	86
7.5	Berechnungsverfahren und Modellierung	86
7.5.1	Allgemeines	86
7.5.2	Bemessungseigenschaften des Isolationssystems.....	86
7.5.3	Voraussetzungen für die Anwendung von Berechnungsmethoden	92
7.5.4	Vereinfachtes Antwortspektrenverfahren	93
7.5.5	Multimodales Antwortspektrenverfahren.....	96
7.5.6	Zeitverlaufsberechnung	97
7.5.7	Vertikalkomponente der Erdbebeneinwirkung	97
7.6	Nachweise	98
7.6.1	Erdbeben-Bemessungssituation.....	98
7.6.2	Isolationssystem.....	98
7.6.3	Unter- und Überbau	99
7.7	Besondere Anforderungen für das Isolationssystem.....	100
7.7.1	Fähigkeit der Rezentrierung (Rückstellung) in Horizontalrichtung.....	100
7.7.2	Horizontale Festhaltevorrichtungen an der Isolationsebene	105
7.7.3	Inspektionen und Wartung	105
Anhang A (informativ) Wahrscheinlichkeiten, bezogen auf die Referenz-Erdbebeneinwirkung —		
Anleitung zur Auswahl der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung während der Bauphase		106
A.1	Referenz-Erdbebeneinwirkung	106
A.2	Bemessungs-Erdbebeneinwirkung während der Bauphase.....	106
Anhang B (informativ) Zusammenhang zwischen der Verschiebungsduktilität und der		
Krümmungsduktilität von plastischen Gelenken in Betonpfeilern		107
Anhang C (informativ) Berechnung der effektiven Steifigkeit von duktilen Stahlbetonbauteilen		108
C.1	Allgemeines	108
C.2	Methode 1	108
C.3	Methode 2	108
Anhang D (informativ) Räumliche Veränderlichkeit von Erdbeben-Bodenbewegungen: Modell		
und Berechnungsmethoden		110
D.1	Beschreibung des Modells	110
D.2	Erzeugung von Musterfunktionen.....	111
D.3	Berechnungsmethoden.....	111
Literatur		116
Anhang E (informativ) Wahrscheinliche Werkstoffeigenschaften und Verformungskapazität		
plastischer Gelenke für nicht-lineare Berechnungen		117

	Seite
E.1 Allgemeines	117
E.2 Wahrscheinliche Werkstoffeigenschaften	117
E.3 Rotationskapazität von plastischen Gelenken	120
Anhang F (informativ) Zusatzmasse des mitbewegten Wassers bei im Wasser stehenden (eingetauchten) Pfeilern	123
Anhang G (normativ) Berechnung von Zustandsgrößen nach der Kapazitätsbemessung	125
G.1 Generelle Vorgehensweise	125
G.2 Vereinfachte Annahmen	125
Anhang H (informativ) Statische nicht-lineare Berechnung (Pushover)	127
H.1 Berechnungsrichtungen, Referenzpunkt und Zielverschiebungen	127
H.2 Lastverteilung	127
H.3 Verformungsbedarf	128
H.4 Nachweise für den Überbau	129
H.5 Nachweis nicht-duktiler Versagensformen und des Baugrunds	129
Anhang J (normativ) Veränderlichkeit der Bemessungseigenschaften seismischer Isolationsvorrichtungen	130
J.1 Faktoren, die zu einer Veränderlichkeit der Bemessungseigenschaften führen	130
J.2 Auswertung der Veränderlichkeit	131
Anhang JJ (informativ) λ-Beiwerte für übliche Isolationstypen	133
JJ.1 λ_{\max}-Werte für Elastomerlager	133
JJ.2 λ_{\max}-Werte für gleitende Isolierungseinheiten	134
Anhang K (informativ) Versuche zur Bestätigung der Bemessungseigenschaften von Isolationsvorrichtungen	136
K.1 Anwendungsgebiet	136
K.2 Prototypversuche	136
K.3 Weitere Versuche	139

Vorwort

Dieses Dokument (EN 1998-2:2005) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 „Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau“ erarbeitet, dessen Sekretariat vom BSI gehalten wird.

CEN/TC 250 ist für alle Eurocodes des konstruktiven Ingenieurbaus zuständig.

Diese Europäische Norm muss den Status einer nationalen Norm erhalten, entweder durch Veröffentlichung eines identischen Textes oder durch Anerkennung bis Mai 2006, und etwaige entgegenstehende nationale Normen müssen bis März 2010 zurückgezogen werden.

Dieses Dokument ersetzt ENV 1998-2:1994.

Entsprechend der CEN/CENELEC-Geschäftsordnung sind die nationalen Normungsinstitute der folgenden Länder gehalten, diese Europäische Norm zu übernehmen: Belgien, Dänemark, Deutschland, Estland, Finnland, Frankreich, Griechenland, Irland, Island, Italien, Lettland, Litauen, Luxemburg, Malta, Niederlande, Norwegen, Österreich, Polen, Portugal, Schweden, Schweiz, Slowakei, Slowenien, Spanien, Tschechische Republik, Ungarn, Vereinigtes Königreich und Zypern.

Vorwort zur Änderung A1

Dieses Dokument (EN 1998-2:2005/A1:2009) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 „Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau“ erarbeitet, dessen Sekretariat vom BSI gehalten wird. Diese Änderung zur Europäischen Norm EN 1998-2:2005 muss den Status einer nationalen Norm erhalten, entweder durch Veröffentlichung eines identischen Textes oder durch Anerkennung bis September 2009, und etwaige entgegenstehende nationale Normen müssen bis März 2010 zurückgezogen werden.

Es wird auf die Möglichkeit hingewiesen, dass einige Texte dieses Dokuments Patentrechte berühren können. CEN [und/oder CENELEC] sind nicht dafür verantwortlich, einige oder alle diesbezüglichen Patentrechte zu identifizieren.

Entsprechend der CEN/CENELEC-Geschäftsordnung sind die nationalen Normungsinstitute der folgenden Länder gehalten, diese Europäische Norm zu übernehmen: Belgien, Bulgarien, Dänemark, Deutschland, Estland, Finnland, Frankreich, Griechenland, Irland, Island, Italien, Lettland, Litauen, Luxemburg, Malta, Niederlande, Norwegen, Österreich, Polen, Portugal, Rumänien, Schweden, Schweiz, Slowakei, Slowenien, Spanien, Tschechische Republik, Ungarn, Vereinigtes Königreich und Zypern.

Vorwort zur Änderung A2

Dieses Dokument (EN 1998-2:2005/A2:2011) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 „Structural Eurocodes“ erarbeitet, dessen Sekretariat vom BSI gehalten wird.

Diese Änderung zur Europäischen Norm EN 1998-2:2005 muss den Status einer nationalen Norm erhalten, entweder durch Veröffentlichung eines identischen Textes oder durch Anerkennung bis September 2012, und etwaige entgegenstehende nationale Normen müssen bis September 2012 zurückgezogen werden.

Es wird auf die Möglichkeit hingewiesen, dass einige Texte dieses Dokuments Patentrechte berühren können. CEN [und/oder CENELEC] sind nicht dafür verantwortlich, einige oder alle diesbezüglichen Patentrechte zu identifizieren.

Entsprechend der CEN/CENELEC-Geschäftsordnung sind die nationalen Normungsinstitute der folgenden Länder gehalten, diese Europäische Norm zu übernehmen: Belgien, Bulgarien, Dänemark, Deutschland, Estland, Finnland, Frankreich, Griechenland, Irland, Island, Italien, Kroatien, Lettland, Litauen, Luxemburg, Malta, Niederlande, Norwegen, Österreich, Polen, Portugal, Rumänien, Schweden, Schweiz, Slowakei, Slowenien, Spanien, Tschechische Republik, Ungarn, Vereinigtes Königreich und Zypern.

Hintergrund des Eurocode-Programms

1975 beschloss die Kommission der Europäischen Gemeinschaft ein Aktionsprogramm auf dem Gebiet der Bauindustrie aufzulegen, auf der Basis von Artikel 95 des Staatsvertrags. Ziel des Programms war die Eliminierung von technischen Handelshindernissen und die Harmonisierung von technischen Spezifikationen.

Die Kommission ergriff innerhalb dieses Aktionsprogramms die Initiative, einen Satz harmonisierter technischer Regeln für den Entwurf und die Bemessung von Baukonstruktionen zu erstellen, der in einer ersten Stufe eine Alternative zu den nationalen, in den Mitgliedstaaten gültigen Regeln darstellen und diese schließlich ersetzen sollte.

Fünfzehn Jahre lang förderte die Kommission mit Hilfe eines Steuerungskomitees aus Vertretern der Mitgliedsstaaten die Entwicklung des Eurocode-Programms, was zu der ersten Generation europäischer Normen in den 80er Jahren führte.

1989 beschlossen die Kommission und die Mitgliedstaaten der EU und der EFTA auf der Basis einer Vereinbarung¹⁾ zwischen der Kommission und CEN, mittels einer Reihe von Aufträgen die Vorbereitung und die Veröffentlichung der Eurocodes CEN zu übertragen, um diese mit dem zukünftigen Status von Europäischen Normen (EN) zu versehen. Das verbindet *de facto* die Eurocodes mit den Vorschriften aller Ratsdirektiven und/oder den Kommissionsentscheidungen, die Europäische Normen betreffen (z. B. die Ratsdirektive 89/106/EEC — Bauproduktenrichtlinie, CPD — und die Ratsdirektiven 93/37/EEC, 92/50/EEC und 89/440/EEC über öffentliche Bauten und Dienstleitungen und entsprechende EFTA-Direktiven, die mit dem Zweck der Errichtung des internen Handels erstellt wurden).

Das Programm der Eurocodes für den Konstruktiven Ingenieurbau enthält die folgenden Vorschriften, die im Allgemeinen aus mehreren Teilen bestehen:

EN 1990, *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*

EN 1991, *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke*

EN 1992, *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken*

EN 1993, *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten*

EN 1994, *Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton*

EN 1995, *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauwerken*

EN 1996, *Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten*

EN 1997, *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik*

EN 1998, *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben*

EN 1999, *Eurocode 9: Bemessung und Konstruktion von Aluminiumbauten*

In den Eurocode-Vorschriften wird die Verantwortlichkeit der Behörden in allen Mitgliedstaaten anerkannt und ihr Recht bewahrt, behördlich festzulegende Richtwerte im Zusammenhang mit Fragen der Sicherheit auf nationaler Ebene vorzuschreiben, sofern sich diese von Staat zu Staat unterscheiden.

1) Abkommen zwischen der EU-Kommission und dem Europäischen Komitee für Standardisierung (CEN) betreffend die Arbeit an den EUROCODES für die Auslegung von Gebäuden und Baukonstruktionen (BC/CEN/03/89)

Status und Anwendungsgebiet der Eurocodes

Die Mitgliedstaaten von EU und EFTA erkennen an, dass Eurocodes als Referenzdokumente für folgende Zwecke dienen:

- als Mittel um für Hochbauten und Baukonstruktionen die Erfüllung der Anforderungen der Direktive 89/106/EWC, insbesondere der wesentlichen Anforderung Nr. 1 — Mechanische Widerstandsfähigkeit und Standfestigkeit — und der wesentlichen Anforderung Nr. 2 — Sicherheit im Brandfall — sicherzustellen;
- als Basis zur Vertragsformulierung für Baukonstruktionen und damit verwandte Ingenieurdienstleistungen;
- als Rahmen zum Entwurf harmonisierter technischer Bestimmungen für Bauprodukte (EN und ETA)

Insoweit sich Eurocodes auf die Baukonstruktionen selbst beziehen, haben sie einen direkten Bezug zu den erläuternden Dokumenten²⁾ wie in Artikel 12 der Bauproduktenrichtlinie (CPD) erwähnt, obwohl sie anderer Natur sind als harmonisierte Produktnormen³⁾. Deshalb müssen technische Aspekte, die sich im Zusammenhang mit der Arbeit an Eurocodes ergeben, bei CEN Technischen Komitees und/oder EOTA Arbeitsgruppen, die sich mit Produktnormen beschäftigen, ausreichend Berücksichtigung finden, mit dem Ziel einer vollen Kompatibilität dieser Technischen Spezifikation mit den Eurocodes.

Die Eurocodes stellen gemeinsame Entwurfs- und Bemessungsregeln zur Verfügung, für den alltäglichen Gebrauch für Bauwerke in ihrer Gesamtheit und für Bauteile von traditioneller als auch innovativer Natur. Unübliche Konstruktionsformen oder Bemessungsumstände sind nicht in jedem Fall darin enthalten und der entwerfende Ingenieur muss in solchen Fällen zusätzlichen Expertenrat einholen.

Nationale Fassungen der Eurocodes

Nationale Normen zur Übernahme von Eurocodes müssen den vollen Text des Eurocodes enthalten (inklusive etwaiger Anhänge), wie er von CEN veröffentlicht wurde. Dieser Text darf mit einer nationalen Titelseite und einem nationalen Vorwort beginnen und mit einem (informativen) nationalen Anhang enden.

Der nationale Anhang darf nur Angaben zu Parametern enthalten, die im Eurocode zwecks nationaler Wahl offen gehalten wurden, so genannter national definierter Parameter (NDP). Diese sind bei der Auslegung von Hochbauten und Bauwerken, die im betreffenden Land errichtet werden, zu verwenden. Beispiele:

- Werte und/oder Klassen, wenn im Eurocode Alternativen angeboten werden;
- Zu verwendende Werte, wenn im Eurocode nur ein Symbol gegeben ist;
- landesspezifische Daten (geographisch, klimatisch usw.), z. B. Schneekarten;

2) Nach Artikel 3.3 der CPD müssen die essentiellen Anforderungen (ERs) in erläuternden Dokumenten konkret formuliert werden, zum Zweck der Erstellung der notwendigen Verbindungen zwischen den essentiellen Anforderungen und den Mandaten für hENs und ETAGs/ETAs

3) Nach Artikel 12 der CPD müssen die erläuternden Dokumente:

- a) die wesentlichen Anforderungen konkret formulieren durch Harmonisierung der Terminologie und der technischen Grundlagen und, soweit erforderlich, Angabe von Klassen oder Stufen für jede Anforderung;
- b) auf Methoden hinweisen, wie diese Klassen oder Anforderungsstufen mit den technischen Richtlinien, z. B. Berechnungs- und Nachweismethoden, Technische Regeln für Projektentwürfe etc. in Zusammenhang gebracht werden können;
- c) als Bezugsdokumente für die Erstellung harmonisierter Normen und Richtlinien für Europäische Technische Zulassungen dienen können.

Die Eurocodes spielen, *de facto*, eine ähnliche Rolle im Bereich von ER 1 und eines Teils von ER 2.

- die zu verwendende Vorgehensweise wenn im Eurocode alternative Vorgehensweisen gegeben sind.

Der Nationale Anhang darf auch enthalten

- Entscheidungen hinsichtlich der Verwendung Informativer Anhänge, und
- Hinweise auf zusätzliche Informationen, die nicht im Widerspruch zum Eurocode stehen dürfen, um dem Benutzer bei der Anwendung des Eurocodes zu helfen.

Verbindungen zwischen den Eurocodes und den harmonisierten technischen Spezifikationen (EN und ETA) für Produkte

Es ist wichtig, dass die harmonisierten technischen Spezifikationen für Bauprodukte und die technischen Regeln für Bauwerke konsistent sind⁴⁾. Darüber hinaus müssen alle Angaben im Zusammenhang mit dem CE-Zeichen von Bauprodukten, die sich auf Eurocodes beziehen, eindeutige Angaben darüber enthalten, welche national definierten Parameter verwendet wurden.

Zusatzinformationen zu EN 1998-2

Der Anwendungsbereich dieses Teils von EN 1998 wird in 1.1 definiert.

Sofern nicht anders angegeben, sind seismische Einwirkungen wie in EN 1998-1:2004, Abschnitt 3 definiert, anzunehmen.

Wegen der Besonderheiten der Systeme zur Aufnahme von Erdbebenlasten bei Brücken im Vergleich zu denjenigen bei Gebäuden und anderen Tragwerken, stehen alle anderen Teile dieses Abschnitts im Allgemeinen nicht in direktem Bezug zu denjenigen von EN 1998-1:2004. Trotzdem wird auf einige Vorschriften von EN 1998-1:2004 durch direkte Festlegungen zurückgegriffen.

Weil die Erdbebeneinwirkung hauptsächlich durch die Brückenpfeiler aufgenommen wird und diese üblicherweise in Stahlbeton errichtet werden, werden solche Pfeiler besonders hervorgehoben.

Lager stellen in vielen Fällen wichtige Teile des Systems zur Aufnahme der Erdbebenlasten bei Brücken dar und werden deshalb entsprechend behandelt. Gleiches gilt für Vorrichtungen zur Erdbebenisolierung.

Nationaler Anhang für EN 1998-2

Die Norm gibt alternative Vorgehensweisen, Werte und Empfehlungen für die Wahl von Klassen an, wobei durch Anmerkungen die Stellen aufgezeigt werden, wo nationale Festlegungen erfolgen müssen. Deshalb muss die nationale Norm zur Implementierung von EN 1998-2 einen Nationalen Anhang haben, der Werte für alle national festgelegten Parameter enthält, die für die Auslegung von Gebäuden und Ingenieurbauten im betreffenden Land verwendet werden müssen.

4) Siehe Art. 3.3 und Art. 12 der CPD, und auch die Abschnitte 4.2, 4.3.1, 4.3.2 und 5.2 von ID 1.

Nationale Festlegungen werden in EN 1998-2:2005 über folgende Absätze gestattet:

Bezugsabschnitt	Gegenstand
1.1.1(8)	☐ AC ☐ Informative Anhänge A, B, C, D, E, F, H, JJ und K ☐ AC ☐
2.1(3)P	Referenz-Wiederkehrperiode T_{NCR} der seismischen Einwirkung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit der Brücke (oder gleichwertig, Referenz-Überschreitungswahrscheinlichkeit in 50 Jahren, P_{NCR}).
2.1(4)P	Bedeutungsklassen für Brücken
2.1(6)	Bedeutungsbeiwerte für Brücken
2.2.2(5)	Bedingungen, unter welchen die Erdbebeneinwirkung als außergewöhnliche Einwirkung betrachtet und von der Erfüllung der Anforderungen nach 2.2.2(3) und 2.2.2(4) abgesehen werden kann.
2.3.5.3(1)	Formel für die Länge plastischer Bereiche (Fließgelenke)
2.3.6.3(5)	Anteile der Bemessungsverschiebungen für nichtkritische tragende Bauteile
2.3.7(1)	Fälle niedriger Seismizität
2.3.7(1)	Vereinfachte Kriterien für die Auslegung von Brücken in Fällen niedriger Seismizität
3.2.2.3	Definition aktiver Bruchzonen
3.3(1)P	Länge des durchlaufenden Brückendecks, jenseits welcher die räumliche Veränderlichkeit der Erdbebeneinwirkung unter Umständen berücksichtigt werden muss
3.3(6)	Abstand, jenseits von welchem die Erdbebenbewegungen des Bodens als vollständig unkorreliert betrachtet werden können
3.3(6)	Beiwert zur Berücksichtigung der Größe von Bodenbewegungen, die an benachbarten Auflagern in entgegengesetzter Richtung erfolgen
4.1.2(4)P	ψ_{21} Werte für Verkehrslasten, die gleichzeitig mit der Bemessungs-Erdbebenwirkung vorkommen
4.1.8(2)	Obere Grenze für den Wert auf der linken Seite von Gleichung (4.4) damit das seismische Verhalten einer Brücke als unregelmäßig betrachtet werden kann
5.3(4)	Überfestigkeitsbeiwert γ_0
5.4(1)	Vereinfachte Methoden zur Erfassung von Effekten nach Theorie 2. Ordnung bei linearen Berechnungen
5.6.2(2)P b	Zusätzlicher Sicherheitsbeiwert γ_{Bd1} für die Schubtragfähigkeit
5.6.3.3(1)P b	Alternative für die Bestimmung des zusätzlichen Sicherheitsbeiwerts γ_{Bd} für die Schubtragfähigkeit von duktilen Bauteilen außerhalb des Bereichs von Fließgelenken
6.2.1.4(1)P	Art der Umschnürungsbewehrung
6.5.1(1)P	Vereinfachte Nachweisregeln für Brücken beschränkter Duktilität in Fällen niedriger Seismizität
6.6.2.3(3)	Erlaubtes Maß für die Schädigung von Elastomerlagern in Brücken, wenn die Erdbebeneinwirkung als außergewöhnliche Einwirkung betrachtet wird, jedoch nicht zur Gänze von den Elastomerlagern aufgenommen wird
6.6.3.2(1)P	Prozentsatz der nach unten als Druck wirkenden Auflagerkraft infolge ständiger Lasten, der durch die gesamte vertikale Auflagerkraft infolge der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung überschritten wird, zur Entscheidung, ob Festhaltekonstruktionen erforderlich sind

Bezugsabschnitt	Gegenstand
6.7.3(7)	Oberer Wert der Bemessungs-Erdbebenverschiebung zur Beschränkung der Schädigung im Boden oder des Damms hinter Widerlagern, die monolithisch mit dem Brückendeck verbunden sind
7.4.1(1)P	Wert der Eckperiode T_D für das Bemessungsspektrum für Brücken mit Erdbebenisolierung
7.6.2(1)P	Wert des Erhöhungsbeiwerts γ_S für die Bemessungsverschiebung von Isolationsvorrichtungen
7.6.2(5)	Wert von γ_m für Elastomerlager
7.7.1(2)	AC Wert des Verhältnisses δ für die Bestimmung der horizontalen Rückstellfähigkeit AC
AC 7.7.1(4)	Wert von γ_{du} zur Berücksichtigung von Unsicherheiten bei der Bestimmung der Bemessungsverschiebungen AC
J.1(2)	Werte der Mindesttemperatur des Isolators in der Erdbeben-Bemessungssituation
J.2(1)	Beiwerte λ für häufig verwendete Isolationsvorrichtungen

1 Einführung

1.1 Anwendungsbereich

1.1.1 Anwendungsbereich von EN 1998-2

(1) Der Anwendungsbereich von Eurocode 8 ist in EN 1998-1:2004, **1.1.1** definiert, der Anwendungsbereich dieser Norm ist in **1.1.1** definiert. Zusätzliche Teile des Eurocode 8 werden in EN 1998-1:2004, **1.1.3** benannt.

(2) Dieser Teil der Norm enthält die beim Entwurf erdbebenresistenter Brücken anzuwendenden besonderen Funktionsanforderungen, Konformitätskriterien und Anwendungsrichtlinien im Rahmen des in EN 1998-1:2004 beschriebenen Anwendungsbereichs.

(3) Dieser Teil behandelt hauptsächlich die seismische Auslegung von Brücken, bei denen die horizontalen Erdbebeneinwirkungen im Wesentlichen durch Biegung der Pfeiler oder an den Widerlagern aufgenommen werden, d. h. von Brücken, die aus lotrechten oder fast lotrechten Pfeilern bestehen, die den Verkehrszwecken dienenden Fahrbahnüberbau tragen. Er ist auch auf die seismische Auslegung von Schrägseilbrücken und Bogenbrücken anwendbar, es ist jedoch nicht davon auszugehen, dass seine Regeln diese Fälle vollständig abdecken.

(4) Der Anwendungsbereich dieses Teils erstreckt sich nicht auf Hängebrücken, Holzbrücken, Brücken aus Mauerwerk, bewegliche Brücken und Schwimmbrücken.

(5) Dieser Teil enthält nur diejenigen Regeln, die für die Auslegung von Brücken in erdbebengefährdeten Regionen zusätzlich zu denjenigen anderer einschlägiger Eurocodes oder einschlägiger Teile von EN 1998 beachtet werden müssen. Für Fälle niedriger Seismizität können vereinfachte Entwurfskriterien eingeführt werden (siehe 2.3.7(1)).

(6) Folgende Themen werden im Text dieses Teils behandelt:

- Grundlegende Anforderungen und Konformitätskriterien,
- Erdbebeneinwirkung,
- Berechnung,
- Festigkeitsnachweis,
- Bauliche Durchbildung.

Dieser Teil enthält auch einen besonderen Abschnitt über seismische Isolation, mit Richtlinien, welche die Anwendung dieses Verfahrens zum Schutz gegen Erdbeben auf Brücken abdecken.

(7) Anhang G enthält Regeln zur Ermittlung von Kapazitätsbemessungszustandsgrößen.

(8) Anhang J enthält Regeln bezüglich der Veränderlichkeit bemessungsrelevante Eigenschaften von Erdbeben-Isolationsvorrichtungen sowie Regeln diese bei der Bemessung berücksichtigt werden können.

ANMERKUNG 1 Der informative Anhang A liefert Informationen über die Auftretenswahrscheinlichkeiten von Referenz-Erdbeben und Empfehlungen für die Wahl der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung während der Bauphase.

ANMERKUNG 2 Der informative Anhang B enthält Informationen über den Zusammenhang zwischen der Verschiebungsduktilität und der Krümmungsduktilität von plastischen Gelenken in Betonpfeilern.

ANMERKUNG 3 Der informative Anhang C enthält Informationen zur Abschätzung der effektiven Steifigkeit von duktilen Stahlbetonbauteilen.

ANMERKUNG 4 Der informative Anhang D enthält Informationen für die Modellierung und rechnerische Erfassung der räumlichen Veränderlichkeit der erdbebeninduzierten Bodenbewegung.

ANMERKUNG 5 Der informative Anhang E enthält Informationen über wahrscheinliche Werkstoffeigenschaften und plastische Verformungskapazitäten von Fließgelenken für nicht-lineare Berechnungen.

ANMERKUNG 6 Der informative Anhang F enthält Informationen und Anleitungen zur zusätzlichen Masse infolge mitgeführten Wassers in eingetauchten Pfeilern.

ANMERKUNG 7 Der informative Anhang H enthält Anleitungen und Informationen für statische nicht-lineare Berechnungen (pushover).

ANMERKUNG 8 Der informative Anhang JJ enthält Informationen über X-Beiwerte für übliche Isolatortypen.

ANMERKUNG 9 Der informative Anhang K enthält Anforderungen an Versuche zur Überprüfung der Bemessungseigenschaften von seismischen Isolationsvorrichtungen.

1.1.2 Weitere Teile von EN 1998

Siehe EN 1998-1:2004.

1.2 Normative Verweisungen

1.2.1 Verwendung

(1)P Diese Europäische Norm enthält durch datierte oder undatierte Verweisungen Festlegungen aus anderen Publikationen. Diese normativen Verweisungen sind an den jeweiligen Stellen im Text zitiert, und die Publikationen sind nachstehend aufgeführt. Bei datierten Verweisungen gehören spätere Änderungen oder Überarbeitungen dieser Publikationen nur zu dieser Europäischen Norm, falls sie durch Änderung oder Überarbeitung eingearbeitet sind. Bei undatierten Verweisungen gilt die letzte Ausgabe der in Bezug genommenen Publikation (einschließlich Änderungen).

1.2.2 Allgemeine Bezugsnormen

Es gilt EN 1998-1:2004, 1.2.1.

1.2.3 Bezugsnormen und Richtlinien

Es gilt EN 1998-1:2004, 1.2.2.

1.2.4 Zusätzliche allgemeine und andere Bezugsnormen für Brücken

EN 1990: Anhang A2, *Grundlagen der konstruktiven Auslegung — Anwendung auf Brücken*

EN 1991-2:2003, *Einwirkungen auf Bauwerke — Verkehrslasten für Brücken*

EN 1992-2:2005, *Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken — Teil 2: Brücken*

EN 1993-2:2005, *Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 2: Brücken*

EN 1994-2:2005, *Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton — Teil 2: Brücken*

EN 1998-1:2004, *Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben — Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten*

EN 1998-5:2004, *Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben — Gründungen, Stützbauwerke und geotechnische Aspekte*

EN 1337-2:2000, *Lager im Bauwesen — Teil 2: Gleitelemente*

EN 1337-3:2005, *Lager im Bauwesen — Teil 3: Elastomerlager*

prEN 15129:200X, *Antiseismische Vorrichtungen*

1.3 Annahmen

(1) Zusätzlich zu den allgemeinen Annahmen von EN 1990:2002, **1.3** gilt folgende Annahme.

(2)P Es wird vorausgesetzt, dass während der Bauphase oder während der anschließenden Lebensdauer des Bauwerks keine baulichen Änderungen stattfinden werden, es sei denn, es bestehen gerechtfertigte Gründe davon abzuweichen und es werden entsprechende geeignete Nachweise geliefert. Wegen der besonderen Art der Reaktion von Tragwerken auf Erdbeben gilt dies sogar für bauliche Änderungen, die zu einer Zunahme der konstruktiven Tragfähigkeit der Tragelemente führen.

1.4 Unterscheidung zwischen Prinzipien und Anwendungsfällen

(1) Es gelten die Regeln von EN 1990:2002, **1.4**.

1.5 Definitionen

1.5.1 Allgemeines

(1) Für die Zwecke dieser Norm gelten folgende Definitionen.

1.5.2 Allen Eurocodes gemeinsame Begriffe

(1) Es gelten die Begriffe von EN 1990:2002, **1.5**.

1.5.3 Weitere in EN 1998-2 verwendete Begriffe

Kapazitätsbemessung

Bemessungsverfahren, das bei der Auslegung von duktil reagierenden Bauwerken angewendet wird, um die Festigkeitshierarchie der verschiedenen tragenden Bauteile sicherzustellen, die notwendig ist, um die vorgesehenen Konfiguration plastischer Gelenke zu erreichen und spröde Versagensformen zu vermeiden

duktiler Bauteile

Bauteile, die in der Lage sind, Energie durch die Ausbildung plastischer Gelenke zu dissipieren

duktiler Tragwerk

Tragwerk, das bei starken Erdbebeneinwirkungen wesentliche Anteile der aufgenommenen Energie durch die Bildung einer dafür vorgesehenen Anordnung plastischer Gelenke oder durch andere Mechanismen dissipieren kann

beschränktes duktiler Verhalten

Verhalten von Brücken bei Erdbeben ohne wesentliche Energiedissipation in plastischen Gelenken unter der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung

feste Verbindung mit Spiel

durch seismische Verbinder realisierte Kopplung

seismische Isolation

Maßnahme bei Brücken mit besondere Isolationsvorrichtung zum Zweck der Reduzierung der Erdbebenantwort (Kräfte und/oder Verschiebungen)

räumliche Veränderlichkeit (der Erdbebeneinwirkung)

Situation, in der die Bodenbewegung an verschiedenen Auflagern der Brücke unterschiedlich ist und die Erdbebeneinwirkung deshalb nicht durch die Bewegung eines einzigen Punkts beschrieben werden kann

seismisches Verhalten

Verhalten der Brücke bei der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung, das in Abhängigkeit von der Art der globalen Kraft-Verformungsbeziehung des Bauwerks duktil oder beschränkt duktil/im Wesentlichen linear-elastisch sein kann

seismische Verbinder

Haltevorrichtungen, durch welche die seismische Einwirkung teilweise oder zur Gänze hindurchgeleitet werden kann. Sie werden in Kombination mit Lagern verwendet und dürfen ein geeignetes Spiel aufweisen, so dass sie nur dann wirksam werden, wenn die Bemessungs-Erdbebenverschiebung überschritten wird

Mindest-Überlappungslänge

Sicherheitsmaßnahme in Form eines Mindestabstands zwischen der inneren Kante des unterstützten und der äußeren Kante des unterstützenden Bauteils. Die Mindest-Überlappungslänge wird vorgesehen, um sicherzustellen, dass die Gebrauchstüchtigkeit des Lagers auch unter extremen seismischen Verschiebungen gewährleistet ist.

Bemessungserdbebenverschiebung

durch die Bemessungs-Erdbebeneinwirkung hervorgerufene Verschiebung

Gesamt-Bemessungsverschiebung in der Erdbeben-Bemessungssituation

Verschiebung, die dazu dient, um ausreichend große lichte Abstände zum Schutz kritischer oder wichtiger Bauteile zu bestimmen. Sie enthält die Bemessungs-Erdbebenverschiebung, die Verschiebung infolge von Langzeiteffekten der ständigen und quasiständigen Einwirkungen und einen angemessenen Bruchteil der Verschiebung infolge Temperaturbewegungen.

1.6 Formelzeichen

1.6.1 Allgemeines

(1) Es gelten die in EN 1990:2002, **1.6** enthaltenen Formelzeichen. Für die materialabhängigen Formelzeichen und auch für die Formelzeichen ohne direkten Bezug zu Erdbeben gelten die Vorschriften der einschlägigen Eurocodes.

(2) Weitere Formelzeichen, die im Zusammenhang mit den Erdbebeneinwirkungen verwendet werden, werden der Einfachheit halber im Textabschnitt, in dem sie vorkommen, definiert. In den folgenden Unterabschnitten werden jedoch zusätzlich die in EN 1998-2 am häufigsten vorkommenden Formelzeichen zusammengestellt und definiert.

1.6.2 Weitere, in den Abschnitten 2 und 3 von EN 1998-2 verwendete Formelzeichen

d_E	Bemessungs-Erdbebenverschiebung (infolge Bemessungs-Erdbebeneinwirkung allein)
d_{Ee}	Erdbebenverschiebung, bestimmt mit Hilfe einer linearen Berechnung
d_G	Langzeitverschiebung infolge ständiger und quasiständiger Einwirkungen
d_g	Bemessungsbodenverschiebung nach EN 1998-1:2004, 3.2.2.4
d_i	Bodenverschiebung infolge Lastfall B am Auflager i
d_{ri}	Bodenverschiebung am Auflager i bezogen auf das Referenzauflager 0
d_T	Verschiebung infolge von Temperaturbewegungen
d_u	Verschiebung im Grenzzustand der Tragfähigkeit
d_y	Verschiebung an der Streckgrenze
A_{Ed}	Bemessungs-Erdbebeneinwirkung

F_{Rd}	Bemessungswert der Widerstandskraft zur Erdbebeneinwirkung
L_g	Abstand jenseits von dem die Bodenbewegung als vollständig unkorreliert betrachtet werden kann
L_i	Abstand des Auflagers i vom Referenzauflager 0
$L_{i-1,i}$	Abstand zwischen den benachbarten Auflagern $i-1$ und i
R_i	Reaktionskraft am Fuß des Pfeilers i
S_a	Standortbezogen geglättetes Antwortspektrum
S_i	Standortabhängiges Antwortspektrum
T_{eff}	Effektive Schwingungsdauer der Isolierungsvorrichtung Bedeutungsbeiwert
γ_L	Bedeutungsbeiwert
Δd_i	Bodenverschiebung der Zwischenstütze i bezogen auf die benachbarten Stützen $i-1$ und $i+1$
μ_d	Verschiebungs-Duktilitätsbeiwert, Verschiebungsduktilität
ψ_2	Kombinationsbeiwert für den quasiständigen Wert der Temperatureinwirkung

1.6.3 Weitere Formelzeichen, die im Abschnitt 4 von EN 1998-2 verwendet werden

d_a	Mittelwert der Verschiebungen in Querrichtung aller Pfeilerköpfe infolge der Erdbebeneinwirkung in Querrichtung oder infolge der Einwirkung einer Querbelastung mit ähnlicher Verteilung
d_i	Verschiebung des Knotens i
d_m	Asymptotischer Wert des Spektrums für die Bodenbewegung m für große Perioden, ausgedrückt als Funktion von Verschiebungen
e	$e_a + e_d$
e_a	Zufällige Massenexzentrizität (= $0,03L$ oder $0,03B$)
e_d	Zusätzliche Exzentrizität zur Berücksichtigung der dynamischen Auswirkung von gleichzeitigen Translations- und Torsionsschwingungen (= $0,05L$ oder $0,05B$)
e_o	Theoretische Exzentrizität
g	Erdbeschleunigung
h	Querschnittshöhe in Biegerichtung des plastischen Gelenks
k_m	Auswirkung der unabhängigen Bodenbewegung Nr. m
r_i	Erforderlicher örtlicher Kraftreduktionsbeiwert am duktilen Bauteil i
r_{min}	Mindestwert von r_i
r_{max}	Größtwert von r_i
A_{Ed}	Bemessungs-Erdbebeneinwirkung
A_{Ex}	Erdbebeneinwirkung in Richtung x
A_{Ey}	Erdbebeneinwirkung in Richtung y
A_{Ez}	Erdbebeneinwirkung in Richtung z
B	Breite des Brückenüberbaus
E	wahrscheinlicher Größtwert einer Beanspruchung

E_i	Antwort in der Modalform i
F	Horizontalkraft, bestimmt nach dem vereinfachten Antwortspektrenverfahren
G	Gesamt-Effektivgewicht des Bauwerks, gleich dem Gewicht des Brückenüberbaus zuzüglich des Gewichts der oberen Pfeilerhälften
G_i	Im Knoten i konzentriertes Gewicht
K	Steifigkeit des Systems
L	Gesamtlänge der durchlaufenden Fahrbahnplatte
L_s	Abstand vom plastischen Gelenk zum Nullpunkt des Momentes
M	Gesamtmasse
$M_{Ed,i}$	Größtwerft des Bemessungsmoments in der Erdbeben-Bemessungssituation am vorgesehenen Ort für das plastische Gelenk des duktilen Bauteils i
$M_{Rd,i}$	Bemessungs-Biegetragfähigkeit des Fließgelenkquerschnitts des duktilen Bauteils i
M_t	Äquivalentes statisches Biegemoment um die Vertikalachse durch den Massenmittelpunkt des Überbaus
$Q_{k,1}$	Charakteristischer Wert der Verkehrslast
R_d	Bemessungswert der Tragfähigkeit (des Widerstands)
$S_d(T)$	Spektralbeschleunigung des Bemessungsspektrums
T	Schwingungsdauer der Grundeigenschwingungsform für die betrachtete Richtung
X	Horizontale Längsachse der Brücke
Y	Horizontale Querachse der Brücke
Z	Vertikalachse
α_s	Schubslankheit des Pfeilers
Δ_d	Größter Unterschied der Verschiebungen aller Pfeilerköpfe in der Querrichtung infolge der Erdbebenwirkung in Querrichtung oder infolge der Einwirkung einer Querbelastung ähnlicher Verteilung
η_k	Bezogene Längskraft ($= N_{Ed}/(A_c \cdot f_{ck})$)
$\theta_{p,d}$	Bemessungswert der plastischen Rotationskapazität
$\theta_{p,E}$	Nachfragewert für die plastische Gelenkrotation
ξ	Viskoser Dämpfungsgrad (LEHRsches Dämpfungsmaß)
$\psi_{2,i}$	Beiwert für den quasiständigen Wert der veränderlichen Einwirkung i

1.6.4 Weitere Formelzeichen, die im Abschnitt 5 von EN 1998-2 verwendet werden

d_{Ed}	Relative Querverschiebung der Enden des betrachteten duktilen Bauteils
f_{ck}	Charakteristischer Wert der Betonfestigkeit
f_{ctd}	Bemessungswert der Beton-Zugfestigkeit
f_{sd}	Abgeminderte Spannung in der Bewehrung zwecks Rissbeschränkung
f_{sy}	Bemessungswert der Streckgrenze der Bewehrung im Knoten
z_b	Hebelarm der inneren Kräfte in den Endquerschnitten des Trägers
z_c	Hebelarm der inneren Kräfte im Fließgelenkquerschnitt der Stütze

DIN EN 1998-2:2011-12
EN 1998-2:2005 + A1:2009 + A2:2011 + AC:2010 (D)

$A_c(V_c, M_c, N_c)$	Zustandsgrößen nach der Kapazitätsbemessung
A_c	Fläche des Betonquerschnitts
A_{Ed}	Bemessungswert der Erdbebeneinwirkung (Erdbebeneinwirkung allein)
A_{Sd}	Einwirkung in der Erdbeben-Bemessungssituation
A_{sx}	Fläche der horizontalen Knotenbewehrung
A_{sz}	Fläche der vertikalen Knotenbewehrung
E_d	Bemessungswert der Zustandsgrößen in der Erdbeben-Bemessungssituation
G_k	Charakteristischer Wert der ständigen Last
M_o	Überfestigkeitsmoment
M_{Ed}	Bemessungsmoment in der Erdbeben-Bemessungssituation
M_{Rd}	Bemessungswert der Biegefestigkeit des Querschnitts
N_{Ed}	Längskraft in der Erdbeben-Bemessungssituation
N_{cG}	Längskraft in der Stütze infolge der ständigen und quasiständigen Einwirkungen in der Erdbeben-Bemessungssituation
N_{jz}	Vertikale Längskraft in einem Knoten
Q_{1k}	Charakteristischer Wert der Verkehrslast
Q_2	Quasiständiger Wert lang andauernder Einwirkungen
P_k	Charakteristischer Wert der Vorspannung nach Abzug aller Verluste
R_d	Bemessungswert für die Tragfähigkeit (Widerstand) des Querschnitts
R_{df}	Bemessungsgrößtwert der Reibungskraft des Gleitlagers
T_{Rc}	Resultierende Kraft der Stützensugbewehrung
$V_{E,d}$	Bemessungswert der Querkraft
V_{jx}	Bemessungswert der horizontalen Querkraft am Knoten
V_{jz}	Bemessungswert der vertikalen Querkraft am Knoten
V_{1bC}	Querkraft im Träger auf der Zugseite der Stütze
γ_M	Werkstoff-Teilsicherheitsbeiwert
γ_o	Überfestigkeitsbeiwert
γ_{of}	Vergrößerungsbeiwert für die Reibung infolge der Alterung
$\gamma_{Bd}, \gamma_{Bd1}$	Zusätzlicher Sicherheitsbeiwert gegen spröde Versagensformen
ρ_x	Bewehrungsgrad der Horizontalbewehrung
ρ_y	Bewehrungsgrad der geschlossenen Bügel in Querrichtung des Knotenfelds (senkrecht zur Beanspruchungsebene)
ρ_z	Bewehrungsgrad der Vertikalbewehrung
ψ_{21}	Kombinationsbeiwert
ΔA_{sx}	Fläche der horizontalen Knotenbewehrung, die außerhalb des Knotenkörpers liegt
ΔA_{sz}	Fläche der vertikalen Knotenbewehrung, die außerhalb des Knotenkörpers liegt

1.6.5 Weitere Formelzeichen, die in Abschnitt 6 von EN 1998-2 verwendet werden

a_g	Bemessungs-Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A (siehe EN 1998-1:2004, 3.2.2.2).
b	Querschnittsabmessung des Betonkerns senkrecht zur betrachteten Richtung der Umschnürung, gemessen bis zur Mittellinie der Umfangsbügel
b_{\min}	Kleinste Abmessung des Betonkerns
d_{bL}	Durchmesser des Längsbewehrungsstabes
d_{eg}	Effektive Verschiebung infolge der räumlichen Veränderlichkeit der erdbebeninduzierten Bodenverschiebung
d_{es}	Effektive Erdbebenverschiebung des Auflagers infolge Bauwerksverformung
d_g	Bemessungs-Spitzenwert der Bodenverschiebung wie in EN 1998-1:2004, 3.2.2.4 festgelegt
f_t	Zugfestigkeit
f_y	Streckgrenze
f_{ys}	Streckgrenze der Längsbewehrung
f_{yt}	Streckgrenze des Querhakens
I_m	Mindestlänge des Auflagers um die sichere Übertragung der Vertikalkraft sicherzustellen.
l_{ov}	Mindestlänge der Überlappung
s	Abstand der Bügelschenkel, von Mitte zu Mitte
s_L	Größtwerwert des Abstands in Längsrichtung
s_T	Mittiger Abstand zwischen Bügelschenkel oder zusätzliche Querhaken
s_t	Abstand in Querrichtung
v_g	Bemessungswert der Bodengeschwindigkeit
v_s	Scherwellengeschwindigkeit im Boden bei kleinen Schubverzerrungen
A_c	Fläche des Bruttobetonquerschnitts
A_{cc}	Querschnittsfläche des umschnürten Betonkerns des Querschnitts
A_{sp}	Querschnitt der Wendel- oder Ringbewehrung
A_{sw}	Gesamt-Querschnittsfläche der Ringbewehrung oder der Querhaken in Querrichtung der Umschnürung
A_t	Querschnittsfläche eines Schenkels des Querhakens
D_i	Innerer Durchmesser
D_{sp}	Durchmesser der Wendel- oder Ringbewehrung
E_d	Gesamtwert des Erddrucks, der unter Erdbebenbedingungen das Widerlager beansprucht, nach EN 1998-5:2004
F_{Rd}	Bemessungstragfähigkeit (Widerstand)
L_h	Bemessungslänge von plastischen Gelenken
L_{eff}	Effektive Länge der Fahrbahnplatte

Q_d	Gewicht des Teils der Fahrbahnplatte, der mit einem Pfeiler oder Widerlager verbunden ist, oder der kleinere Wert der Gewichte der Fahrbahnabschnitte zu beiden Seiten einer dazwischen liegenden Trennfuge
S	Bodenparameter nach EN 1998-1:2004, 3.2.2.2
T_c	Eckperiode des elastischen Antwortspektrums wie in EN 1998-1:2004, 3.2.2.2 definiert
α_g	Bemessungs-Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A
γ_I	Bedeutungsbeiwert
γ_s	Freifeld-Erdbebenschubverzerrung des Bodens
δ	Beiwert in Abhängigkeit vom Verhältnis f_t/f_y
μ_Φ	Erforderlicher Krümmungsduktilitätsbeiwert, erforderliche Krümmungsduktilität
ΣA_s	Summe der Querschnittsflächen der Längsbewehrungsstäbe, die durch den Querhaken gehalten werden
ρ_L	Bewehrungsgrad der Längsbewehrung
ρ_w	Bewehrungsgrad der Querbewehrung
ω_{wd}	Mechanischer Bewehrungsgrad der Umschnürungsbewehrung

1.6.6 Weitere, im Abschnitt 7 und in den Anhängen J, JJ und K von EN 1998-2 verwendete Formelzeichen

a_g	Bemessungs-Spitzenwert der Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A
$a_{g,R}$	Bezugs-Spitzenwert der Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A
d	Bemessungswert der Verschiebung
d_b	Verschiebung des Isolators
d_{bd}	Bemessungsverschiebung des Isolators entsprechend der Bemessungsverschiebung des Isolationssystems d_{cd}
d_{bi}	Verschiebung des Isolators i
$d_{bi,a}$	Erhöhte Bemessungsverschiebung des Isolators i
$d_{bi,d}$	Bemessungsverschiebung des Isolators i
d_{cd}	Bemessungsverschiebung des Isolationssystems
d_{cf}	Bemessungsverschiebung des Isolationssystems, ermittelt nach dem vereinfachten Antwortspektrenverfahren
$d_{d,m}$	Berechnete Verschiebung des Steifigkeitszentrums
$\boxed{A_1}$	
$d_{m,i}$	maximale Gesamtverschiebung jeder Isolationsvorrichtung i
$d_{G,i}$	Versatz des Isolators i $\boxed{A_1}$
d_{id}	Verschiebung des Überbaus am Ort der Stützkonstruktion und des Isolators i
d_m	Verschiebungskapazität des Isolationssystems
d_{max}	Größtwert der Verschiebung

d_n, d_p	Jeweils der Mindestwert der experimentell ermittelten negativen und positiven Verschiebung
d_{rm}	Bleibende Verschiebung (Restverschiebung) des Isolationssystems
d_y	Verschiebung an der Streckgrenze
e_x	Exzentrizität in Längsrichtung der Brücke
r	Trägheitsradius der Masse der Fahrbahn um die Vertikalachse durch ihren Massenmittelpunkt
$sign(\dot{d}_b)$	Vorzeichen des Geschwindigkeitsvektors \dot{d}_b
t_e	Gesamtdicke der Elastomerschicht
v	Geschwindigkeit der Bewegung eines viskosen Isolators
v_{max}	Größtwert der Geschwindigkeit eines viskosen Isolators
x_i, y_i	Koordinaten des Pfeilers i im Grundriss
A_b	Effektive Querschnittsfläche des Elastomerlagers
E_D	Pro Zyklus bei der Bemessungsverschiebung des Isolationssystems d_{cd} dissipierte Energie
E_{Di}	Pro Zyklus bei der Bemessungsverschiebung des Isolationssystems d_{cd} dissipierte Energie der Isolierungseinheit i
E_E	Bemessungs-Erdbebenkräfte
E_{EA}	Berechnete Erdbeben-Zustandsgrößen
F_{max}	Größtwert der Kraft entsprechend der Bemessungsverschiebung
F_n, F_p	Experimentelle Mindestwerte der negativen und Größtwerte der positiven Kräfte für Einheiten mit hysteretischem oder Reibungsverhalten, oder experimentelle negative und positive Kräfte entsprechend jeweils d_n und d_p für Einheiten mit viskoelastischem Verhalten
F_y	Kraft an der Streckgrenze unter monotoner Belastung
F_0	Kraft bei der Verschiebung Null unter zyklischer Belastung
G_b	Schubmodul des Elastomerlagers
G_g	Scheinbarer konventioneller Schubmodul des Elastomerlagers nach EN 1337-3:2005
HDRB	Hoch dämpfendes Gummilager
H_i	Höhe des Pfeilers i
K_{bi}	Effektive Steifigkeit der Isolationsvorrichtung i
K_e	Elastische Steifigkeit des bilinearen hysteretischen Isolators unter monotoner Belastung
K_L	Steifigkeit des Bleikerns des Gummilagers mit Bleikern
K_p	Steifigkeit des bilinearen hysteretischen Isolators nach Verlassen des elastischen Bereichs (post-elastische Steifigkeit)
LRB	Gummigleitlager
K_{eff}	Effektive Steifigkeit des Isolationssystems in der betrachteten Haupthorizontalrichtung bei einer Verschiebung gleich der Bemessungsverschiebung d_{cd}
$K_{eff,i}$	Verbundsteifigkeit der Isolationsvorrichtungen und des entsprechenden Pfeilers i
K_{fi}	Steifigkeit des Fundaments des Pfeilers i

K_R	Streifigkeit des Gummis von Gummilagern mit Bleikern
K_{ri}	Rotationssteifigkeit des Fundaments des Pfeilers i
K_{si}	Verschiebungssteifigkeit des Schafts des Pfeilers i
K_{ti}	Translationssteifigkeit des Fundaments von Pfeiler i
K_{xi}, K_{yi}	Effektive Verbundsteifigkeit der Isolationsvorrichtung und des Pfeilers i
M_d	Masse des Überbaus
N_{Sd}	Längskraft durch den Isolator
PTFE	Polytetrafluorethen
Q_G	Ständige Längskraft des Isolators
R_b	Radius der sphärischen Gleitfläche
S	Bodenparameter des elastischen Spektrums nach EN 1998-1:2004, 3.2.2.2
T_C, T_D	Eckperioden des elastischen Spektrums nach 7.4.1(1)P und EN 1998-1:2004, 3.2.2.2
T_{eff}	Effektive Schwingungsdauer des Isolationssystems
$T_{min,b}$	Mindesttemperatur des Lagers für die Erdbebenauslegung
V_d	Größtwert der durch die Isolator-Grenzfläche übertragenen Querkraft
V_f	Größtwert der Querkraft, berechnet mit Hilfe des vereinfachten Antwortspektrenverfahrens
UBDP	Obere Grenzwerte der Bemessungseigenschaften von Isolatoren (Upper bound design properties of isolators)
LBDP	Untere Grenzwerte der Bemessungseigenschaften von Isolatoren (Lower bound design properties of isolators)
α_b	Geschwindigkeitsexponent des viskosen Dämpfers
γ_1	Bedeutungsbeiwert der Brücke
ΔF_{Ed}	Zusätzliche Vertikallasten infolge von seismischen Kippeffekten
ΔF_m	Zuwachs der Kraft zwischen den Verschiebungswerten $d_m/2$ und d_m
μ_d	Dynamischer Reibungskoeffizient
ξ	Äquivalenter viskoser Dämpfungsgrad
ξ_b	Beitrag der Isolatoren zur effektiven Dämpfung
ξ_{eff}	Effektive Dämpfung des Isolationssystems
ψ_{fi}	Kombinationsbeiwert

2 Grundlegende Anforderungen und Übereinstimmungskriterien

2.1 Bemessungs-Erdbebeneinwirkung

(1)P Die Entwurfsphilosophie dieser Norm besteht darin, die Anforderungen des Grenzzustands der Tragfähigkeit aus **2.2.2** und EN 1998-1:2004, **2.1(1)P** für die Bemessungs-Erdbebeneinwirkung (A_{Ed}) mit ausreichender Zuverlässigkeit zu erfüllen.

(2)P Sofern in diesem Teil nicht anders vorgegeben, ist das elastische Spektrum der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung entsprechend EN 1998-1:2004, **3.2.2.2**, **3.2.2.3** und **3.2.2.4** anzusetzen. Bei der Anwendung der äquivalenten linearen Methode aus **4.1.6** (unter Verwendung des Verhaltensbeiwerts q) muss das Entwurfsspektrum nach EN 1998-1:2004, **3.2.2.5** angenommen werden.

(3)P Die Bemessungs-Erdbebeneinwirkung, A_{Ed} , wird ausgedrückt mit Hilfe von:

- a) der Referenz-Erdbebeneinwirkung, A_{Ek} , verbunden mit einer Referenz-Überschreitungswahrscheinlichkeit in 50 Jahren, P_{NCR} , oder einer Referenz-Wiederkehrperiode, T_{NCR} , (siehe EN 1998-1:2004, **2.1(1)P** und **3.2.1(3)**) und
- b) dem Bedeutungsbeiwert (siehe EN 1990: 2002 und EN 1998-1:2004, **2.1(2)P**, **2.1(3)P** und **(4)**), um hinsichtlich der erforderlichen Zuverlässigkeit zu differenzieren.

$$A_{Ed} = \gamma A_{Ek} \quad (2.1)$$

ANMERKUNG 1 Der Wert, welcher der Referenz-Wiederkehrperiode T_{NCR} , entsprechend der zu benutzenden Referenz-Erdbebeneinwirkung, zur Verwendung in einem Land zugewiesen wird, kann in seinem Nationalen Anhang festgelegt sein. Der empfohlene Wert beträgt: $T_{NCR} = 475$ Jahre.

ANMERKUNG 2 Informationen über die Referenz-Erdbebeneinwirkung und die Auswahl der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung während der Bauphase des Bauwerks sind dem informativen Anhang A zu entnehmen.

(4)P Brücken müssen in Bedeutungsklassen eingestuft werden, in Abhängigkeit von den Folgen ihres Versagens auf menschliches Leben, ihrer Wichtigkeit zur Aufrechterhaltung von Verkehrsverbindungen, besonders in der Zeit unmittelbar nach dem Erdbebenereignis, und den wirtschaftlichen Konsequenzen des Zusammenbruchs.

ANMERKUNG Die Definitionen der Bedeutungsklassen für Brücken in einem Land können in seinem nationalen Anhang festgelegt sein. Die empfohlene Einteilung in drei Bedeutungsklassen geschieht wie folgt:

Allgemein werden Autobahnbrücken und Brücken an Bundes(National-)Straßen sowie Eisenbahnbrücken der Bedeutungsklasse II zugeordnet (von durchschnittlicher Bedeutung).

Die Bedeutungsklasse III beinhaltet Brücken von entscheidender Bedeutung für die Aufrechterhaltung der Verkehrsverbindungen besonders in der Zeit unmittelbar nach dem Erdbebenereignis, Brücken, deren Versagen mit einer großen Anzahl mutmaßlicher Todesopfer einhergeht und größere Brücken, bei denen eine größere als die übliche Auslegungslbensdauer verlangt wird.

Eine Brücke darf der Bedeutungsklasse I (von weniger als durchschnittlicher Bedeutung) zugeordnet werden, wenn beide folgenden Bedingungen erfüllt sind.

- die Brücke ist unkritisch hinsichtlich Verkehrsverbindungen, und
- die Zugrundelegung entweder der Referenz-Überschreitungswahrscheinlichkeit in 50 Jahren, P_{NCR} , für die Bemessungs-Erdbebeneinwirkung, oder der Standard-Auslegungslbensdauer der Brücke von 50 Jahren ist ökonomisch nicht gerechtfertigt.

Die Bedeutungsklassen I, II und III entsprechen jeweils grob den in EN 1990:2002, **B3.1** definierten Auswirkungskategorien CC1, CC2 und CC3.

(5)P Die Bedeutungsklassen werden durch verschiedene Bedeutungsbeiwerte γ , wie in **2.1(3)P** und in EN 1998-1:2004, **2.1(3)P** beschrieben, gekennzeichnet.

(6) Der Bedeutungsbeiwert $\gamma = 1,0$ ist einem Erdbebenereignis mit der Referenz-Wiederkehrperiode nach **2.1(3)P** und EN 1998-1:2004, **3.2.1(3)** zugeordnet.

ANMERKUNG Die γ_1 zugewiesenen Werte zur Verwendung in einem Land können in einem Nationalen Anhang festgelegt sein. Die Werte von γ_1 dürfen für die verschiedenen Erdbebenzonen des Landes, abhängig von der Erdbebengefährdung und von Überlegungen hinsichtlich der öffentlichen Sicherheit (siehe Anmerkung zu EN 1998-1:2004, **2.1(4)**), unterschiedlich sein. Die empfohlenen Werte für γ_1 für die Bedeutungsklassen I, II und III sind jeweils gleich 0,85; 1 und 3.

2.2 Grundlegende Anforderungen

2.2.1 Allgemeines

(1)P Ziel der Bemessung muss die Erfüllung der folgenden zwei grundlegenden Anforderungen sein.

2.2.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

(1)P Nach dem Eintreten der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung muss die Brücke ihre Standsicherheit und eine ausreichende Resttragfähigkeit behalten, selbst wenn an einigen Teilen der Brücke stärkere Schäden auftreten können.

(2) Ein Fließen bestimmter Querschnitte infolge Biegung (z. B. die Ausbildung von plastischen Gelenken) darf in den Pfeilern auftreten. Wenn keine seismische Isolation vorgesehen ist, sind solche plastischen Verformungen im Allgemeinen in Gebieten starker Seismizität erforderlich, um die Bemessungs-Erdbebeneinwirkung auf ein Niveau abzusenken, das im Vergleich zu einer nicht für Erdbeben ausgelegten Brücke zu einem vertretbaren Mehraufwand bei den Baukosten führt.

(3) Allgemein sollte der Brückenüberbau so ausgelegt sein, dass Schäden vermieden werden. Ausgenommen davon sind lokale Schäden von untergeordneten Komponenten, wie Dehnungsfugen, Anschlussplatten (siehe **2.3.2.2(4)**) oder Brüstungen.

(4) Wenn die Bemessungs-Erdbebeneinwirkung eine hohe Überschreitungswahrscheinlichkeit innerhalb der Bemessungslebensdauer der Brücke aufweist, sollte die Bemessung auf eine schadenstolerante Struktur abzielen. Teile der Brücke, die durch ihren Beitrag zur Energiedissipation unter der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung schadensanfällig sind, sollten so ausgelegt sein, dass sie im Anschluss an das Auftreten der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung eine Nutzung durch den Notverkehr ermöglichen und einfach repariert werden können.

(5) Wenn die Bemessungs-Erdbebeneinwirkung eine geringe Eintrittswahrscheinlichkeit innerhalb der Bemessungslebensdauer der Brücke aufweist, kann die seismische Einwirkung entsprechend EN 1990:2002, **1.5.3.5** und **4.1.1(2)** als zufällige Einwirkung angesehen werden. In so einem Fall können die Anforderungen aus **(3)** und **(4)** gelockert werden.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang kann die Bedingungen zur Anwendung von **(5)** sowie den Umfang der entsprechenden Lockerungen von **(3)** und **(4)** festlegen. Es wird empfohlen, dass **(3)** und **(4)** anzuwenden sind, wenn die Referenz-Wiederkehrperiode T_{NCR} näherungsweise gleich 475 Jahre ist.

2.2.3 Schadensbegrenzung (Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, SLS)

(1)P Eine Erdbebeneinwirkung mit hoher Auftretenswahrscheinlichkeit darf lediglich geringen Schaden an den untergeordneten Komponenten und an den für die Energiedissipation vorgesehenen Teilen der Brücke verursachen. Alle anderen Teile der Brücke sollten unbeschädigt bleiben.

2.3 Übereinstimmungskriterien

2.3.1 Allgemeines

(1)P Um den in **2.2** dargelegten grundlegenden Anforderungen zu genügen, muss die Bemessung die in den folgenden Abschnitten umrissenen Kriterien erfüllen. Im Allgemeinen erfüllen die Kriterien, während sie explizit auf die Einhaltung des Grenzzustands der Tragfähigkeit abzielen (**2.2.2**), implizit auch diejenigen des Grenzzustands der Schadensbegrenzung (**2.2.3**).

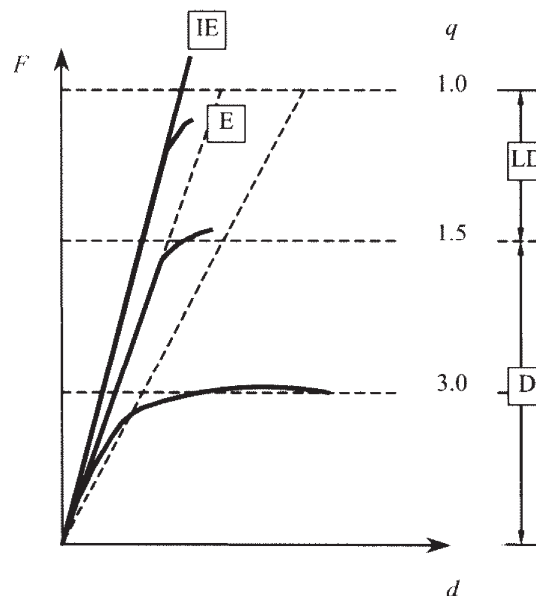
(2) Die Einhaltung der in dieser Norm dargelegten Kriterien wird als ausreichende Erfüllung der grundlegenden Anforderungen aus 2.2 angesehen.

(3)P Die Übereinstimmungskriterien hängen von dem angenommenen Verhalten der Brücke unter der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung ab. Dieses Verhalten darf nach 2.3.2 ausgewählt werden.

2.3.2 Beabsichtigtes seismisches Verhalten

2.3.2.1 Allgemeines

(1)P Die Brücke muss so ausgelegt sein, dass ihr Verhalten unter der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung entweder duktil oder beschränkt duktil/im Wesentlichen linear elastisch ist. Dies hängt von der Seismizität des Gebietes, ob bei der Auslegung eine seismische Isolation angenommen wird oder ob irgendeine weitere Zwangsbedingung vorliegt, ab. Dieses Verhalten (duktil oder beschränkt duktil) wird durch die globale Kraft-Verformungsbeziehung des Bauwerks, wie in Bild 2.1 (siehe auch Tabelle 4.1) schematisch dargestellt, charakterisiert.



Legende

q	Verhaltensbeiwert
IE	ideal elastisch
E	im Wesentlichen elastisch
LD	beschränkt duktil
D	duktil

Bild 2.1 — Seismisches Verhalten

2.3.2.2 Duktiles Verhalten

(1) In Regionen mit mittlerer bis hoher Seismizität ist es sowohl aus ökonomischen als auch aus Sicherheitsgründen üblicherweise empfehlenswert, eine Brücke für duktiles Verhalten zu bemessen, d. h. die Brücke derart auszustatten, dass bei starken Erdbeben ein Großteil der aufgenommenen Energie zuverlässig dissipiert wird. Erreicht wird dies dadurch, dass die Bildung einer geplanten Konfiguration von Biege-Fließgelenken ermöglicht wird, oder durch den Einsatz von Isolationsvorrichtung nach Abschnitt 7. Der folgende Teil dieses Abschnitts bezieht sich auf duktiles Verhalten, welches durch Biege-Fließgelenke realisiert wird.

(2)P Brücken mit duktilem Verhalten müssen so konstruiert werden, dass sich im Bauwerk eine zuverlässig stabile, lokale oder globale kinematische Kette aus Biege-Fließgelenken bilden kann. Diese Gelenke entstehen üblicherweise in den Pfeilern und wirken als die hauptsächlichsten Energiedissipationsmechanismen.

(3) Soweit es realisierbar ist, sollten für die Bildung der plastischen Gelenke Orte ausgewählt werden, die für Inspektionen und Reparaturen zugänglich sind.

(4)P Der Brückenüberbau muss im linear-elastischen Bereich bleiben. Dennoch ist die Bildung von plastischen Gelenken (bei Biegung um die Querachse) in den biegeweichen, duktilen Betonplatten zulässig, welche die Durchlaufwirkung zwischen benachbarten, gelenkig gelagerten, vorgefertigten Betonbindern herstellen.

(5)P Plastische Gelenke dürfen nicht in Stahlbetonquerschnitten auftreten, in denen die normierte Axialkraft η_k , definiert in **5.3(4)**, den Wert 0,6 überschreitet.

(6)P Diese Norm enthält keine Regeln für die Duktilität in vorgespannten oder nachträglich vorgespannten Bauteilen. Daher sollte in solche Bauteile die Bildung von plastischen Gelenken infolge der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung vermieden werden.

(7) Biege-Fließgelenke müssen nicht notwendigerweise in allen Pfeilern entstehen. Jedoch wird das optimale postelastische, nicht-lineare seismische Verhalten einer Brücke erreicht, wenn sich plastische Gelenke nahezu gleichzeitig in möglichst vielen Pfeilern bilden.

(8) Die Fähigkeit des Bauwerks, Fließgelenke auszubilden, ist erforderlich, um eine Energiedissipation und somit duktilen Verhalten sicherzustellen (siehe 4.1.6(2)).

ANMERKUNG Die Verformung von Brücken, die ausschließlich auf normale Elastomerlager aufliegen, ist hauptsächlich elastisch und führt somit im Allgemeinen nicht zu duktilem Verhalten (siehe **4.1.6(11)P**).

(9) Die globale Kraft-Verformungsbeziehung sollte ein signifikantes Fließplateau aufweisen und eine hysteretische Energiedissipation über mindestens fünf inelastische Deformationszyklen sicherstellen (siehe Bild 2.1, 2.2 und 2.3).

ANMERKUNG Elastomerlager an einigen Auflagern in Kombination mit monolithischen Auflagern an anderen Pfeilern könnten, nachdem sich Fließgelenke in den anderen stützenden Bauteilen gebildet haben, ein Ansteigen der Widerstandskraft bei zunehmenden Verformungen nach sich ziehen. Jedoch sollte sich die Zuwachsrate der Widerstandskraft nach der Bildung der Fließgelenke deutlich reduzieren.

(10) Stützende Bauteile (Pfeiler oder Widerlager), die durch gleitende oder biegsame Befestigungen (Gleitlager oder biegsame Elastomerlager) mit dem Überbau verbunden sind, sollten im Allgemeinen im linear-elastischen Bereich verbleiben.

2.3.2.3 Beschränkt duktilen Verhalten

(1) Bei Bauwerken mit beschränkt duktilem Verhalten muss eine plastische Zone mit einer wesentlichen Abnahme der Sekantensteifigkeit unter der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung nicht in jedem Fall auftreten. Hinsichtlich der Kraft-Verformungsbeziehung ist die Bildung eines Kraftplateaus nicht erforderlich, so lange die Abweichung vom ideal elastischen Verhalten für eine gewisse hysteretische Energiedissipation sorgt. Einem solchen Verhalten entspricht ein Verhaltensbeiwert von $q \leq 1,5$ und das Verhalten wird in dieser Norm als „beschränkt duktil“ bezeichnet.

ANMERKUNG Werte für q im Bereich zwischen $1 \leq q \leq 1,5$ sind hauptsächlich auf den immer vorhandenen Abstand zwischen der Auslegungs- und der voraussichtlich vorhandenen Festigkeit in der Erdbeben-Bemessungssituation zurückzuführen.

(2) Für Brücken, deren seismisches Verhalten durch Eigenformen höherer Art (z. B. bei Schrägseilbrücken) beherrscht wird, oder bei denen die bauliche Durchbildung der plastischen Gelenke für die Erzeugung eines duktilen Verhaltens nicht zuverlässig gelingt (z. B. aufgrund einer hohen Axialkraft oder einer niedrigen Schubschlankheit), wird ein Verhaltensbeiwert von $q = 1$, entsprechend dem elastischen Verhalten empfohlen.

2.3.3 Beanspruchbarkeitsnachweise

(1)P Bei Brücken, die für duktilen Verhalten ausgelegt sind, muss nachgewiesen werden, dass die Bereiche der plastischen Gelenke angemessene Biegetragfähigkeit als Widerstand gegen die Zustandsgrößen aus der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung, wie in 5.5 beschrieben, aufweisen. Der Schubwiderstand der plastischen Gelenke, sowie der Schub- und Biege-Widerstand aller anderen Bereiche, muss so ausgelegt sein, dass sie den „Kapazitätsbemessungszustandsgrößen“, wie in 2.3.4 (siehe auch 5.3) beschrieben, standhalten.

(2) Bei Brücken, die für beschränkt duktilen Verhalten ausgelegt sind, sollte der Nachweis erbracht werden, dass sämtliche Querschnitte eine ausreichende Festigkeit besitzen, um die Zustandsgrößen infolge der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung nach 5.5 aufzunehmen (siehe 5.6.2).

2.3.4 Kapazitätsbemessung

(1)P Bei Brücken mit duktilem Verhalten muss die Kapazitätsbemessung angewendet werden, um sicherzustellen, dass sich eine angemessene Rangordnung der Widerstände innerhalb der verschiedenen Bauteile einstellt. Dadurch wird sichergestellt, dass sich die beabsichtigte Verteilung der plastischen Gelenke ausbildet und dass spröde Versagensformen vermieden werden.

(2)P (1)P wird dadurch erfüllt, dass alle Bauteile, die planmäßig elastisch bleiben sollten, zur Vermeidung spröder Versagensformen für „Schnittkräfte nach der Kapazitätsbemessungsmethode“ ausgelegt werden müssen. Solche Schnittkräfte ergeben sich aus den Gleichgewichtsbedingungen an den vorgesehenen plastischen Bereichen, wenn alle Biege-Fließgelenke einen oberen Fraktilwert ihrer Biegetragfähigkeit (Überfestigkeit), wie in 5.3 beschrieben, entwickelt haben.

(3) Für Brücken mit beschränkt duktilem Verhalten ist die Anwendung der Kapazitätsbemessung nicht erforderlich.

2.3.5 Vorschriften für die Duktilität

2.3.5.1 Allgemeine Anforderungen

(1)P Die vorhergesehenen plastischen Gelenke müssen mit angemessener Duktilität ausgestattet werden, um die erforderliche globale Gesamtduktilität des Bauwerks sicherzustellen.

ANMERKUNG Die Definitionen der globalen und lokalen Duktilitäten, vorgestellt in 2.3.5.2 und 2.3.5.3, schaffen eine theoretische Grundlage für duktilen Verhalten. Im Allgemeinen sind sie für den praktischen Nachweis der Duktilität, welcher nach 2.3.5.4 erfolgt, nicht erforderlich.

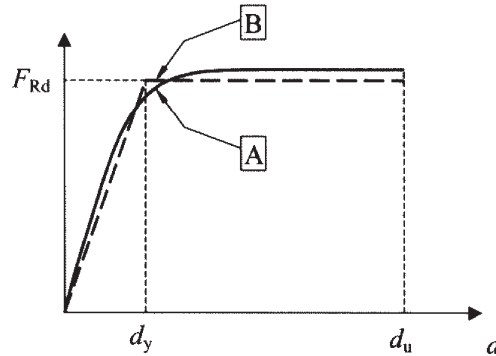
2.3.5.2 Globale Duktilität

(1) Mit Bezug auf ein äquivalentes Einmassenschwingersystem mit einer idealisierten elastisch-vollplastischen Kraft-Verformungsbeziehung nach Bild 2.2, wird die Bemessungsduktilität des Bauwerks (die vorhandene Verschiebungsduktilität) als das Verhältnis aus der Verformung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (d_u) und der Fließverformung (d_y) definiert. Beide Verformungen werden am Massenmittelpunkt gemessen, d. h. $\mu_d = d_u/d_y$.

(2) Wenn eine äquivalente lineare Berechnung durchgeführt wird, wird die Fließkraft der globalen elastisch-vollplastischen Kraft-Verformungsbeziehung gleich dem Bemessungswert der Widerstandskraft F_{Rd} angenommen. Die Fließverformung, die den elastischen Zweig definiert, wird so ausgewählt, dass das Bemessungs-Kraft-Verformungsdiagramm für monotone Belastung möglichst gut angenähert wird.

(3) Die Grenzverformung d_u wird als die maximale Verformung definiert, die folgende Bedingung erfüllt. Das Bauwerk sollte in der Lage sein, mindestens 5 vollen Verformungszyklen der Grenzverformung zu widerstehen:

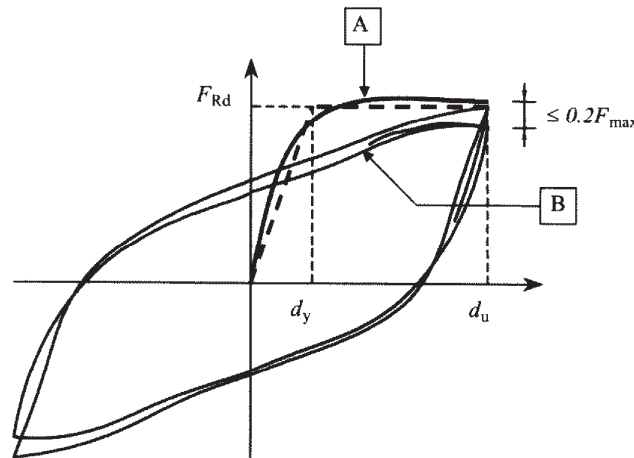
- ohne dass ein Versagen der Umschnürungsbewehrung in Stahlbetonquerschnitten eingeleitet wird, oder lokale Beuleffekte bei Stahlprofilen auftreten; und
- ohne einen Abfall der Widerstandskraft von duktilen Stahlquerschnitten bzw. ohne einen größeren Abfall als 20 % der Grenz-Widerstandskraft von bewehrten duktilen Stahlbetonbauteilen (siehe Bild 2.3).



Legende

- A Bemessung
- B Elastoplastisch

Bild 2.2 — Globales Kraft-Verformungsdiagramm (Monotone Belastung)



Legende

- A Monotone Belastung
- B 5-ter Zyklus

Bild 2.3 — Kraft-Verformungs-Zyklen (Stahlbeton)

2.3.5.3 Lokale Duktilität an den plastischen Gelenken

(1) Die globale Duktilität des Bauwerks hängt von der vorhandenen lokalen Duktilität der plastischen Gelenke ab (siehe Bild 2.4). Diese kann als Funktion der Krümmungsduktilität des Querschnitts

$$\mu_{\phi} = \Phi_u / \Phi_y \tag{2.2}$$

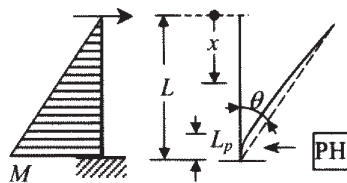
oder als Funktion der Sekanten-Rotationsduktilität an den Enden, an denen sich die plastischen Gelenke bilden, in Abhängigkeit ihrer plastischen Rotationsfähigkeit, $\theta_{p,u} = \theta_u - \theta_y$, ausgedrückt werden:

$$\mu_\theta = \theta_u / \theta_y = 1 + (\theta_u - \theta_y) / \theta_y = 1 + \theta_{p,u} / \theta_y \quad (2.3)$$

Die Sekantendrehung wird, wie in Bild 2.4 zu sehen, über die Länge L zwischen dem Endquerschnitt des plastischen Gelenks und dem Nullpunkt des Momentes gemessen.

ANMERKUNG 1 Für Betonbauteile wird die Beziehung zwischen θ_p , Φ_u , Φ_y , L und L_p durch Gleichung (E16b) in E.3.2 des informativen Anhangs E beschrieben.

ANMERKUNG 2 Für Betonbauteile kann die Länge der plastischen Gelenke L_p im nationalen Anhang als eine Funktion der Geometrie und anderer Eigenschaften des Bauteils festgelegt sein. Die vorgeschlagene Gleichung ist in Anhang E angegeben.



Legende

PH Plastisches Gelenk

Bild 2.4 — Sekantendrehung $\theta = \frac{1}{L} \int_0^L \phi x dx$

(2) In den obigen Ausdrücken sollten die Grenzverformungen den Definitionen in 2.3.5.2(3) entsprechen.

ANMERKUNG Die Beziehung zwischen der Krümmungsduktilität eines plastischen Gelenks und der globalen Verschiebungsduktilität wird für einfache Fälle in Anhang B gegeben. Diese Beziehung ist nicht für den Nachweis der Duktilität vorgesehen.

2.3.5.4 Nachweis der Duktilität

(1)P Die Erfüllung der speziellen Regeln, nach Abschnitt 6, stellt die Verfügbarkeit von angemessener lokaler und globaler Duktilität sicher.

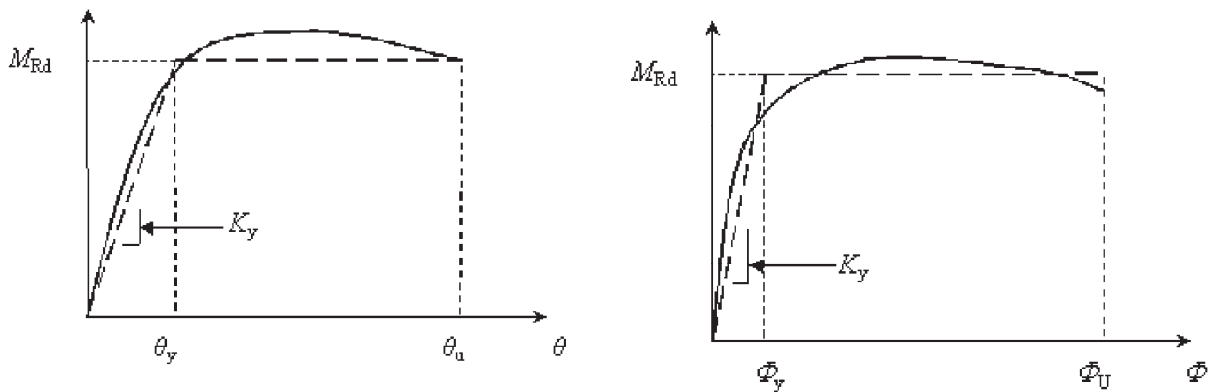
(2)P Werden nicht-lineare statische oder dynamische Berechnungen durchgeführt, muss die Forderung an den Sekantendrehwinkel mit der vorhandenen (angebotenen) Rotationskapazität der plastischen Gelenke (siehe 4.2.4.4) verglichen werden.

(3) Für Brücken mit beschränkt duktilem Verhalten sollten die Bestimmungen aus 6.5 angewendet werden.

2.3.6 Anschlüsse — Kontrolle von Verschiebungen — Bauliche Durchbildung

2.3.6.1 Effektive Steifigkeit — Auslegungs-Erdbebenverschiebung

(1)P Wenn äquivalente lineare Berechnungsmethoden angewendet werden, muss die Steifigkeit jedes Bauteils entsprechend seiner Sekantensteifigkeit bei der für die Bemessungs-Erdbebeneinwirkung ermittelte maximale Spannung gewählt werden. Für Bauteile, die plastische Gelenke enthalten, entspricht dies der Sekantensteifigkeit an der theoretischen Streckgrenze (siehe Bild 2.5).



Links: Moment-Verdrehungs-Beziehung eines plastischen Gelenkes für Baustahl;
 Rechts: Moment-Krümmungs-Beziehung eines Stahlbetonquerschnitts.

Bild 2.5 — Moment — Verformungsbeziehungen an plastischen Gelenken

(2) Für Stahlbetonbauteile in Brücken, die für duktilen Verhalten bemessen werden, und für den Fall, dass kein genaueres Verfahren verwendet wird, darf die in einer linearen Berechnung (statisch oder dynamisch) für die Bemessungs-Erdbebeneinwirkung verwendete effektive Biegesteifigkeit wie folgt bestimmt werden.

- Für Brückenpfeiler aus Stahlbeton wird der Wert auf der Grundlage der Sekantensteifigkeit an der theoretischen Streckgrenze berechnet.
- Für Fahrbahnen aus Spannbeton oder Stahlbeton wird die Steifigkeit der ungerissenen Brutto-Betonquerschnitte benutzt.

ANMERKUNG **Anhang C** gibt Hinweise für die Abschätzung der effektiven Steifigkeit von Stahlbetonbauteilen.

(3) Für Brücken, die für beschränkt duktilen Verhalten ausgelegt sind, können entweder die Regeln aus (2) angewendet werden oder die Biegesteifigkeit des ungerissenen Brutto-Betonquerschnitts für das gesamte Bauwerk angesetzt werden.

(4) Sowohl für Brücken mit duktilem als auch mit beschränkt duktilem Verhalten sollte der starke Abfall der Torsionssteifigkeit des Betonüberbaus im Verhältnis zur Torsionssteifigkeit des ungerissenen Überbaus berücksichtigt werden. Wenn keine genauere Berechnung durchgeführt wird, können die folgenden Anteile der Torsionssteifigkeit des ungerissenen Bruttoquerschnitts verwendet werden:

- bei offenen Querschnitten oder Platten darf die Torsionssteifigkeit vernachlässigt werden;
- 50 % der Steifigkeit des ungerissenen Brutto-Querschnitts bei vorgespannten Kastenquerschnitten;
- 30 % der Steifigkeit des ungerissenen Brutto-Querschnitts bei Stahlbeton-Kastenquerschnitten.

(5) Sowohl für duktile als auch für beschränkt duktile Brücken sollten die Verformungen aus den Berechnungen nach (2) und (3) mit dem Verhältnis aus (a), der in der Berechnung benutzten Biegesteifigkeit des Bauteils, zu (b), dem Wert der Biegesteifigkeit entsprechend dem aus der Berechnung resultierenden Spannungsniveau, multipliziert werden.

ANMERKUNG Es ist bekannt, dass im Fall einer äquivalenten linearen Berechnung (siehe 4.1.6(1)P) die Überschätzung der effektiven Steifigkeit zu Ergebnissen führt, die hinsichtlich der seismischen Zustandsgrößen auf der sicheren Seite liegen. In einem solchen Fall brauchen nach der Berechnung lediglich die Verformungen auf der Basis der Biegesteifigkeit entsprechend der ermittelten Größe der Momente korrigiert werden. Demgegenüber sollte die Berechnung mit einem besseren Näherungswert für die effektive Steifigkeit wiederholt werden, falls die ursprünglich angenommene effektive Steifigkeit deutlich geringer ist als diejenige die den Spannungen aus der Berechnung entspricht.

(6)P Falls eine lineare seismische Berechnung auf der Grundlage des Entwurfsspektrums nach EN 1998-1:2004, **3.2.2.5** durchgeführt wird, muss die Bemessungs-Erdbebenverschiebung, d_E , aus den aus dieser Berechnung ermittelten Verschiebungen, d_{Ee} , wie folgt berechnet werden:

$$d_E = \pm \eta \mu_d d_{Ee} \quad (2.4)$$

mit

η Korrekturfaktor der Dämpfung nach EN 1998-1:2004, **3.2.2.2(3)**, mit den in **4.1.3(1)** festgelegten Dämpfungswerten ξ ermittelt.

(7) Wenn die Verformungen d_{Ee} aus einer linearen elastischen Berechnung auf der Grundlage des elastischen Spektrums nach EN 1998-1:2004, **3.2.2.2** ($q = 1,0$) berechnet wurden, muss die Bemessungs-erdbebenverschiebung, d_E , gleich d_{Ee} gesetzt werden.

(8)P Die Verschiebungsduktilität muss wie folgt angenommen werden:

— wenn die Grundschiebungsdauer T in der betrachteten horizontalen Richtung $T \geq T_0 = 1,25T_C$, mit T_C als Eckperiode nach EN 1998-1:2004, **3.2.2.2**, ist, dann gilt

$$\mu_d = q \quad (2.5)$$

— für $T < T_0$ gilt

$$\mu_d = (q - 1) \frac{T_0}{T} + 1 \leq 5q - 4 \quad (2.6)$$

wobei q der bei der Berechnung des Werts d_{Ee} angenommene Verhaltensbeiwert ist.

ANMERKUNG Gleichung (2.6) sieht einen langsamen Übergang zwischen der Regel der „gleichen Verschiebung“, anwendbar für $T \geq T_0$, und dem Bereich kurzer Perioden (unüblich für Brücken) vor, bei dem die Annahme eines kleinen q -Wertes angebracht ist. Für sehr kleine Perioden ($T < 0,033$ s) sollte $q = 1$ (siehe auch **4.1.6(9)**) und somit $\mu_d = 1$ angenommen werden.

(9)P Wenn nicht-lineare Zeitverlaufsrechnungen durchgeführt werden, müssen die Verformungskurven der plastisch werdenden Bauteile ihrem tatsächlichen nicht-linearen Verhalten entsprechen, und zwar sowohl bezüglich der Belastungs- und Entlastungsäste der Hystereseschleife als auch bezüglich möglicher Verminderungs-(Degradations-)effekte (siehe **4.2.4.4**).

2.3.6.2 Anschlüsse

(1)P Anschlüsse zwischen stützenden und gestützten Bauteilen müssen so bemessen sein, dass die Standsicherheit sichergestellt ist und ein Herunterfallen von den Lagern unter extremen Erdbebenverformungen verhindert wird.

(2) Wenn in diesem Teil nicht anders festgelegt, sollten Lager, Verbindungen und Ankervorrichtungen zur Sicherstellung der Standsicherheit unter Verwendung der Zustandsgrößen aus der Kapazitätsbemessung (siehe **5.3**, **6.6.2.1**, **6.6.3.1** und **6.6.3.2**) bemessen werden.

(3) Bei neuen Brücken sollten an beweglichen Anschlüssen angemessene Überlappungslängen zwischen stützenden und gestützten Bauteilen vorgesehen werden, um das Herunterfallen von den Lagern (siehe **6.6.4**) zu vermeiden.

(4) Bei der Ertüchtigung bestehender Brücken können als Alternative zum Anordnen einer Überlappungslänge energiedissipierende Verbindungen zwischen stützenden und gestützten Bauteilen vorgesehen werden (siehe **6.6.1(3)P** und **6.6.3.1(1)**).

2.3.6.3 Begrenzung von Verschiebungen — bauliche Durchbildung

(1)P Neben der Sicherstellung der benötigten globalen Duktilität, muss die bauliche Durchbildung der tragenden und nicht tragenden Bauteile der Brücke und ihrer Komponenten für die Aufnahme der Verformungen in der Erdbeben-Bemessungssituation sorgen.

(2)P Zum Schutz von kritischen oder wichtigen tragenden Bauteilen müssen Fugen vorgesehen werden. Solche Fugen müssen den resultierenden Bemessungswert der Verschiebung in der Erdbeben-Bemessungssituation, d_{Ed} , aufnehmen, und deren lichte Breite wird wie folgt berechnet:

$$d_{Ed} = d_E + d_G + \psi_2 d_T \quad (2.7)$$

wobei die folgenden Verschiebungen mit dem jeweils ungünstigen Vorzeichen kombiniert werden müssen:

d_E ist die Auslegungs-Erdbebenverschiebung entsprechend **2.3.6.1**;

d_G ist die Langzeitverschiebung aufgrund der ständigen und der quasi-ständigen Einwirkungen (z. B. nachträgliches Vorspannen, Schwinden und Kriechen des Betonüberbaus);

d_T ist die Verschiebung aufgrund der Temperaturbewegungen;

ψ_2 ist der Kombinationsbeiwert für die quasi-ständigen Werte der thermischen Einwirkung entsprechend EN 1990:2002, Tabellen A2.1, A2.2 oder A2.3.

Falls sie maßgebend sind, müssen Effekte nach Theorie 2. Ordnung zur Berechnung des Gesamt-Bemessungswerts der Verschiebung in der Erdbeben-Bemessungssituation berücksichtigt werden.

(3) Die relative Bemessungs-Erdbebenverschiebung, d_E , zwischen zwei unabhängigen Abschnitten einer Brücke kann als Wurzel der Summe der Quadrate der für jeden Abschnitt nach **2.3.6.1** berechneten Bemessungs-Erdbebenverschiebungswerte bestimmt werden.

(4)P Große Stoßkräfte, ausgelöst durch unvorhersehbare Stöße zwischen wichtigen Bauteilen, müssen mittels duktiler/federnder Bauteile oder durch spezielle energieabsorbierende Vorrichtungen (Puffer) unterbunden werden. Solche Bauteile müssen mindestens einen Schlupf aufweisen, der gleich dem gesamten Bemessungswert der Verschiebung, d_{Ed} , in der Erdbeben-Bemessungssituation ist.

(5) Die bauliche Durchbildung von nicht tragenden Bauteilen (z. B. Bewegungsfugen des Überbaus und an Widerlagermauern), deren Beschädigung aufgrund der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung zu erwarten ist, sollte für die anzunehmende Art des Schadens vorsorgen und die ständige Möglichkeit zur Instandsetzung vorsehen. Die lichten Fugenbreiten sollten angemessene Anteile der Bemessungs-Erdbebenverschiebung und der Temperaturbewegungen, entsprechend p_E und p_T , unter Beachtung aller langzeitlicher Kriech- und Schwindeffekte, aufnehmen, so dass Schäden unter häufigen Erdbeben verhindert werden. Zweckmäßige Werte für diese Anteile können basierend auf einer Beurteilung der Wirtschaftlichkeit der Maßnahmen zur Verhinderung der Schäden ausgewählt werden.

ANMERKUNG 1 Der zur Verwendung in einem Land zugewiesene Wert für p_E und p_T kann in Abwesenheit einer expliziten Optimierung in dem Nationalen Anhang festgelegt sein. Die folgenden Werte werden empfohlen: $p_E = 0,4$ (für die Bemessungs-Erdbebenverschiebung); $p_T = 0,5$ (für die Temperaturbewegungen).

ANMERKUNG 2 An Fugen von Eisenbahnbrücken muss unter Umständen eine Relativverschiebung in Querrichtung entweder ganz vermieden oder auf geeignete Werte zur Verhinderung von Entgleisungen begrenzt werden.

2.3.7 Vereinfachte Kriterien

- (1) Für Fälle niedriger Seismizität können vereinfachte Entwurfskriterien eingeführt werden.

ANMERKUNG 1 Die Festlegung der Brückenkategorien, des Bodentyps und der Erdbebenzone, für welche die Anforderungen für niedrige Seismizität gelten, können im Nationalen Anhang des jeweiligen Landes enthalten sein. Es wird empfohlen, dass die Fälle von niedriger Seismizität (und dementsprechend mittlerer bis hoher Seismizität), wie in der Anmerkung zur EN 1998-1:2004, **3.2.1(4)** empfohlen, definiert werden sollten.

ANMERKUNG 2 In Fällen niedriger Seismizität können für die Erdbebenbemessung die Einteilung der Brücken und die vereinfachten Kriterien mit Bezug auf einzelne Brückenklassen in dem nationalen Anhang festgelegt sein. Es wird empfohlen, dass sich diese vereinfachten Kriterien auf beschränkt duktilen/im Wesentlichen linear elastisches seismisches Verhalten der Brücke, für die keine speziellen Anforderungen an die Duktilität notwendig sind, beziehen.

2.4 Konzeptioneller Entwurf

- (1) Während der Planungsphase der Brücke ist die Berücksichtigung der Folgen der Erdbebeneinwirkung, auch in Fällen von niedriger oder mittlerer Seismizität wichtig.

(2) In Fällen niedriger Seismizität sollte über die Art des vorgesehenen seismischen Verhaltens der Brücke (siehe **2.3.2**) entschieden werden. Wenn ein beschränkt duktilen (oder ein im Wesentlichen linear elastisches) Verhalten gewählt wird, können vereinfachte Kriterien nach **2.3.7** angewendet werden.

(3) In Fällen von mittlerer bis hoher Seismizität, ist die Wahl von duktilem Verhalten generell angebracht. Es sollte entschieden werden, ob die Umsetzung durch die planmäßige Bildung von zuverlässigen, plastischen Mechanismen oder durch die Benutzung von Vorrichtungen zur seismischen Isolierung und zur Dissipation von Energie erfolgen soll. Wenn duktilen Verhalten vorgesehen ist, sollten **(4)** bis **(8)** beachtet werden.

(4) Die Anzahl der stützenden Bauteile (Pfeiler und Widerlager), die zum Widerstand gegen seismische Kräfte in Längs- und Querrichtung beitragen, sollte festgelegt werden. Im Allgemeinen verhalten sich Brücken mit durchlaufenden Überbau unter seismischer Beanspruchung günstiger als solche mit vielen Bewegungsfugen. Das optimale nicht-lineare seismische Verhalten ist erreicht, wenn sich die plastischen Gelenke in möglichst vielen Pfeilern fast gleichzeitig bilden. Dennoch kann die Anzahl der Pfeiler, die der Erdbebeneinwirkung widerstehen, kleiner sein als die Gesamtanzahl der Pfeiler, wenn in der Längsrichtung gleitende oder flexible Verbindungen zwischen dem Überbau und einigen Pfeilern angeordnet werden, um die Spannungen aus Zwangsverformungen des Oberbaus, resultierend aus thermischen Einwirkungen, Schwinden und anderen nicht seismischen Einwirkungen, zu reduzieren.

(5) Es sollte ein ausgewogenes Verhältnis zwischen den Festigkeits- und den Beweglichkeitsanforderungen an die horizontalen Auflager bestehen. Hohe Beweglichkeit reduziert die Größe der durch die Bemessungs-Erdbebeneinwirkung entstehenden Horizontalkräfte, erhöht aber die Verschiebungen an den Anschlussstellen und den beweglichen Lagern, und kann so zu großen Effekten nach Theorie 2. Ordnung führen.

(6) Im Fall von Brücken mit durchlaufenden Überbauten sowie mit einer Quersteifigkeit der Widerlager und der angrenzenden Pfeiler, die im Verhältnis zu derjenigen der übrigen Pfeilern sehr hoch ist (wie zum Beispiel in tief eingeschnittenen Tälern mit steilen Abhängen), ist es möglicherweise günstiger, auf den kurzen Pfeilern oder den Widerlagern in Querrichtung Gleit- oder Elastomerlager anzuordnen, um eine ungünstige Verteilung der transversalen Erdbebeneinwirkung zwischen den Pfeilern und den Widerlagern (wie beispielhaft in Bild 2.6 dargestellt) zu verhindern.

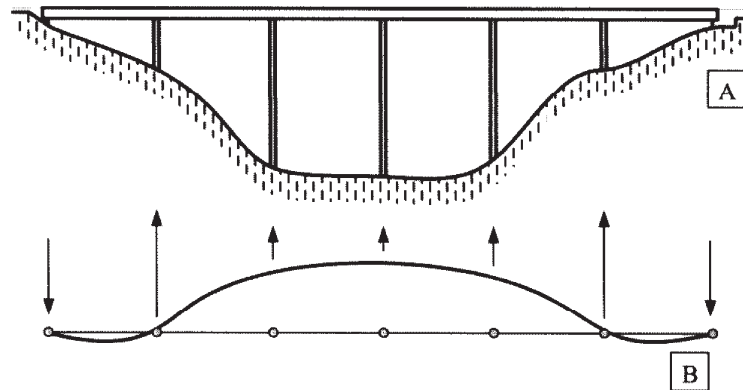
(7) Die Lage der energieabbauenden Elemente sollte so gewählt werden, dass die Zugänglichkeit für Inspektionen und Reparaturen sicher gestellt ist. Solche Stellen sollten in den zugehörigen Planungsunterlagen deutlich vermerkt werden.

(8) Die Lage der Bereiche mit möglichen oder erwarteten Schäden durch Erdbeben sollten zusätzlich zu den in **(7)** beschriebenen Bereichen kenntlich gemacht und der Schwierigkeitsgrad zur Durchführung von Reparaturen möglichst klein gehalten werden.

(9) Bei außergewöhnlich langen Brücken oder bei Brücken, die ungleichmäßige Bodenformationen überspannen, sollte über die Anzahl und die Lage von Zwischenfugen entschieden werden.

(10) Für Brücken, die möglicherweise aktive tektonische Verwerfungen überspannen, sollte die zu erwartende Unstetigkeit der Bodenverschiebung abgeschätzt und entweder durch angemessene Flexibilität des Bauwerks oder durch die Anordnung von geeigneten Bewegungsfugen aufgenommen werden.

(11) Das Verflüssigungspotenzial des Baugrundes sollte nach den einschlägigen Festlegungen von EN 1998-5:2004 ermittelt werden.



Legende

- A Aufriss
- B Grundriss

Bild 2.6 — Ungünstige Verteilung der transversalen Erdbebeneinwirkung

3 Erdbebeneinwirkung

3.1 Definition der Erdbebeneinwirkung

3.1.1 Allgemeines

(1)P Die Komplexität des zur Beschreibung der Erdbebeneinwirkung gewählten Modells muss der zu beschreibenden maßgebenden Erdbebenbewegung und der Bedeutung des Bauwerks sowie der Detaillierungsstufe des Modells für die rechnerische Brückenuntersuchung entsprechen.

(2)P In diesem Teil wird nur die durch den Boden auf das Tragwerk übertragene Erschütterung für die Quantifizierung der Erdbebeneinwirkung berücksichtigt. Jedoch können Erdbeben bleibende Verschiebungen in Böden, die durch Grundbruch oder Verwerfungen entstehen, hervorrufen. Diese Verschiebungen können zu aufgezwungenen Verformungen führen, mit schwerwiegenden Folgen für die Brücken. Diese Art von Gefährdung muss durch genauere Untersuchungen erfasst werden. Die Folgen sollten durch geeignete Maßnahmen, wie die Wahl eines passenden statischen Systems, minimiert werden. Tsunami-Effekte werden in dieser Norm nicht behandelt.

3.1.2 Aufbringung der Bodenbewegungskomponenten

1(P) Im Allgemeinen brauchen nur die drei Verschiebungskomponenten der Erdbebeneinwirkung bei der Bemessung von Brücken berücksichtigt zu werden. Wenn das Antwortspektrenverfahren angewendet wird, ist es möglich, die Brücke getrennt für die Verschiebungskomponenten der Erdbebeneinwirkung in Längs- und Vertikrichtung zu berechnen. In diesem Fall wird die Erdbebeneinwirkung durch drei Einwirkungen mit jeweils einer Komponente für jede Richtung abgebildet, die nach 3.2 quantifiziert sind. Die resultierenden Zustandsgrößen müssen nach 4.2.1.4 kombiniert werden.

2(P) Wenn eine nicht-lineare Zeitverlaufsberechnung durchgeführt wird, muss die Brücke unter der gleichzeitigen Einwirkung aller unterschiedlichen Komponenten berechnet werden.

(3) Die Erdbebeneinwirkung wird an der Grenzschicht zwischen dem Bauwerk und dem Boden angesetzt. Falls Federn zur Erfassung der Bodensteifigkeit verwendet werden, entweder bei Flachgründungen oder bei Tiefgründungen, wie Pfählen, Schächten (Senkkästen) usw. (siehe EN 1998-5:2004), wird die Bewegung am bodenseitigen Ende der Federn angesetzt.

3.2 Quantifizierung der Komponenten

3.2.1 Allgemeines

(1)P Jede Komponente der Erdbebenbewegung muss in Form eines Antwortspektrums oder einer Zeitverlaufsdarstellung (in untereinander konsistenter Form) bestimmt werden, wie in EN 1998-1:2004, Abschnitt 3 dargelegt, wo auch die Grundbegriffe zu finden sind.

3.2.2 Standortabhängiges elastisches Antwortspektrum

3.2.2.1 Horizontale Komponente

(1)P Die horizontale Komponente muss in Abhängigkeit vom Bodentyp am Fundament der Brückenlager nach EN 1998-1:2004, 3.2.2.2 angenommen werden. Wenn mehr als ein Bodentyp an den Auflagern ansteht ist 3.3 anzuwenden.

3.2.2.2 Vertikale Komponente

(1)P Wenn die vertikale Komponente der seismischen Bewegung berücksichtigt werden muss (siehe 4.1.7), dann muss das standortabhängige Antwortspektrum dieser Komponente nach EN 1998-1:2004, 3.2.2.3 angenommen werden.

3.2.2.3 Nahbereichs-Effekte

(1)P Standortsspezifische Spektren, welche Nahbereichs-Effekte berücksichtigen, müssen verwendet werden, wenn der Standort im 10-km-Umkreis horizontaler Entfernung zu einer bekannten aktiven seismotektonischen Verwerfung liegt, die ein Ereignis mit einer Momentenmagnitude größer als 6,5 hervorrufen könnte.

ANMERKUNG Sofern der nationale Anhang nichts anderes festgelegt, wird für die Zwecke dieser Anforderung empfohlen, eine seismotektonische Verwerfung als aktiv anzunehmen, wenn dort eine durchschnittliche historische Verschiebungsrate von mindestens 1 mm/Jahr anzutreffen ist und es topographische Anzeichen seismischer Aktivität im Holozän (vergangene 11 000 Jahre) gibt.

3.2.3 Zeitbereichsdarstellung

(1)P Wenn eine nicht-lineare Zeitverlaufsberechnung durchgeführt wird, müssen mindestens drei Paare horizontaler Bodenbewegungszeitverläufe für die Komponenten benutzt werden. Die Datensätze sollten aus aufgezeichneten Ereignissen ausgewählt werden, deren Magnituden, Herdentfernungen und Mechanismen in Übereinstimmung mit denen der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung sind.

(2) Falls die geforderte Anzahl von geeigneten aufgezeichneten Datensätzen nicht verfügbar ist, können geeignete modifizierte Aufzeichnungen oder simulierte Beschleunigungszeitverläufe die fehlenden gemessenen Bewegungen ersetzen.

(3)P Die Übereinstimmung mit den einschlägigen, mit 5 % gedämpften Antwortspektren der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung, muss durch Skalierung der Bewegungsamplituden wie folgt erreicht werden.

- a) Für jedes aus zwei Zeitverläufen horizontaler Bewegungen bestehende Erdbeben muss das SRSS-Spektrum durch Bildung der Quadratwurzel der Summe der Quadrate der mit 5 % gedämpften Spektren beider Komponenten berechnet werden.
- b) Die Zusammenfassung des Spektrums aller Erdbeben (Ensemble-Spektrum) muss durch Mittelwertbildung aus den SRSS-Spektren der einzelnen Erdbeben aus dem vorherigen Schritt gebildet werden.
- c) Das Ensemble-Spektrum muss derart skaliert werden, dass es nicht kleiner ist als das 1,3fache des mit 5 % gedämpften elastischen Antwortspektrums der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung im Periodenbereich zwischen $0,2T_1$ und $1,5T_1$ mit T_1 als Periode der Grundeigenform des Bauwerks im Fall einer duktilen Brücke, oder im Fall einer Brücke mit Erdbebenisolierung als effektive Periode (T_{eff}) des Isolationssystems (siehe 7.2).
- d) Der im vorherigen Schritt abgeleitete Skalierungsfaktor muss auf alle einzelnen Komponenten der Erdbebenbewegung angewendet werden.

(4) Falls das SRSS-Spektrum der Komponenten eines aufgezeichneten Beschleunigungszeitverlaufs Beschleunigungen ergibt, deren Verhältnis zu den entsprechenden Werten des elastischen Antwortspektrums der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung große Abweichungen im Periodenbereich nach (3)P c aufweist, kann der aufgezeichnete Beschleunigungszeitverlauf verändert werden, so dass das SRSS-Spektrum der modifizierten Komponenten eine bessere Übereinstimmung mit dem elastischen Antwortspektrum der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung zeigt.

(5)P Die Komponenten jedes Paares von Zeitverläufen müssen gleichzeitig wirkend aufgebracht werden.

(6) Wenn drei Komponenten gemessener Bodenbeschleunigungsverläufe für eine nicht-lineare Zeitbereichsuntersuchung verwendet werden, ist es möglich, eine Skalierung der horizontalen Komponenten in Übereinstimmung mit (3)P vorzunehmen, unabhängig von der Skalierung der vertikalen Komponenten. Letztere muss derart durchgeführt werden, dass der Mittelwert der relevanten Ensemble-Spektren um nicht mehr als 10 % niedriger liegt als das mit 5 % gedämpfte elastische Antwortspektrum der vertikalen Bemessungs-Erdbebeneinwirkung im Periodenbereich zwischen $0,2T_v$ und $1,5T_v$. Hierbei ist T_v die Periode der niedrigsten Eigenform, deren Antwort auf die vertikale Komponente größer ist als die Antwort auf die horizontale Komponente (z. B. ausgedrückt durch die anteilige Masse).

(7) Die Verwendung von Paaren von aufgezeichneten horizontalen Bodenbewegungs-Datensätzen in Kombination mit vertikalen Aufzeichnungen von davon verschiedenen Erdbebenbewegungen, die mit den Anforderungen nach (1)P weiter oben im Einklang sind, ist ebenfalls zulässig. Die unabhängige Skalierung der Paare der horizontalen Aufzeichnungen und der vertikalen Aufzeichnungen sollte nach (6) durchgeführt werden.

(8) Eine Veränderung der aufgezeichneten Vertikalkomponenten nach (6) und (7) ist unter Anwendung des unter (4) angegebenen Verfahrens zulässig.

3.2.4 Standortabhängiges Bemessungsspektrum für lineare Berechnungen

(1)P Sowohl duktile als auch eingeschränkt duktile Strukturen müssen mit Hilfe linearer Berechnungen unter Verwendung eines reduzierten Antwortspektrums, genannt Bemessungsspektrum, wie in EN 1998-1:2004, 3.2.2.5 angegeben, bemessen werden.

3.3 Räumliche Veränderlichkeit der Erdbebeneinwirkung

(1)P Für Brückenquerschnitte mit einem durchgehenden Überbau muss die räumliche Veränderlichkeit berücksichtigt werden, wenn eine oder beide der folgenden Bedingungen zutreffen.

- Die Bodeneigenschaften entlang der Brücke schwanken derart, dass mehr als ein Bodentyp (wie in EN 1998-1:2004, 3.1.1 angegeben) an den Auflagern des Brückenüberbaus anzutreffen ist.
- Die Bodeneigenschaften entlang der Brücke sind ungefähr einheitlich, aber die Länge des durchgehenden Überbaus überschreitet einen angemessenen Grenzwert, L_{lim} .

ANMERKUNG Der in einem Land L_{lim} zugewiesene Wert kann in seinem nationalen Anhang festgelegt sein. Der empfohlene Wert ist: $L_{lim} = L_g/1,5$ wobei die Länge L_g unter (6) nachstehend beschrieben ist.

(2)P Das die räumliche Veränderlichkeit beschreibende Modell sollte, wenn auch nur vereinfacht, den mit ihrer Fortpflanzung zusammenhängenden Charakter der Erdbebenwellen, sowie auch den fortschreitenden Verlust an Korrelation zwischen den Bewegungen an verschiedenen Orten, hervorgerufen durch die zufällige Inhomogenität des Bodens, die eine komplexe Reflektion und Refraktion der Wellen hervorruft, berücksichtigen. Das Modell sollte dazu, auch wenn nur in vereinfachter Form, den zusätzlichen Anstieg des Korrelationsverlusts, der durch die Unterschiede der mechanischen Eigenschaften des Bodens entlang der Brücke hervorgerufen wird, berücksichtigen, wodurch auch der Frequenzgehalt von einem Lager zum anderen verändert wird.

ANMERKUNG Modelle für die räumliche Veränderlichkeit der Erdbebenbewegungen und geeignete Berechnungsmethoden werden im informativen Anhang D aufgezeigt.

(3) Solange keine genauere Untersuchung durchgeführt wird, kann die in den Absätzen (4) bis (7) angegebene vereinfachte Methode verwendet werden.

(4) Die Trägheitsantwort sollte durch eine der in Abschnitt 4 (siehe 4.2.1, 4.2.3 und 4.2.4) angegebenen Methoden unter Verwendung einer einzigen Erdbebeneinwirkung als Eingang für das Gesamtbauwerk, die dem schlechtesten Bodentyp unter den Brückenlagern entspricht, berücksichtigt werden (z. B. ein einziges Antwortspektrum oder zugehörige Beschleunigungszeitverläufe als Musterfunktionen).

(5) Die räumliche Veränderlichkeit der Erdbebeneinwirkung kann durch pseudo-statische Zustandsgrößen infolge von geeigneten Sätzen von Verschiebungsgrößen, welche an den Fundamenten der Lager des Brückenüberbaus aufgebracht werden, abgeschätzt werden. Diese Verschiebungsansätze sollten wahrscheinliche Konfigurationen der räumlichen Veränderlichkeit der seismischen Freifeldbewegung widerspiegeln und so ausgesucht werden, dass sie Größtwerte der untersuchten Zustandsgrößen liefern.

(6) Die Anforderungen nach (5) werden als erfüllt angesehen, wenn jede der zwei folgenden horizontalen Verschiebungsansätze getrennt für jede der untersuchten Horizontalrichtungen auf die entsprechenden unterstützenden Fundamente oder auf das bodenseitige Ende der entsprechenden Feder, die die Bodensteifigkeit abbildet, aufgebracht wird. Die Zustandsgrößen aus beiden Sätzen müssen nicht überlagert werden.

a) Satz A

Satz A besteht aus relativen Verschiebungen:

$$d_{ri} = \varepsilon_r L_i \leq d_g \sqrt{2}$$

$$\text{mit } \varepsilon_r = \frac{d_g \sqrt{2}}{L_g}$$

gleichzeitig mit dem gleichen Vorzeichen (+ oder-) auf alle Lager der Brücke (1 bis n) in der betrachteten horizontalen Richtung aufgebracht (siehe Bild 3.1).

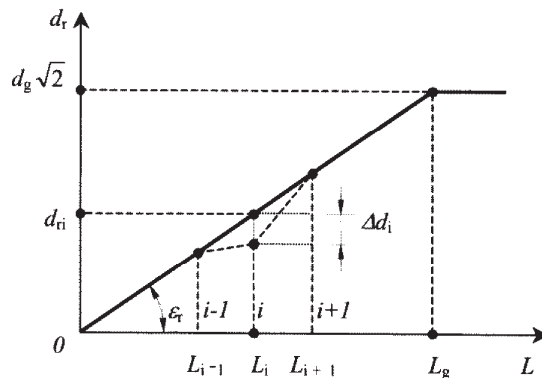


Bild 3.1 — Verschiebungs-Satz A

mit:

- d_g Bemessungsbodenverschiebung, die in Übereinstimmung mit EN 1998-1:2004, 3.2.2.4 zur Baugrundklasse des Lagers i gehört;
- L_i Entfernung (auf die horizontale Ebene projiziert) des Lagers i von einem Referenzlager $i = 0$, welches der Einfachheit halber mit einem der Endauflager gleichgesetzt werden darf;
- L_g Entfernung ab welcher die Bodenbewegungen als vollkommen unkorreliert angesehen werden dürfen.

ANMERKUNG 1 Der in einem Land L_g zugewiesene Wert kann in seinem Nationalen Anhang festgelegt sein. Der empfohlene Wert ist in Tabelle 3.1N in Abhängigkeit vom Bodentyp angegeben:

Tabelle 3.1N — Entfernung, ab der die Bodenbewegungen als unkorreliert angesehen werden können

Baugrundklasse	A	B	C	D	E
L_g (m)	600	500	400	300	500

b) Satz B

Satz B berücksichtigt den Einfluss von an benachbarten Pfeilern in entgegengesetzter Richtung auftretenden Bodenverschiebungen. Dies wird berücksichtigt, indem Verschiebungen Δd_i eines Zwischenlagers $i (> 1)$ relativ zu seinen benachbarten Auflagern $i-1$ und $i+1$, die festgehalten werden, angenommen werden (siehe Bild 3.1).

$$\Delta d_i = \pm \beta_r \varepsilon_r L_{\alpha,i}$$

mit:

- $L_{\alpha,i}$ Mittelwert der Entfernungen $L_{i-1,i}$ und $L_{i,i+1}$ des Zwischenlagers i zu seinen benachbarten Auflagern $i-1$ und $i+1$. Für die Endauflager (0 und n) ist $L_{\alpha,0} = L_{01}$ und $L_{\alpha,n} = L_{n-1,n}$;
- β_r Beiwert zur Berücksichtigung der Größen der in entgegengesetzter Richtung an benachbarten Auflagern auftretenden Bodenverschiebungen.

ANMERKUNG 2 Der in einem Land β_r zugewiesene Wert kann in seinem Nationalen Anhang festgelegt sein. Der empfohlene Wert ist:

$\beta_r = 0,5$ wenn alle drei Auflager die gleiche Baugrundklasse haben

$\beta_r = 1,0$ wenn die Baugrundklasse an einem Auflager sich von derjenigen der anderen beiden unterscheidet.

ε_r Wie für Satz A definiert. Falls ein Bodentypwechsel zwischen zwei Auflagern auftritt, sollte der maximale Wert von ε_r benutzt werden.

Satz B besteht aus der folgenden Konfiguration von aufgezwingenen absoluten Verschiebungen mit unterschiedlichem Vorzeichen bei benachbarten Auflagern i und $i+1$, für $i = 0$ bis $n-1$ (siehe Bild 3.2).

$$d_i = \pm \Delta d_i / 2$$

$$d_{i+1} = \pm \Delta d_{i+1} / 2$$

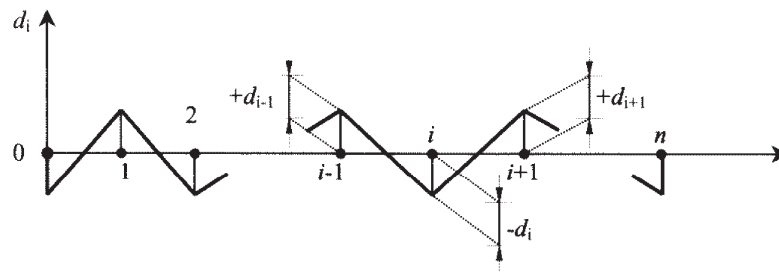


Bild 3.2 — Verschiebungs-Satz B

(7)P In jeder horizontalen Richtung müssen die ungünstigsten Zustandsgrößen aus der pseudo-statischen Untersuchung von (5) und (6) mit den entsprechenden Zustandsgrößen aus der Trägheitsantwort aus (4) durch Anwendung der SSRS-Regel (Quadratwurzel der Summe der Quadrate) kombiniert werden. Das Ergebnis dieser Kombination liefert die berechneten Zustandsgrößen in der betrachteten Richtung. Für die Kombination der Zustandsgrößen der verschiedenen Komponenten der Erdbebeneinwirkung sind die Regeln aus 4.2.1.4 anzuwenden.

(8) Wenn eine Zeitverlaufsrechnung durchgeführt wird, sollten die an jedem Auflager aufgebrachtten Erdbewegungen die räumliche Veränderlichkeit der Erdbebeneinwirkung mit ausreichender Zuverlässigkeit widerspiegeln.

ANMERKUNG Eine Anleitung zur Generierung von Erdbeben-Musterfunktionen, welche die wahrscheinliche räumliche Veränderlichkeit enthält, ist in D.2 des informativen Anhangs D gegeben.

4 Berechnungsverfahren

4.1 Modellierung

4.1.1 Dynamische Freiheitsgrade

(1)P Das Modell der Brücke und die Wahl der dynamischen Freiheitsgrade muss die Steifigkeits- und Massenverteilung so abbilden, dass alle wesentlichen Verformungsformen und Trägheitskräfte unter der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung aktiviert werden.

(2) In einigen Fällen genügt es, zwei getrennte Modelle bei der Berechnung zu verwenden, das eine, um die Antwort in der Längs-, und das andere, um die Antwort in der Querrichtung zu modellieren. Die Fälle, in denen es nötig ist, die vertikalen Bestandteile der seismischen Einwirkung zu berücksichtigen, sind in 4.1.7 definiert.

4.1.2 Massen

(1)P Die Mittelwerte der ständigen Massen und die quasi-ständigen Werte der Massen, die zu variablen Einwirkungen gehören, müssen berücksichtigt werden.

(2) Verteilte Massen können in Abhängigkeit von den gewählten Freiheitsgraden an den Knoten zusammengefasst werden.

(3)P Für Bemessungszwecke müssen die Werte der ständigen Einwirkungen so groß wie ihre charakteristischen Werte gewählt werden.

(4) P Die quasi-ständigen Werte der veränderlichen Einwirkungen müssen zu $\psi_{2,1} Q_{k,1}$ angenommen werden, wobei $Q_{k,1}$ den charakteristischen Wert der Verkehrslast darstellt. Nach EN 1991-2:2003 müssen für Brücken mit starkem Verkehr $\psi_{2,1}$ -Werte auf die gleichförmige Last von Modell 1 (LM 1) angewandt werden.

ANMERKUNG Die Werte von $\psi_{2,1}$ dürfen im Nationalen Anhang zur Verwendung im jeweiligen Land festgelegt werden.

Bei Brücken mit normalem Verkehr und für Fußgängerbrücken wird im Allgemeinen und in Übereinstimmung mit EN 1990:2002, **Anhang A2** der Wert $\psi_{2,1} = 0$ empfohlen.

Bei Brücken mit schwerem Verkehr und für das UDL-System des Lastmodells 1 (LM1) wird empfohlen:

Für Straßenbrücken $\psi_{2,1} = 0,2$

Für Eisenbahnbrücken $\psi_{2,1} = 0,3$

Als Straßenbrücken mit schwerem Verkehr dürfen üblicherweise Brücken für Autobahnen und für Straßen von nationaler Bedeutung angesehen werden. Eisenbahnbrücken mit schwerem Verkehr sind üblicherweise Brücken für Inter-City- und Schnellzug-Strecken.

Bei der Verwendung von $Q_{k,1}$ sollten die Anpassungsfaktoren α_Q und α_q in Übereinstimmung mit EN 1991-2:2003 benutzt werden.

(5) Wenn die Brückenpfeiler im Wasser stehen und wenn keine genauere Abschätzung der hydrodynamischen Wechselwirkung vorliegt, kann dieser Effekt abgeschätzt werden, indem eine zusätzliche, mitgeführte Wassermasse berücksichtigt wird, die horizontal je Längeneinheit des unter Wasser stehenden Pfeilers wirkt. Der hydrodynamische Einfluss auf die vertikale seismische Einwirkung kann vernachlässigt werden.

ANMERKUNG Im informativen **Anhang F** steht ein Verfahren zur Berechnung der zusätzlichen mitgeführten Wassermasse in horizontaler Richtung für im Wasser stehende Pfeiler.

4.1.3 Bauwerksdämpfung und Bauteilsteifigkeit

(1) Wenn eine Antwortspektrumsberechnung verwendet wird, können folgende Werte für den äquivalenten viskosen Dämpfungsgrad ξ als Funktion des Werkstoffs des Bauteils, in dem der größere Teil der Verformungsenergie während der seismischen Antwort dissipiert wird, angenommen werden. Üblicherweise wird dies in den Pfeilern geschehen.

Geschweißter Stahl	0,02
Genietet/geschraubter Stahl	0,04
Stahlbeton	0,05
Spannbeton	0,02

ANMERKUNG Wenn das Bauwerk aus verschiedenen Komponenten i mit verschiedenen viskosen Dämpfungsgraden besteht, kann die effektive viskose Dämpfung des Bauwerks ξ_{eff} wie folgt angenommen werden:

$$\xi_{\text{eff}} = \frac{\sum \xi_i E_{di}}{\sum E_{di}}$$

wobei E_{di} die Verformungsenergie darstellt, die durch die seismische Einwirkung hervorgerufen wird. Effektive Dämpfungsgrade können zweckmäßigerweise getrennt für jede Eigenform auf der Grundlage des entsprechenden Werts von E_{di} bestimmt werden.

(2) Bauteilsteifigkeiten können in Übereinstimmung mit **2.3.6.1.** bestimmt werden.

(3) Bei Betonüberbauten, die aus vorgefertigten Betonbalken und Ortbetonplatten in bestehen, sollten Anschlussplatten (siehe **2.3.2.2(4)**) in das Modell für die seismischen Berechnung mit aufgenommen werden, wobei ihre Exzentrizität bezüglich der Fahrbahnachse und ein abgeminderter Wert ihrer Biegesteifigkeit berücksichtigt werden sollten. Sofern diese Steifigkeit auf der Basis der Rotation der entsprechenden plastischen Gelenke ermittelt wird, kann ein Wert von 25 % der Biegesteifigkeit des ungerissenen Brutto-Betonquerschnitts verwendet werden.

(4) Für Effekte nach Theorie 2. Ordnung gelten **2.4 (5)** und **5.4 (1)**. Maßgebliche Effekte nach Theorie 2. Ordnung können bei Brücken mit schlanken Pfeilern und bei besonderen Brücken wie Bogen- und Schrägseilbrücken auftreten.

4.1.4 Modellierung des Bodens

(1)P Für die seismische Berechnung des Gesamtsystems müssen die tragenden Bauteile, die die Erdbebeeinwirkung vom Boden in den Überbau übertragen, im Allgemeinen als im Boden eingespannt betrachtet werden (siehe **3.1.2(3)**). Die Boden-Bauwerksinteraktion kann nach EN 1998-5:2004 berücksichtigt werden, wenn geeignete Scheinwiderstände oder entsprechend gewählte Bodenfedern verwendet werden.

(2) Die Boden-Bauwerksinteraktion sollte immer bei Pfeilern berücksichtigt werden, wenn für eine horizontale Einheitslast in einer vorgegebenen Richtung am oberen Ende des Pfeilers der Beitrag der Nachgiebigkeit des Bodens zu der gesamten Verformung am oberen Ende des Pfeilers mehr als 20 % beträgt.

(3) Die Auswirkungen der Boden-Bauwerksinteraktion bei Pfählen oder Senkkästen (caissons) müssen nach EN 1998-5:2004, **5.4.2** bestimmt werden, wobei die Vorschriften nach **6.4.2** berücksichtigt werden müssen.

(4) In Fällen in denen es schwierig ist, die mechanischen Eigenschaften des Bodens zuverlässig abzuschätzen, sollte die Berechnung mit den vorgeschätzten höchsten bzw. niedrigsten wahrscheinlichen Werten durchgeführt werden. Hohe Annahmen für die Bodensteifigkeit sollten für die Berechnung der Schnittkräfte, niedrige Annahmen für die Berechnung der Verformungen angesetzt werden.

4.1.5 Torsionseffekte

(1)P Die Torsionsbewegungen der Brücke um eine vertikale Achse müssen nur bei schrägen Brücken (Winkel $\varphi > 20^\circ$) und bei Brücken mit einem Verhältnis $B/L > 2,0$ berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Solche Brücken tendieren dazu, sich um die vertikale Achse zu drehen, auch wenn der Massenmittelpunkt theoretisch mit dem Steifigkeitsmittelpunkt zusammenfällt (L ist die Gesamtlänge des durchgehenden Überbaus, B ist dessen Breite).

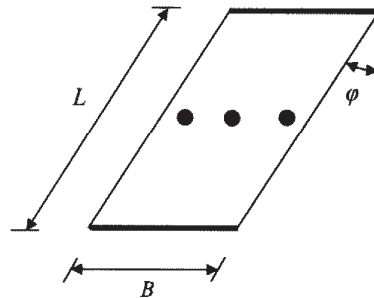


Bild 4.1 — Schräge Brücke

(2) Hochgradig schräge Brücken ($\varphi > 45^\circ$) sollten in Regionen erhöhter Seismizität im Allgemeinen vermieden werden. Wenn das nicht möglich ist und die Brücke an den Widerlagern auf Lagern ruht, sollte die tatsächliche horizontale Steifigkeit der Lager genau modelliert werden, unter Berücksichtigung der Konzentration der vertikalen Auflagerkräfte in der Nähe der stumpfen Winkel. Alternativ kann eine vergrößerte zufällige Exzentrizität verwendet werden.

(3)P Wenn das vereinfachte Antwortspektrenverfahren (siehe 4.2.2) für die Bemessung von schrägen Brücken verwendet wird, muss das folgende äquivalente statische Moment um die vertikale Achse im Schwerpunkt des Überbaus wirkend angesetzt werden:

$$M_t = \pm F e \tag{4.1}$$

Dabei ist

F die horizontale Kraft nach Gleichung (4.12);

$$e = e_a + e_d$$

$e_a = 0,03L$ oder $0,03B$ ist die zufällige Exzentrizität der Masse;

$e_d = 0,05L$ oder $0,05B$ ist eine zusätzliche Exzentrizität, die den dynamischen Effekt gleichzeitiger Translations- und Torsionsschwingungen widerspiegelt.

Für die Berechnung von e_a und e_d müssen die Längen L oder B quer zur Anregungsrichtung verwendet werden.

(4) Wenn ein vollständiges dynamisches Modell (räumliches Modell) verwendet wird, ist der dynamische Anteil der Torsionsanregung berücksichtigt, indem der Massenmittelpunkt um die zufällige Exzentrizität e_a in die ungünstigste Richtung verschoben wird. Die Torsionseffekte können jedoch auch abgeschätzt werden, indem ein statisches Torsionsmoment nach Gleichung (4.1) angesetzt wird.

(5)P Der Torsionswiderstand eines Brückenbauwerks darf nicht auf der Torsionssteifigkeit eines einzelnen Pfeilers beruhen. Bei Einfeldbrücken müssen die Lager so bemessen werden, dass sie den Torsionswirkungen standhalten.

4.1.6 Verhaltensbeiwert für lineare Berechnungen

(1)P Die Referenzmethode der vorliegenden Norm ist ein Antwortspektrenverfahren für das Bemessungsspektrum, das in EN 1998-1:2004, 3.2.2.5 (siehe 3.2.4(1)) definiert ist. Der Verhaltensbeiwert wird global für das Gesamtbauwerk definiert und spiegelt seine Duktilität wider, d. h. die Fähigkeit der duktilen Bauteile, Erdbebeneinwirkungen im nach-elastischen Bereich mit vertretbarem Schaden, aber ohne Versagen standzuhalten. Die vorhandenen Duktilitätsgrade sind in 2.3.2 festgelegt. Die Fähigkeit duktiler Bauteile,

Biege-Fließgelenke auszubilden ist eine wesentliche Voraussetzung für die Anwendung der Werte des Verhaltensbeiwerts q in Tabelle 4.1 für duktilen Verhalten.

ANMERKUNG Die lineare Berechnungsmethode unter Verwendung von ausreichend konservativen globalen Kraftreduktionsbeiwerten (Verhaltensbeiwerten wie in Tabelle 4.1) wird im Allgemeinen als sinnvoller Kompromiss zwischen den Unsicherheiten, die dem seismischen Problem eigen sind und den entsprechenden zulässigen Fehlern auf der einen und dem benötigten Aufwand für die Berechnung und die Bemessung auf der anderen Seite angesehen.

(2) Diese erforderliche Fähigkeit duktiler Bauteile, plastische Biegegelenke auszubilden, wird als gesichert erachtet, wenn die Regeln zur baulichen Durchbildung von Abschnitt 6 befolgt werden und eine Kapazitätsbemessung nach 5.3 erfolgt.

(3)P Die Maximalwerte des Verhaltensbeiwerts q , die für die zwei seismischen Horizontalkomponenten verwendet werden können, sind in Tabelle 4.1 in Abhängigkeit vom nach-elastischen Verhalten der duktilen Bauteile, in denen die meiste Energie dissipiert wird, angegeben. Falls eine Brücke verschiedene Arten duktiler Bauteile aufweist, muss der Verhaltensbeiwert q entsprechend der Typgruppe mit dem höchsten Anteil am Erdbebenwiderstand verwendet werden. In den beiden horizontalen Richtungen können jeweils verschiedene Werte des Verhaltensbeiwerts q verwendet werden.

ANMERKUNG Die Verwendung von Verhaltensbeiwerten kleiner als die maximal erlaubten in Tabelle 4.1 führen üblicherweise zu verringerten Anforderungen an die Duktilität, was im Allgemeinen eine Reduzierung des möglichen Schadens bedingt. Eine solche Verwendung liegt daher im Ermessen des Entwerfenden und des Bauherrn.

Tabelle 4.1 — Maximalwerte des Verhaltensbeiwerts q

Typ des duktilen Bauteils	Seismisches Verhalten	
	Begrenzt duktil	Duktil
Stahlbetonpfeiler:		
Vertikale Pfeiler bei Biegung	1,5	$3,5 \lambda(\alpha_s)$
Geneigte Streben bei Biegung	1,2	$2,1 \lambda(\alpha_s)$
Stahlpfeiler:		
Vertikale Pfeiler bei Biegung	1,5	3,5
Geneigte Streben bei Biegung	1,2	2,0
Pfeiler mit normalen Verbänden	1,5	2,5
Pfeiler mit exzentrischen Verbänden	—	3,5
Am Überbau eingespannte Widerlager:		
Im Allgemeinen	1,5	1,5
Starr mit dem Boden verbundene Bauwerke (siehe 4.1.6(9), (10))	1,0	1,0
Bögen	1,2	2,0
^a $\alpha_s = L_s/h$ ist die Schubslankheit des Pfeilers, wobei L_s der Abstand des plastischen Gelenks vom Momentennullpunkt und h die Höhe des Querschnitts in Biegerichtung des plastischen Gelenks ist. Für $\alpha_s \geq 3$ $\lambda(\alpha_s) = 1,0$ Für $3 > \alpha_s \geq 1,0$ $\lambda(\alpha_s) = \sqrt{\frac{\alpha_s}{3}}$.		

ANMERKUNG In rechteckigen Pfeilern sollten die Mindestwerte von α_s entsprechend den beiden Querschnittsseiten verwendet werden, wenn in der betrachteten globalen Richtung die Druckzone unter der Erdbebeneinwirkung eine dreieckige Form hat.

(4) Für alle Brücken mit regulärem seismischem Verhalten, wie in **4.1.8** beschrieben, können die q -Werte aus Tabelle 4.1 für duktilen Verhalten ohne besonderen Nachweis der vorhandenen Duktilität verwendet werden, wenn gesichert ist, dass die bauliche Durchbildung nach Abschnitt 6 erfolgt. Wenn nur die Bedingungen aus **6.5** eingehalten sind, können die q -Werte aus Tabelle 4.1 für begrenzte Duktilität ohne besonderen Nachweis der vorhandenen Duktilität verwendet werden, ohne Rücksicht auf die Regelmäßigkeit oder Unregelmäßigkeit der Brücke.

(5)P Für duktile Stahlbetonbauteile gelten die q -Werte nach Tabelle 4.1, wenn die normierte Längskraft η_k (definiert in **5.3(4)**) den Wert von 0,30 nicht übersteigt. Gilt auch nur in einem einzigen Bauteil $0,30 < \eta_k \leq 0,60$ muss der Verhaltensbeiwert auf

$$q_r = q - \frac{\eta_k - 0,3}{0,3} (q - 1) \geq 1,0 \quad (4.2)$$

reduziert werden.

Für Brücken, bei denen das die seismischen Kraft aufnehmende System Bauteile mit $\eta_k \geq 0,6$ enthält, sollte ein Wert $q_r = 1,0$ (elastisches Verhalten) verwendet werden.

(6) Die q -Werte für duktilen Verhalten aus Tabelle 4.1 können nur verwendet werden, wenn die Stellen aller relevanten plastischen Gelenke für Inspektions- und Reparaturarbeiten zugänglich sind. Andernfalls müssen die Werte aus Tabelle 4.1 mit 0,6 multipliziert werden; jedoch brauchen resultierende q -Werte kleiner als 1,0 nicht verwendet zu werden.

ANMERKUNG Der Begriff „zugänglich“, wie im obigen Absatz verwendet, bedeutet „zugänglich auch unter zumutbaren Schwierigkeiten“. Der Fuß eines Brückenpfeilers in einer Hinterfüllung wird als „zugänglich“ betrachtet, auch bei einer erheblichen Tiefe. Im Gegensatz dazu sollte der Fuß eines Brückenpfeilers in tiefem Wasser, oder Pfahlköpfe unterhalb einer großen Pfahlkopfplatte nicht als „zugänglich“ angesehen werden.

(7) Wenn Energiedissipation an plastischen Gelenken auftreten soll, die sich in Pfählen befinden, die für duktilen Verhalten bemessen sind, und an Stellen, die nicht zugänglich sind, braucht der verwendete, endgültige q -Wert nicht kleiner zu sein als 2,1 für vertikale Pfähle und 1,5 für geneigte Pfähle (siehe auch EN 1998-5:2004, **5.4.2(5)**).

(8) Unterabschnitt **2.3.2.2(4)P** gilt für plastische Gelenke in der Fahrbahnplatte.

ANMERKUNG Die mögliche Bildung von plastischen Gelenken in sekundären Überbauteilen (Anschlussplatten) ist in diesem Fall erlaubt, sollte aber nicht dazu benutzt werden, um den Wert von q zu erhöhen.

(9) Brückenbauwerke, deren Masse der seismischen Bewegung des Bodens im Wesentlichen folgt (starr mit dem Boden verbundene Bauwerke), erfahren keine wesentliche Verstärkung der horizontalen Bodenbeschleunigung. Solche Bauwerke sind durch einen sehr kleinen Wert der Eigenschwingungsdauer in den horizontalen Richtungen ($T \leq 0,03$ s) gekennzeichnet. Die Trägheitsantwort dieser Bauwerke in den horizontalen Richtungen darf abgeschätzt werden, indem die horizontalen Trägheitskräfte direkt aus der seismischen Bemessungs-Bodenbeschleunigung mit $q = 1$ berechnet werden. Widerlager, die biegeweich an den Überbau angeschlossen sind gehören zu dieser Kategorie.

(10) Brückenbauwerke, die aus einem im Wesentlichen horizontalen Überbau bestehen, der starr mit beiden Widerlagern verbunden ist (entweder monolithisch oder mittels fester Lager oder Verbinder), können ungeachtet ihrer Eigenschwingungsdauer als zu Kategorie **(9)** zugehörig betrachtet werden, wenn die Widerlager über mindestens 80 % ihrer seitlichen Fläche in steife, ungestörte Bodenformationen eingebettet sind. Wenn diese Bedingung nicht erfüllt ist, sollte die Interaktion mit dem Boden an den Widerlagern in die Modellierung einbezogen werden und realistische Bodensteifigkeitsparameter verwendet werden. Für $T > 0,03$ s sollte das Bemessungsspektrum nach EN 1998-1:2004, **3.2.2.5** mit $q = 1,50$ verwendet werden.

(11)P Wenn der Hauptteil der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung von Elastomerlagern aufgenommen wird, führt die Flexibilität der Lager zu einem praktisch elastischen Verhalten des Systems. Solche Brücken müssen nach Abschnitt 7 bemessen werden.

ANMERKUNG Generell werden keine plastischen Gelenke in Pfeilern entstehen, die in der vorgesehenen Richtung biegsam mit dem Überbau verbunden sind. Eine ähnliche Situation entsteht bei einzelnen Pfeilern mit sehr geringer Steifigkeit im Verhältnis zu den andern Pfeilern (siehe 2.3.2.2(7) und Anmerkung in (9)). Solche Bauteile leisten einen vernachlässigbaren Beitrag zum Widerstand gegen die Erdbebeneinwirkung und beeinflussen daher nicht den Wert des q -Beiwerts (siehe 4.1.6(3P)).

(12)P Der Verhaltensbeiwert für die Berechnung in vertikaler Richtung muss immer zu 1,0 angenommen werden.

4.1.7 Vertikale Komponente der Erdbebeneinwirkung

(1) Die Auswirkungen der vertikalen seismischen Komponente auf die Pfeiler können im Fall von schwacher und mittlerer Seismizität vernachlässigt werden. In Zonen hoher Seismizität müssen diese Auswirkungen nur berücksichtigt werden, wenn die Pfeiler hohen Biegespannungen des Überbaus aus vertikaler, ständiger Einwirkung unterliegen, oder wenn die Brücke im Umkreis von 5 km einer aktiven seismotektonischer Verwerfung liegt, wobei die vertikale Erdbebeneinwirkung nach 3.2.2.3 zu bestimmen ist.

(2)P Die Auswirkungen einer aufwärts gerichteten vertikalen Erdbebenkomponente auf vorgespannte Betonfahrbahnplatten müssen immer berücksichtigt werden.

(3)P Die Auswirkungen der vertikalen Erdbebenkomponente auf Lager und Verbindungen müssen immer berücksichtigt werden.

(4) Die Abschätzung der Auswirkungen der vertikalen Erdbebenkomponente kann mittels der vereinfachten Berechnungsmethode und des flexiblen Überbaumodells (siehe 4.2.2.4) durchgeführt werden.

4.1.8 Reguläres und irreguläres seismisches Verhalten duktiler Brücken

(1) Mit $M_{Ed,i}$ als Maximalwert des Bemessungsmoments in dem vorgesehenen plastischen Gelenk des duktilen Bauteils i , wie aus der Berechnung für die seismische Bemessungssituation abgeleitet, und mit $M_{Rd,i}$ als Bemessungsbiegezugwiderstand des gleichen Querschnitts mit seiner tatsächlichen Bewehrung unter der gleichzeitigen Einwirkung der nicht-seismischen Zustandsgrößen der Belastung in der seismischen Bemessungssituation, wird der lokale Kraftabminderungsbeiwert r_i am Bauteil i unter der spezifischen seismischen Einwirkung wie folgt definiert:

$$r_i = q \frac{M_{Ed,i}}{M_{Rd,i}} \quad (4.3)$$

ANMERKUNG 1 Aus $M_{Ed,i} \leq M_{Rd,i}$ folgt $r_i \leq q$

ANMERKUNG 2 Wenn bei einer regulären Brücke der Maximalwert r_i von allen duktilen Bauteilen, r_{\max} , erheblich kleiner ist als q , kann die Bemessung die erlaubten maximalen q -Werte nicht völlig ausnutzen. Wenn $r_{\max} = 1,0$ ist, reagiert die Brücke elastisch zum betrachteten Bemessungsbeben.

(2)P Eine Brücke muss dann als Brücke mit regulärem seismischen Verhalten in die betrachtete horizontale Richtung betrachtet werden, wenn folgende Bedingung erfüllt ist

$$\rho = \frac{r_{\max}}{r_{\min}} \leq \rho_0 \quad (4.4)$$

Dabei ist

r_{\min} der Minimalwert von r_i ;

r_{\max} der Maximalwert von r_i aller duktilen Bauteile i ;

ρ_0 der Grenzwert, der so gewählt wird, dass gesichert ist, dass das sequenzielle Fließen der duktilen Bauteile keine unerlaubt hohe Duktilitätsnachfrage für ein einzelnes Bauteil verursacht.

ANMERKUNG Der Wert von ρ_0 zur Verwendung in einem Land kann in seinem Nationalen Anhang festgelegt sein. Der empfohlene Wert ist $\rho_0 = 2,0$.

(3) Ein oder mehrere duktile Bauteile (Pfeiler) können von der obigen Berechnung von r_{\min} und r_{\max} ausgenommen werden, wenn ihr Schubbeitrag 20 % des gesamten seismischen Schubs in der betrachteten horizontalen Richtung geteilt durch die Anzahl der Pfeiler, welche die seismische Einwirkung aufnehmen, nicht übersteigt.

(4)P Brücken, die dem Ausdruck (4.4) nicht genügen, müssen in der betreffenden horizontalen Richtung als Brücken mit irregulärem seismischem Verhalten betrachtet werden. Solche Brücken müssen entweder unter Verwendung eines reduzierten q -Werts

$$q_r = q \frac{\rho_0}{\rho} \geq 1,0 \quad (4.5)$$

oder auf der Grundlage von nicht-linearen Berechnungen nach **4.1.9** bemessen werden.

4.1.9 Nicht-lineare Berechnung irregulärer Brücken

(1) Bei Brücken mit irregulärem seismischem Verhalten kann das sequenzielle Fließen der duktilen Bauteile (Pfeiler) wesentliche Abweichungen der Ergebnisse einer äquivalenten linearen Berechnung, die mit der Annahme eines globalen Kraftreduktionsfaktors q (Verhaltensbeiwert) erstellt worden ist, von denjenigen einer nicht-linearen Antwort des Brückenbauwerks verursachen. Die Abweichungen ergeben sich hauptsächlich aus folgenden Gründen:

- Die plastischen Gelenke die sich zuerst ausbilden erreichen meist die maximalen nach-elastischen Dehnungen, was zu einer Konzentration von unzulässig hohen Duktilitätsbedarf in diesen Gelenken führen kann.
- Nach Bildung des ersten plastischen Gelenks (üblicherweise in den steiferen Bauteilen) kann die Verteilung der Steifigkeiten und damit der Kräfte von derjenigen, die von der äquivalenten linearen Berechnung vorausgesagt wurde, abweichen. Das kann zu einer wesentlichen Veränderung des angenommenen Verteilungsmusters der plastischen Gelenke führen.

(2) Im Allgemeinen kann die realistische Antwort irregulärer Brücken unter der seismischen Bemessungseinwirkung abgeschätzt werden, indem eine dynamische nicht-lineare Zeitverlaufsberechnung nach **4.2.4** durchgeführt wird.

(3) Eine Näherung für die nicht-lineare Antwort kann auch mit Hilfe einer Kombination aus äquivalenter linearer und nicht-linearer statischer Berechnung (Pushover-Berechnung) nach **4.2.5** bestimmt werden.

4.2 Berechnungsmethoden

4.2.1 Lineare dynamische Berechnung – Antwortspektrummethode

4.2.1.1 Definition und Anwendungsgebiet

(1) Das Antwortspektrenverfahren ist eine elastische Berechnung des Spitzenwerts der dynamischen Antworten aller maßgebenden Modalbeiträge des Bauwerks, bei der die Ordinaten der standortsabhängigen Bemessungsspektren (siehe EN 1998-1:2004, **3.2.2.5**) verwendet werden. Die Gesamtantwort wird erhalten, indem man die Maxima der Modalbeiträge statistisch überlagert. Eine solche Berechnung kann in allen Fällen angewendet werden, in denen eine lineare Berechnung erlaubt ist.

(2)P Die Zustandsgrößen infolge der Erdbebeneinwirkungen müssen anhand eines geeigneten diskreten linearen Modells (voll-dynamisches Modell) bestimmt werden, das in Übereinstimmung zu den Gesetzen der Mechanik und den Prinzipien der Statik steht und mit der zugehörigen Idealisierung der seismischen Einwirkungen kompatibel ist. Im Allgemeinen ist das ein räumliches Modell.

4.2.1.2 Maßgebliche Eigenformen

(1)P Alle Eigenformen, die maßgeblich zu der gesamten Bauwerksantwort beitragen, müssen berücksichtigt werden.

(2) Für Brücken, bei denen die gesamte Masse M als Summe von „effektiven modalen Massen“ M_i betrachtet werden kann, wird die Bedingung (1) als erfüllt erachtet, wenn die Summe der effektiven modalen Massen der berücksichtigten Modalbeiträge $(\sum M_i)_c$ mindestens 90 % der Gesamtmasse der Brücke beträgt.

(3) Wenn die Bedingung (2) nach Einbeziehung aller Modalbeiträge mit $T \geq 0,033$ s nicht erfüllt ist, kann die Anzahl der berücksichtigten Eigenformen als ausreichend angesehen werden, wenn beide der folgenden Bedingungen eingehalten werden:

— $(\sum M_i)_c / M \geq 0,70$

— Die endgültigen Werte der Zustandsgrößen infolge Erdbebenbelastung werden mit $M/(\sum M_i)_c$ multipliziert.

4.2.1.3 Kombination der modalen Antworten

(1)P Im Allgemeinen muss der wahrscheinliche Maximalwert E einer Erdbebenzustandsgröße (Kraft, Verschiebung, usw.) als Wurzel der Summe der quadrierten Modalantworten E_i (SRSS-Regel) angenommen werden.

$$E = \sqrt{\sum E_i^2} \quad (4.6)$$

Diese Zustandsgröße muss sowohl mit positivem als auch mit negativem Vorzeichen angenommen werden.

(2)P Wenn zwei Eigenformen eng beieinander liegende Eigenschwingungsdauern aufweisen, liegt die SRSS-Regel (Gleichung (4.6)) nicht auf der sicheren Seite, weshalb genauere Regeln angewendet werden müssen. Zwei Eigenschwingungsdauern T_i und T_j können als eng beieinander liegend angesehen werden, wenn sie folgender Bedingung genügen:

$$\frac{0,1}{0,1 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} \leq \rho_{ij} = T_i / T_j \leq 1 + 10 \sqrt{\xi_i \xi_j} \quad (4.7)$$

wobei ξ_i und ξ_j die viskosen Dämpfungsgrade der Eigenformen i bzw. j sind (siehe (3)).

(3) Wenn zwei Eigenformen der Gleichung (4.7) genügen, kann die Methode der Vollständigen Quadratischen Kombination (Complete Quadratic Combination; CQC-Regel) anstatt der SRSS-Regel angewendet werden:

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j E_i r_{ij} E_j} \quad (4.8)$$

mit: $i = 1 \dots n, j = 1 \dots n$

In Ausdruck (4.8) ist r_{ij} der Korrelationsbeiwert

$$r_{ij} = \frac{8 \sqrt{\xi_i \xi_j} (\xi_i + \rho_{ij} \xi_j) \rho_{ij}^{3/2}}{(1 - \rho_{ij}^2)^2 + 4 \xi_i \xi_j \rho_{ij} (1 + \rho_{ij}^2) + 4 (\xi_i^2 + \xi_j^2) \rho_{ij}^2} \quad (4.9)$$

mit:

ξ_i, ξ_j viskose Dämpfungsgrade entsprechend zu den Eigenformen i bzw. j .

ANMERKUNG Ausdruck (4.9) ergibt $r_{ij} = r_{ji}$ für $T_i = T_j$, dann gilt $\xi_i = \xi_j$ und $r_{ij} = 1$.

4.2.1.4 Kombination der Komponenten der Erdbebeneinwirkung

(1) Die wahrscheinliche maximale Zustandsgröße E , die aus dem gleichzeitigen Auftreten der Komponenten der Erdbebeneinwirkung entlang der horizontalen Achsen X und Y sowie der vertikalen Achse Z resultiert, kann nach EN 1998-1:2004, **4.3.3.5.2(4)**, d. h. durch Anwendung der SRSS-Regel auf die maximalen Zustandsgrößen E_x , E_y und E_z infolge der unabhängigen Erdbebeneinwirkungen entlang jeder Achse berechnet werden:

$$E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2} \quad (4.10)$$

(2) Wiederum nach EN 1998-1:2004, **4.3.3.5.2(4)** kann die wahrscheinliche maximale Zustandsgröße E als die ungünstigste der nach EN 1998-1:2004, Gleichungen (4.18) bis (4.22) berechneten Zustandsgrößen angenommen werden.

4.2.2 Vereinfachtes Antwortspektrenverfahren

4.2.2.1 Definition

(1) Im vereinfachten Antwortspektrenverfahren werden äquivalente statische Erdbebenersatzlasten aus den Trägheitskräften abgeleitet, die zu der Grundschwingungsform und der Grundschwingungsdauer in die betrachtete Richtung gehören, wobei die entsprechende Ordinate des standortsabhängigen Bemessungsspektrums verwendet wird. Das Verfahren schließt auch Vereinfachungen hinsichtlich des Verlaufs der ersten Eigenform und der Abschätzung der Grundschwingungsdauer ein.

(2) Abhängig von den besonderen Eigenschaften der Brücke kann dieses Verfahren in drei verschiedenen Ansätzen für die Modellierung angewendet werden:

- Modell mit starrem Überbau
- Modell mit flexiblem Überbau
- Modell mit Einzelpfeilern

(3)P Die Regeln aus **4.2.1.4** für die Kombination der Komponenten der Erdbebeneinwirkung müssen angewendet werden.

4.2.2.2 Anwendungsbereich

(1) Das Verfahren kann in allen Fällen angewendet werden, in denen das dynamische Verhalten des Bauwerks hinreichend genau durch ein Einmassenschwingermodell angenähert werden kann. Diese Bedingung wird in den folgenden Fällen als erfüllt betrachtet:

- a) In Längsrichtung von annähernd geraden Brücken mit durchgehender Fahrbahnplatte, wenn die seismischen Kräfte von Pfeilern aufgenommen werden, deren Gesamtmasse weniger als 20 % der Überbaumasse beträgt.
- b) In Querrichtung von Fall (a), falls das statische System annähernd symmetrisch um den Mittelpunkt der Fahrbahnplatte ist, d. h. wenn die theoretische Exzentrizität e_o zwischen dem Steifigkeitsmittelpunkt der stützenden Bauteilen und dem Massenmittelpunkt des Überbaus 5 % der Überbaulänge (L) nicht übersteigt.

- c) Im Fall von Pfeilern, die Einfeldbalken tragen, falls keine bedeutsame Interaktion zwischen den Pfeilern erwartet wird und die Gesamtmasse jedes Pfeilers weniger als 20 % der anteiligen Überbaumasse beträgt.

4.2.2.3 Modell mit starrem Überbau

(1) Dieses Modell darf nur angewendet werden, wenn unter Erdbebenlast die Verformung des Überbaus in der Horizontalebene gegenüber der horizontalen Verschiebung der Pfeilerköpfe vernachlässigbar ist. Diese Bedingung ist für die Längsrichtung bei annähernd geraden Brücken mit durchgehendem Überbau immer erfüllt. In Querrichtung kann der Überbau als starr angesehen werden, wenn entweder $L/B \leq 4,0$, oder wenn folgende Bedingung eingehalten ist:

$$\frac{\Delta_d}{d_a} \leq 0,20 \quad (4.11)$$

Dabei ist

L die Gesamtlänge des durchgehenden Überbaus;

B die Breite des Überbaus, und

Δ_d und d_a jeweils die maximale Differenz und die durchschnittliche Querverschiebung aller Pfeilerköpfe unter Erdbebeneinwirkung in Querrichtung bzw. unter der Einwirkung einer Last in Querrichtung mit ähnlicher Verteilung.

(2)P Die Zustandsgrößen aus Erdbeben müssen bestimmt werden, indem eine äquivalente horizontale statische Last F am Überbau nach folgender Gleichung angesetzt wird:

$$F = M S_d(T) \quad (4.12)$$

Dabei ist

M die effektive Gesamtmasse des Bauwerks, d. h. die Summe aus Überbaumasse und der Masse der oberen Hälfte der Pfeiler;

$S_d(T)$ die spektrale Beschleunigung des Bemessungsspektrums (EN 1998-1:2004, **3.2.2.5**) entsprechend der Grundschwingungsdauer T der Brücke, die wie folgt bestimmt wird:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \quad (4.13)$$

wobei $K = \Sigma K_i$ die Systemsteifigkeit, d. h. die Summe der Steifigkeiten der widerstehenden Bauteile darstellt.

(3) In Querrichtung kann die Kraft F entlang des Überbaus proportional zu den wirksamen Massen verteilt werden.

4.2.2.4 Modell mit flexiblem Überbau

(1)P Das Modell mit flexiblem Überbau muss verwendet werden, wenn Gleichung (4.11) nicht erfüllt wird.

(2) Sofern keine genauere Berechnung durchgeführt wird, kann die Grundschwingungsdauer des Bauwerks in horizontaler Richtung durch den Rayleigh-Quotienten unter Verwendung einer generalisierten Einmassenschwingers wie folgt bestimmt werden.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum M_i d_i^2}{g \sum M_i d_i}} \quad (4.14)$$

Dabei ist

M_i die Masse am Knotenpunkt i ;

d_i die Verschiebung in die untersuchte Richtung wenn das Bauwerk den Kräften gM_i an allen Knotenpunkten in die betreffende horizontale Richtung unterliegt.

(3)P Die seismischen Zustandsgrößen müssen durch Anbringen von Horizontalkräften F_i an allen Knotenpunkten nach folgender Gleichung berechnet werden:

$$F_i = \frac{4\pi^2}{gT^2} S_d(T) d_i M_i \quad (4.15)$$

Dabei ist

T die Schwingungsdauer der Grundeigenform für die betrachtete Horizontalrichtung;

M_i die konzentrierte Masse am Punkt i ;

d_i die Verschiebung des Knotenpunkts i in Annäherung an die Ordinate der Grundeigenform (kann gleich den Werten, die in **(2)** — siehe oben — berechnet wurden, angenommen werden);

$S_d(T)$ die Spektralbeschleunigung des Bemessungsspektrums (EN 1998-1:2004, **3.2.2.5**);

g die Erdbeschleunigung.

4.2.2.5 Torsionseffekte in Querrichtung (Rotation um die vertikale Achse)

(1) Werden Modelle mit starrem oder flexiblem Überbau in Querrichtung einer Brücke verwendet, können Torsionseffekte erfasst werden, indem ein statisches Torsionsmoment M_t nach Gleichung (4.1) aus **4.1.5(3)** verwendet wird. Die zugehörige Exzentrizität muss wie folgt bestimmt werden:

$$e = e_o + e_a \quad (4.16)$$

Dabei ist

e_o die theoretische Exzentrizität (siehe Fall (b) in **4.2.2.2(1)**);

$e_a = 0,05L$ die zusätzliche Exzentrizität zur Berücksichtigung zufälliger Effekte und solcher, die zu einer dynamischen Verstärkung führen.

(2) Die Kraft F kann entweder aus Gleichung (4.12) oder als $\sum F_i$ aus Gleichung (4.15) bestimmt werden. Das Moment M_t kann durch Verwendung des Modells mit starrem Überbau auf die tragenden Bauteile verteilt werden.

4.2.2.6 Modell des Einzelpfeilers

(1) In manchen Fällen wird die Erdbebeneinwirkung in Querrichtung der Brücke hauptsächlich von den Pfeilern aufgenommen, ohne wesentliche Interaktion zwischen benachbarten Pfeilern. In solchen Fällen können die Zustandsgrößen aus Erdbeben im Pfeiler i näherungsweise bestimmt werden, indem folgende äquivalente statische Kraft an ihn angesetzt wird:

$$F_i = M_i S_d(T_i) \quad (4.17)$$

mit

M_i effektive Masse des Pfeilers i , und

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{M_i}{K_i}} \quad (4.18)$$

als Grundschwingungsdauer dieses Pfeilers, die unabhängig vom Rest der Brücke ermittelt wird.

(2) Diese Vereinfachung kann als erste Näherung für Vorberechnungen verwendet werden, wenn folgende Bedingung für die Ergebnisse von Gleichung (4.18) für alle benachbarten Pfeiler i und $i+1$ erfüllt ist:

$$0,90 \leq T_i/T_{i+1} \leq 1,10 \quad (4.19)$$

Andernfalls muss eine Neuverteilung der effektiven Massen jedes einzelnen Pfeilers vorgenommen werden, bis obige Bedingung erfüllt ist.

4.2.3 Alternative lineare Methoden

4.2.3.1 Zeitverlaufsberechnung

(1)P In einer Zeitverlaufsberechnung muss die Bemessungs-Erdbebeneinwirkung als das Mittel der Größtwerte angenommen werden, die sich für jeden Beschleunigungszeitverlauf aus einem Satz berücksichtigter Zeitverläufe berechnet wurden. Bezüglich der Wahl der Zeitverläufe gilt Unterabschnitt 3.2.3.

4.2.4 Nicht-lineare dynamische Zeitverlaufsberechnung

4.2.4.1 Allgemeines

(1)P Die zeitabhängige Antwort des Bauwerks muss durch direkte numerische Integration seiner nicht-linearen Bewegungsdifferenzialgleichungen bestimmt werden. Die Belastungsseite für die Eingabe muss aus Zeitverläufen der Bodenbewegung (Beschleunigungszeitverläufen, siehe 3.2.3) bestehen. Die Auswirkungen von Eigengewichtslasten und anderen quasi-ständigen Einwirkungen in der Erdbeben-Bemessungssituation sowie Effekte nach Theorie 2. Ordnung müssen berücksichtigt werden.

(2)P Sofern in diesem Teil nichts anderes festgelegt ist, darf dieses Verfahren nur in Kombination mit einer Standard-Antwortspektrumsmethode verwendet werden, um einen Einblick in die nach-elastische Systemantwort sowie in den Vergleich von Nachfrage und Angebot an lokaler Duktilität zu erhalten. Im Allgemeinen dürfen die Ergebnisse von nicht-linearen Berechnungen nicht dazu dienen, die Erfüllung der Anforderungen der Antwortspektrumsmethode zu ersetzen. Dennoch können bei Brücken mit isolierenden Vorrichtungen (siehe Abschnitt 7) oder bei irregulären Brücken (siehe 4.1.8) geringere Werte, die aus einer genauen Zeitverlaufsberechnung stammen, die Ergebnisse einer Antwortspektrumsberechnung ersetzen.

4.2.4.2 Bodenbewegungen und Bemessungskombinationen

- (1)P Es gelten die Vorschriften von 3.2.3.
- (2)P Es gelten die Vorschriften von 5.5(1) und 4.1.2.

4.2.4.3 Bemessungs-Antwortgrößen

(1)P Wird eine nicht-lineare, dynamische Berechnung für mindestens sieben unabhängige Paare horizontaler Bodenbewegungen durchgeführt, so kann der Mittelwert der jeweiligen Antworten als Bemessungswert der Zustandsgrößen verwendet werden, es sei denn, es werden in diesem Teil andere Anforderungen gestellt. Wenn weniger als sieben nicht-lineare dynamische Berechnungen für die entsprechenden unabhängigen Paare von Eingabezeitverläufen durchgeführt werden, müssen die Größtwerte der Ergebnisse als Bemessungszustandsgrößen verwendet werden.

4.2.4.4 Duktile Bauwerke

(1) Ziele

Die hauptsächlichen Ziele für eine nicht-lineare Zeitverlaufsrechnung einer duktilen Brücke sind folgende:

- Feststellung des tatsächlichen Musters der plastischen Gelenkkette.
- Abschätzung und Nachweis der wahrscheinlichen Verformungsnachfrage nach Fließeintritt und Abschätzung der Verschiebungsnachfrage.
- Bestimmung der Festigkeitsanforderungen, um nichtduktilen Versagensformen im Überbau zu vermeiden und zum Nachweis des Baugrunds.

(2) Anforderungen

Ein duktilen Bauwerk, das hohen lokalen Duktilitätsanforderungen unterliegt und obige Ziele erfüllen muss, muss folgenden Anforderungen genügen:

- a) Realistische Bestimmung des Bauwerksteils, der elastisch bleibt. Eine solche Bestimmung sollte auf wahrscheinlichen Werten der Fließspannungen und -dehnungen der Werkstoffe basieren.
- b) In Bereichen plastischer Gelenke sollten die Spannungs-Dehnungs-Diagramme für Beton und Bewehrungsstahl oder Baustahl das wahrscheinliche Verhalten nach Fließbeginn widerspiegeln, fallweise unter Berücksichtigung der Umschnürung des Betons, der Verfestigung und/oder lokaler Beuleffekte beim Stahl. Die Form von Hystereseschleifen sollte in geeigneter Weise unter Berücksichtigung der Abnahme von Festigkeit und Steifigkeit sowie, falls geeignete Laborversuche dies nahe legen, der hysteretischen Einschnürung modelliert werden.
- c) Der Nachweis, dass der Verformungsbedarf mit Sicherheit unter dem Angebot der plastischen Gelenke liegt, sollte dadurch erfolgen, dass die Nachfragewerte der plastischen Fließgelenkrotationen $\theta_{p,E}$ mit den relevanten Bemessungs-Rotationskapazitäten (Angebot) $\theta_{p,d}$ wie folgt verglichen werden:

$$\theta_{p,E} \leq \theta_{p,d} \quad (4.20)$$

Die Bemessungswerte der plastischen Rotationskapazitäten $\theta_{p,d}$ sollten von aussagekräftigen Testergebnissen abgeleitet oder aus Grenzkrümmungen berechnet werden, indem der wahrscheinliche Wert $\theta_{p,u}$ durch einen Faktor $\gamma_{R,p}$ geteilt wird, der lokale Defekte des Bauwerks, Unsicherheiten der Modellierung und/oder die Streuung der zugehörigen Testergebnisse wie folgt widerspiegelt:

$$\theta_{p,d} = \frac{\theta_{p,u}}{\gamma_{R,p}} \quad (4.21)$$

Diese Bedingung sollte für andere Verformungsanforderungen und Kapazitäten von dissipativen Zonen in Stahlbauwerken geprüft werden (d. h. Längenänderung von Zuggliedern in Diagonalen und Schubverformung von Schubfeldern in exzentrischen Verbänden).

ANMERKUNG Der informative Anhang E gibt Informationen für die Bestimmung von $\theta_{p,d}$ und $\gamma_{R,p}$.

- d) Der Nachweis der Bauteilfestigkeit gegen Biegung mit Normalkraft ist nicht notwendig, weil ein solcher Nachweis implizit in dem nicht-linearen Berechnungsverfahren nach (a) enthalten ist. Jedoch sollte nachgewiesen werden, dass kein wesentliches Fließen im Überbau auftritt (**5.6.3.6(1)P** und **(2)**).
- e) Der Nachweis von Bauteilen gegen nichtduktile Versagensformen (Schub von Bauteilen und Schub in Verbindungen in der Nähe von plastischen Gelenken) sowie gegen Gründungsversagen sollte in Übereinstimmung mit den entsprechenden Regeln des Abschnitts **5** erfolgen. Die Zustandsgrößen für die Kapazitätsbemessung sollten nach **5.6.2(2)Pb** als die Zustandsgrößen aus der nicht-linearen Berechnung multipliziert mit γ_{Bd1} angenommen werden. Diese Werte sollten die Bemessungswiderstände $R_d (= R_k/\gamma_M)$ der betreffenden Querschnitte nicht übersteigen, d. h.:

$$\max E_d \leq R_d \quad (4.22)$$

4.2.4.5 Brücken mit Erdbebenisolierung

(1) Ziel der Berechnung in diesem Fall ist die realistische Beurteilung der Verschiebungs- und Kraftnachfragewerte:

- Angemessene Berücksichtigung der Auswirkung von Schwankungen der Isolatoreigenschaften, und
- Sicherstellen, dass das isolierte Bauwerk im Wesentlichen im elastischen Zustand verbleibt.

(2) Es gelten die Festlegungen nach Abschnitt **7**.

4.2.5 Statische nicht-lineare Berechnung (Pushover-Berechnung)

(1)P Eine Pushover-Berechnung ist eine statische nicht-lineare Berechnung des Bauwerks unter konstanter vertikaler (Eigengewichts-) Last und monoton ansteigenden horizontalen Lasten, die die Auswirkungen einer horizontalen Erdbebenkomponente darstellen. Effekte nach Theorie 2. Ordnung müssen berücksichtigt werden. Die horizontalen Lasten werden vergrößert bis die Zielverschiebung eines Referenzpunkts erreicht ist.

(2) Die Hauptziele der Berechnung sind folgende:

- Abschätzung der Reihenfolge und des endgültigen Musters der plastischen Gelenkkette
- Abschätzung der Umverteilung der Kräfte als Folge des Entstehens plastischer Gelenke
- Beurteilung der Kraft-Verschiebungs-Kurve des Bauwerks („Kapazitätskurve“) und der Verformungsnachfrage der plastischen Gelenke bis zur Zielverschiebung

(3) Die Methode kann auf das gesamte Brückenbauwerk oder auf einzelne Komponenten angewendet werden.

(4) Es gelten die Anforderungen nach **4.2.4.4(2)** mit Ausnahme der Anforderungen für die Modellierung der Hystereseschleife in **4.2.4.4(2)b**.

ANMERKUNG 1 Eine empfohlene Vorgehensweise für die Anwendung dieser Methode ist im informativen Anhang H gegeben.

ANMERKUNG 2 Es ist bekannt, dass eine statische nicht-lineare (Pushover-) Berechnung, so wie sie in Anhang H gegeben ist, bei solchen Bauwerken zu realistischen Ergebnissen führt, deren Antwort auf die horizontale Erdbeben-einwirkung für die betrachtete Richtung durch ein verallgemeinertes Einmassenschwingersystem sinnvoll angenähert werden kann. Wenn man annimmt, dass der Einfluss der Pfeilmassen von untergeordneter Bedeutung ist, gilt obige Bedingung immer für die Längsrichtung von annähernd geraden Brücken. Die Bedingung gilt auch in Querrichtung, wenn die Steifigkeitsverteilung der Pfeiler entlang der Brücke eine mehr oder weniger gleichförmige Abstützung eines relativ starren Überbaus bewirkt. Das ist der häufigste Fall bei Brücken, bei denen die Höhe der Pfeiler in Richtung der Widerlager abnimmt oder sich nicht stark ändert. Wenn jedoch die Brücke einen außergewöhnlich steifen und unnachgiebigen Pfeiler hat, der sich zwischen Gruppen regulärer Pfeiler befindet, kann das System in Querrichtung nicht durch einen Einmassenschwinger modelliert werden und die Pushover-Berechnung könnte zu nicht realistischen Ergebnissen führen. Eine ähnliche Ausnahme gilt für lange Brücken, wenn sehr steife Pfeiler zwischen Gruppen von regulären Pfeilern stehen, oder bei Brücken, bei denen die Masse von einigen Pfeilern einen erheblichen Einfluss auf das dynamische Verhalten in eine der beiden Richtungen hat. Solche irregulären Anordnungen können vermieden werden, z. B. indem eine Gleitverbindung zwischen dem Überbau und den Pfeilern, die die Irregularität verursachen, vorgesehen wird. Falls letzteres nicht möglich oder sinnvoll ist, sollte die nicht-lineare Zeitverlaufsrechnung verwendet werden.

5 Festigkeitsnachweis

5.1 Allgemeines

(1)P Die Regelungen dieses Abschnitts betreffen das Tragsystem für den Erdbebenwiderstand von Brücken, die mit Hilfe einer äquivalenten linearen Methode bemessen wurden, wobei duktiles oder beschränkt duktilen Verhalten des Tragwerks (s. 4.1.6) angenommen wurde. Für Brücken mit Isolationsvorrichtung muss Abschnitt 7 angewendet werden. Für Nachweise auf der Basis von Ergebnissen nicht-linearer Berechnungen gilt 4.2.4. Für die beiden letzten Fälle gilt 5.2.1.

5.2 Werkstoffe und Bemessungsfestigkeit

5.2.1 Werkstoffe

(1)P In Brücken, die für duktilen Verhalten mit $q > 1,5$ bemessen werden, müssen Betonbauteile, in denen sich Fließgelenke ausbilden können, mit Stahl der Klasse C nach EN 1992-1-1:2004, Tabelle C.1 bewehrt werden.

(2) Betonbauteile von Brücken, die für duktilen Verhalten bemessen werden, in denen sich keine Fließgelenke ausbilden können (als Konsequenz aus der Kapazitätsbemessung), sowie alle Betonbauteile von Brücken, die für ein beschränkt duktilen Verhalten ($q \leq 1,5$) bemessen werden und für alle Betonbauteile von Brücken mit seismischer Isolierung nach Abschnitt 7, dürfen mit Stahl der Klasse B nach EN 1992-1-1:2004, Tabelle C.4 bewehrt werden.

(3)P Stahlbauteile aller Brücken müssen EN 1998-1: 2004, 6.2 entsprechen.

5.2.2 Bemessungsfestigkeit

(1)P Der Bemessungswert der Bauteiltragfähigkeit muss nach EN 1998-1:2004, 5.2.4, 6.1.3 oder 7.1.3, wie jeweils anwendbar, bestimmt werden.

5.3 Kapazitätsbemessung

(1)P Für Bauwerke, die für duktilen Verhalten bemessen werden, müssen die Schnittkräfte $F_c (V_c, M_c, N_c)$ der Kapazitätsbemessung berechnet werden, indem die beabsichtigten Fließmechanismen untersucht werden unter:

a) den nicht-seismischen Einwirkungen in der Erdbeben-Bemessungssituation

b) derjenigen Erdbebeneinwirkung in der untersuchten Richtung (siehe **(6)**), bei der alle beabsichtigten Biege-Fließgelenke Biegemomente ausgebildet haben, die gleich dem oberen Fraktilwert ihrer Biegetragfähigkeit, dem so genannten Überfestigkeitsmoment M_o , sind.

(2) Die Schnittkräfte aus der Kapazitätsbemessung brauchen nicht größer angenommen zu werden als diejenigen, die aus der Erdbeben-Bemessungssituation (siehe **5.5**) in der betrachteten Richtung resultieren, wobei die Schnittkräfte infolge seismischer Einwirkung mit dem bei der Berechnung mit der seismischen Bemessungseinwirkung benutzten Verhaltensbeiwert q zu multiplizieren sind.

(3)P Das Überfestigkeitsmoment eines Querschnitts muss wie folgt berechnet werden:

$$M_o = \gamma_o M_{Rd} \quad (5.1)$$

Dabei ist

γ_o der Überfestigkeitsbeiwert;

M_{Rd} die Bemessungsbiegefestigkeit des Querschnitts in der gewählten Richtung mit dem gewählten Vorzeichen, basierend auf der tatsächlich vorhandenen Querschnittsgeometrie einschließlich, falls zutreffend, der Bewehrung, und den Materialkennwerten (mit γ_M -Werten für Grund-Bemessungssituationen). Bei der Bestimmung von M_{Rd} muss die zweiachsige Biegung berücksichtigt werden bei:

- a) den Zustandsgrößen von nicht-seismischen Einwirkungen in der Erdbeben-Bemessungssituation und
- b) den anderen Zustandsgrößen unter seismischer Einwirkung entsprechend der seismischen Bemessungseinwirkung in der gewählten Richtung und mit dem gewählten Vorzeichen.

(4) Der Wert des Überfestigkeitsfaktors sollte die Streuung der Festigkeitskennwerte des Werkstoffs und das Verhältnis von Bruchfestigkeit zur Streckgrenze widerspiegeln.

ANMERKUNG Der für γ_o in einem Land benutzte Wert kann im seinem Nationalen Anhang festgelegt sein. Die empfohlenen Werte sind:

Für Betonbauteile: $\gamma_o = 1,35$;

Für Stahlbauteile: $\gamma_o = 1,25$.

Im Fall von bewehrten Betonquerschnitten mit besonderer Umschnürungsbewehrung nach **6.2.1** und mit einem Wert der normierten Axialkraft von

$$\eta_k = N_{Ed} / (A_c f_{ck}) \quad (5.2)$$

größer als 0,1 muss der Wert des Überfestigkeitsbeiwerts mit $1+2(\eta_k-0,1)^2$ multipliziert werden,

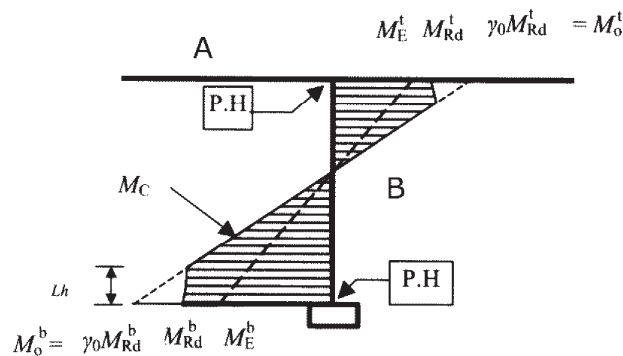
Dabei ist

N_{Ed} der Wert der Axialkraft in der Erdbeben-Bemessungssituation für die Fließgelenke, positiv bei Druck;

A_c die Querschnittsfläche; und

f_{ck} die charakteristische Betonfestigkeit.

(5)P Innerhalb der Länge von Bauteilen, die (ein) Fließgelenk(e) entwickeln, darf das Biegemoment aus der Kapazitätsbemessung M_c in der Umgebung des Fließgelenks (s. Bild 5.1) nicht größer angenommen werden als die entsprechende Bemessungs-Biegetragfähigkeit M_{Rd} des nächstgelegenen Fließgelenks, berechnet nach 5.6.3.1.



Legende

- A Überbau
- B Pfeiler
- PH Fließgelenk

Bild 5.1 — Kapazitätsbemessungsmomente M_c innerhalb der Länge eines Bauteils mit Fließgelenken

ANMERKUNG 1 Die M_{Rd} -Diagramme in Bild 5.1 beziehen sich auf einen Pfeiler mit veränderlichem Querschnitt (nach unten zunehmend). Im Fall eines konstanten Querschnitts mit konstanter Bewehrung ist M_{Rd} ebenfalls konstant.

ANMERKUNG 2 Für L_h siehe 6.2.1.5.

(6) Im Allgemeinen sollten Zustandsgrößen der Kapazitätsbemessung getrennt für die seismische Einwirkung, die (mit + und – Vorzeichen) in jeder der Längs- und Querrichtungen wirkt, berechnet werden. Ein entsprechendes Schema und Vereinfachungen sind im Anhang G angegeben.

(7)P Wenn Gleitlager am Fließmechanismus beteiligt sind, muss ihre Kapazität zu $\gamma_{of} R_{df}$ angenommen werden, mit

$\gamma_{of} = 1,30$ Vergrößerungsfaktor für Reibung infolge von Alterungseffekten und

R_{df} maximale Bemessungsreibungskraft des Lagers.

(8)P Bei Brücken mit Elastomerlagern, bei denen duktiler Verhalten beabsichtigt ist, müssen die Bauteile, in denen keine Fließgelenke beabsichtigt sind und die den Schubkräften der Lager standhalten, wie folgt bemessen werden. Die Zustandsgrößen der Kapazitätsbemessung müssen auf der Basis der maximalen Verformungen der Lager, die einer Bemessungsverschiebung der Fahrbahnkonstruktion und einer um 30 % erhöhten Lagersteifigkeit entsprechen, berechnet werden.

5.4 Effekte nach Theorie 2. Ordnung

(1) Für lineare Berechnungen können Näherungsverfahren zur Abschätzung des Einflusses von Effekten nach Theorie 2. Ordnung auf die kritischen Querschnitte (Fließgelenke) benutzt werden, wobei auch der zyklische Charakter der seismischen Einwirkung an den Stellen zu berücksichtigen ist, wo er eine wesentliche ungünstige Auswirkung hat.

ANMERKUNG Näherungsverfahren, um die Effekte nach Theorie 2. Ordnung unter seismischer Einwirkung abzuschätzen, können zur Benutzung in einem Land in seinem Nationalen Anhang festgelegt sein. Das empfohlene Verfahren ist die Annahme, dass der Zuwachs der Biegemomente des Fließgelenkquerschnitts infolge Effekte nach Theorie 2. Ordnung wie folgt lautet:

$$\Delta M = \frac{1+q}{2} d_{Ed} N_{Ed} \quad (5.3)$$

wobei N_{Ed} die Axialkraft und d_{Ed} die relative Querverschiebung der Enden des betrachteten duktilen Bauteils sind, beide Werte in der Erdbeben-Bemessungssituation.

5.5 Kombination der seismischen Einwirkung mit anderen Einwirkungen

(1)P Der Bemessungswert E_d der Zustandsgrößen in der Erdbeben-Bemessungssituation muss in Übereinstimmung mit EN 1990:2002, **6.4.3.4** und EN 1998-1:2004, **3.2.4(1)** wie folgt bestimmt werden:

$$E_d = G_k "+" P_k "+" A_{Ed} "+" \psi_{21} Q_{1k} "+" Q_2 \quad (5.4)$$

wobei

„+“ bedeutet „zu kombinieren mit“;

G_k sind die charakteristischen Werte der ständigen Einwirkungen;

P_k ist der charakteristische Wert der Vorspannung nach allen Verlusten;

A_{Ed} ist die seismische Bemessungseinwirkung;

Q_{1k} ist der charakteristische Wert der Verkehrslast;

ψ_{21} ist der Kombinationsbeiwert für Verkehrslasten nach **4.1.2 (3)P**; und

Q_2 ist der quasi-ständige Wert der Einwirkungen von langer Dauer (z. B. Erddruck, Auftrieb, Strömungen, usw.).

ANMERKUNG Einwirkungen von langer Dauer werden als gleichzeitig mit der seismischen Bemessungseinwirkung wirkend angesehen.

(2)P Zustandsgrößen aus seismischen Einwirkungen brauchen nicht mit Zustandsgrößen aus Einwirkungen infolge erzwungener Verformungen (verursacht durch Temperatur, Schwinden, Lagersenkung, bleibende Verschiebungen infolge seismischer Verwerfung) kombiniert zu werden.

(3)P Eine Ausnahme von der Regel in (2)P liegt vor bei Brücken, wo die seismische Einwirkung durch mehrschichtige Elastomerlager aufgenommen wird (siehe auch **6.6.2.3(4)**). In einem solchen Fall muss elastisches Verhalten des Systems angenommen werden und die Zustandsgrößen infolge erzwungener Verformungen müssen berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Im Fall von (3)P bewirkt die Verformung infolge Kriechen normalerweise keine weiteren Spannungen im System und kann daher vernachlässigt werden. Kriechen reduziert auch die effektiven Spannungen in der Struktur infolge erzwungener Langzeitverformungen (z. B. durch Schwinden).

(4)P Wind und Schneelasten müssen im Bemessungswert E_d der Zustandsgrößen in der Erdbeben-Bemessungssituation (Gleichung (5.4)) vernachlässigt werden.

5.6 Tragfähigkeitsnachweis von Betonquerschnitten

5.6.1 Bemessungstragfähigkeit

(1) Wenn die Tragfähigkeit eines Querschnitts von Zustandsgrößen mit mehr als einer Komponente (z. B. Biegemoment, einaxial oder zwei axial, und Längskraft) abhängt, können die Bedingung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit nach 5.6.2 und 5.6.3 erfüllt werden, indem die Größtwerte (Maximum oder Minimum) jeder Komponente der Zustandsgröße getrennt mit den gleichzeitig wirkenden Werten von allen anderen Komponenten der Zustandsgröße betrachtet werden.

5.6.2 Bauwerke mit beschränkt duktilem Verhalten

(1)P Für die Biegetragfähigkeit von Querschnitten muss folgende Bedingung erfüllt sein:

$$E_d \leq R_d \quad (5.5)$$

Dabei ist

E_d die Bemessungs-Zustandsgröße in der Erdbeben-Bemessungssituation einschließlich Effekte nach Theorie 2. Ordnung; und

R_d die Bemessungs-Biegetragfähigkeit des Querschnitts nach EN 1992-1-1:2004, 6.1 und mit 5.6.1(1).

(2)P Nachweise der Schubtragfähigkeit von Betonbauteilen müssen nach EN 1992-1-1:2004, 6.2 mit folgenden zusätzlichen Regelungen geführt werden.

- Die Bemessungs-Zustandsgrößen müssen nach 5.5(1)P berechnet werden, wobei die seismische Zustandsgröße A_{Ed} mit dem bei der linearen Berechnung verwendeten Verhaltensbeiwert q multipliziert werden muss.
- Die nach EN 1992-1-1:2004, 6.2 ermittelten Tragfähigkeitswerte $V_{Rd,c}$, $V_{Rd,s}$ und $V_{Rd,max}$ müssen durch einen zusätzlichen Sicherheitsbeiwert γ_{Bd1} gegen Sprödversagen geteilt werden.

ANMERKUNG Der für γ_{Bd1} in einem Land benutzte Wert kann in seinem Nationalen Anhang festgelegt sein. Der empfohlene Wert ist $\gamma_{Bd1} = 1,25$.

5.6.3 Bauwerke mit duktilem Verhalten

5.6.3.1 Biegetragfähigkeit von Querschnitten mit Fließgelenken

(1)P Folgende Bedingung muss eingehalten werden.

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (5.6)$$

Dabei ist

M_{Ed} der Bemessungswert des Momentes, wie durch die Berechnung für die Erdbeben-Bemessungssituation ermittelt, einschließlich Effekte nach Theorie 2. Ordnung; und

M_{Rd} die Bemessungs-Biegetragfähigkeit des Querschnitts nach 5.6.1(1).

(2)P Die Längsbewehrung des Bauteils mit dem Fließgelenk muss über die Länge L_h wie in Bild 5.1 dargestellt und in 6.2.1.5 angegeben konstant verlaufen und vollständig wirksam bleiben.

5.6.3.2 Biegetragfähigkeit von Querschnitten außerhalb des Bereichs von Fließgelenken

(1)P Folgende Bedingung muss eingehalten werden.

$$M_c \leq M_{Rd} \quad (5.7)$$

Dabei ist

M_c das Moment aus der Kapazitätsbemessung nach 5.3; und

M_{Rd} die Bemessungstragfähigkeit des Querschnitts nach EN 1992-1-1:2004, 6.1 unter Berücksichtigung der Interaktion der anderen Komponenten der Bemessungszustandsgrößen (Axialkraft und, wenn zutreffend, Biegemoment in der dazu orthogonalen Richtung).

ANMERKUNG Als Konsequenz von 5.3(5)P dürfen der Querschnitt und die Längsbewehrung des Fließgelenkbereichs nicht durch den Kapazitätsbemessungsnachweis beeinflusst werden.

5.6.3.3 Schubtragfähigkeit von Bauteilen außerhalb des Bereichs von Fließgelenken

(1)P Die Nachweise der Schubtragfähigkeit müssen nach EN 1992-1-1:2004, 6.2 mit folgenden zusätzlichen Regelungen geführt werden:

- a) Die Bemessungszustandsgrößen müssen gleich den Kapazitätsbemessungszustandsgrößen nach 5.3 angenommen werden.
- b) Die Tragfähigkeitswerte $V_{Rd,c}$, $V_{Rd,s}$ und $V_{Rd,max}$ nach EN 1992-1-1:2004, 6.2 müssen durch einen zusätzlichen Sicherheitsbeiwert γ_{Bd} gegen Sprödversagen geteilt werden. Eine der folgenden Alternativen muss für die Ermittlung des Wertes γ_{Bd} verwendet werden.

$$\text{Alternative 1: } 1 \leq \gamma_{Bd} = \gamma_{Bd1} + 1 - \frac{qV_{Ed}}{V_{C,o}} \leq \gamma_{Bd1} \quad (5.8a)$$

$$\text{Alternative 2: } 1 \leq \gamma_{Bd} = \gamma_{Bd1} \quad (5.8b)$$

Dabei ist

γ_{Bd1} nach 5.6.2(2)P;

V_{Ed} der Maximalwert des Schubs in der Erdbeben-Bemessungssituation von 5.5(1)P; und

$V_{C,o}$ der Kapazitätsbemessungsschub nach 5.3 ohne Berücksichtigung der Einschränkung von 5.3(2).

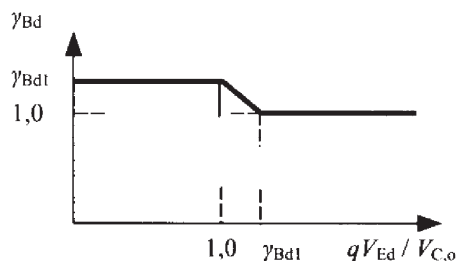


Bild 5.2 N — Darstellung der Alternativen nach Gleichung (5.8a) und (5.8b)

ANMERKUNG Wie Bild 5.2 N zeigt liegt der Wert nach Alternative 2 auf der sicheren Seite. Die Wahl von Alternative 1 oder 2 zur Anwendung in einem Land darf im Nationalen Anhang festgelegt werden.

(2) Wenn keine genaueren Berechnungen durchgeführt werden, kann für kreisförmige Betonquerschnitte mit dem Radius r , in welchen die Längsbewehrung über einen Kreis mit dem Radius r_s verteilt ist, die effektive Höhe

$$d_e = r + \frac{2r_s}{\pi} \quad (5.9)$$

anstelle von d in den entsprechenden Ausdrücken für die Schubtragfähigkeit benutzt werden. Der Wert des inneren Hebelarms z kann zu $z = 0,9d_e$ angenommen werden.

5.6.3.4 Schubtragfähigkeit von Fließgelenken

(1)P Es gilt Absatz **5.6.3.3(1)P**.

(2)P Der Winkel θ zwischen der Betondruckstrebe und dem Hauptzuggurt muss zu 45° angenommen werden.

(3)P Die Abmessungen des umschnürten Betonkerns bis Bügelmitte müssen anstelle der Querschnittsabmessungen b_w und d verwendet werden.

(4) Absatz **5.6.3.3(2)** kann unter Verwendung der Abmessungen des umschnürten Betonkerns angewendet werden.

(5) Für Bauteile mit einer Schubschlankheit $\alpha_s < 2,0$ (siehe Tabelle 4.1 für die Definition von α_s) sollten Nachweise der Pfeiler gegen Diagonalzugversagen und Gleitversagen nach EN 1998-1:2004, **5.5.3.4.3** und **5.5.3.4.4** durchgeführt werden. In diesen Nachweisen sollten die Zustandsgrößen aus der Kapazitätsbemessung als Bemessungszustandsgrößen benutzt werden.

5.6.3.5 Nachweis von Knoten in der Nähe von Fließgelenken

5.6.3.5.1 Allgemeines

(1)P Jeder Knoten zwischen einem vertikalen duktilen Pfeiler und dem Überbau oder einem Gründungsbauteil in der Nähe von Fließgelenken im Pfeiler muss auf Schub bemessen werden, um den Zustandsgrößen aus der Kapazitätsbemessung des Fließgelenks in der betreffenden Richtung standzuhalten. Der Pfeiler wird in den folgenden Abschnitten mit dem Index „c“ (für „column“) bezeichnet, während jedes andere Bauteil, das an den gleichen Knoten anschließt, mit „Balken“ und mit dem Index „b“ („beam“) bezeichnet wird.

(2)P Für einen vertikalen massiven Pfeiler der Tiefe h_c , und der Breite b_c , quer zur Biegerichtung des Fließgelenks müssen die effektiven Breiten des Knotens wie folgt angenommen werden:

— wenn der Pfeiler an eine Platte oder eine Querrippe einer Hohlplatte anschließt:

$$b_j = b_c + 0,5h_c \quad (5.10)$$

— wenn der Pfeiler direkt an einen Längssteg der Breite b_w (b_w ist parallel zu b_c) anschließt:

$$b_j = \min(b_w; b_c + 0,5h_c) \quad (5.11)$$

— für Stützen mit Kreisquerschnitt (Durchmesser d_c) müssen die obigen Definitionen unter Annahme von $b_c = h_c = 0,9d_c$ angewendet werden.

5.6.3.5.2 Knotenkräfte und -spannungen

(1)P Die vertikale Bemessungsquerkraft des Knotens, V_{jz} , muss angenommen werden zu:

$$V_{jz} = \gamma_0 T_{Rc} - V_{b1c} \quad (5.12)$$

Dabei ist

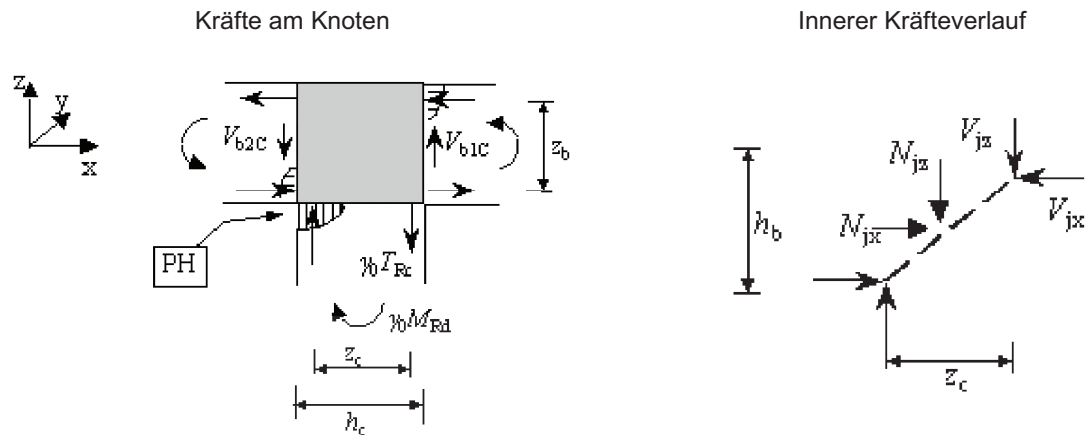
T_{Rc} die Resultierende Kraft der Zugbewehrung des Pfeilers entsprechend der Bemessungsbiegetragfähigkeit M_{Rd} des Fließgelenks nach **5.3(3)P** und γ_0 als Überfestigkeitsbeiwert nach **5.3(3)P** und **5.3(4)** (Kapazitätsbemessung); und

V_{b1c} die Querkraft des „Balkens“, welcher der Zugseite des Pfeilers zugewandt ist, entsprechend den Zustandsgrößen der Kapazitätsbemessung des Fließgelenks.

(2) Die horizontale Bemessungsquerkraft des Knotens, V_{jx} kann wie folgt berechnet werden (siehe Bild 5.2):

$$V_{jx} = V_{jz} \frac{z_c}{z_b} \quad (5.13)$$

wobei z_c und z_b die inneren Hebelarme am Fließgelenk und an den Endquerschnitten des „Balkens“ sind, und z_c und z_b als 0,9fache Werte der entsprechenden effektiven Querschnittshöhe (siehe **5.6.3.3** und **5.6.3.4**) angenommen werden können.



Legende

PH plastisches Gelenk

Bild 5.3 — Knotenkräfte

(3) Der Querkraftnachweis sollte im Mittelpunkt des Knotens geführt werden, wo zusätzlich zu V_{jz} und V_{jx} der Einfluss der folgenden Axialkräfte berücksichtigt werden darf:

— vertikale axiale Knotenkraft N_{jz} der Größe

$$N_{jz} = \frac{b_c}{2b_j} N_{cG} \quad (5.14)$$

mit:

N_{cG} Axialkraft des Pfeilers unter den nicht-seismischen Einwirkungen in der Erdbebenbemessungssituation;

Horizontalkraft N_{jx} gleich der Axialkraft der Zustandsgrößen nach der Kapazitätsbemessung im „Balken“, einschließlich der Effekte der Längsvorspannung nach allen Verlusten, wenn solche Axialkräfte tatsächlich über die Gesamtbreite b_j des Knotens wirken;

Horizontalkraft N_{jy} in der Querrichtung gleich der Quervorspannung nach allen Verlusten, die innerhalb der Höhe h_c wirkt, wenn solch eine Vorspannung vorgesehen ist.

(4) Für den Nachweis des Knotens werden die folgenden Mittelwerte der Nominalspannungen verwendet.

Schubspannungen:

$$v_j = v_x = v_z = \frac{V_{jx}}{b_j z_c} = \frac{V_{jz}}{b_j z_b} \quad (5.15)$$

Normalspannungen:

$$n_z = \frac{N_{jz}}{b_j h_c} \quad (5.16)$$

$$n_x = \frac{N_{jx}}{b_j h_b} \quad (5.17)$$

$$n_y = \frac{N_{jy}}{h_b h_c} \quad (5.18)$$

ANMERKUNG Wie in **5.3(6)** erwähnt, sollten die Kapazitätsbemessung und damit der entsprechende Nachweis der Knoten mit beiden Vorzeichen der Erdbebeneinwirkung durchgeführt werden, + und -. Es ist bekannt, dass bei Kniegelenken (z. B. Ober der Endstütze eines mehrfeldrigen Rahmensystems in Brückenquerrichtung) das Vorzeichen von M_{Rd} und V_{b1C} umgekehrt zu dem in Bild 5.3 gezeigten und N_{jx} eine Zugkraft sein kann.

5.6.3.5.3 Nachweise

(1) Wenn die durchschnittliche Schubspannung im Knoten, die Riss Schubfestigkeit des Knotens nach (5.19), $V_{j,cr}$, nicht überschreitet, sollte eine Mindestbewehrung nach **(6)P** vorgesehen werden.

$$v_j \leq v_{j,cr} = f_{ctd} \sqrt{\left(1 + \frac{n_x}{f_{ctd}}\right) \left(1 + \frac{n_z}{f_{ctd}}\right)} \leq 1,50 f_{ctd} \quad (5.19)$$

Dabei ist $f_{ctd} = f_{ctk0,05} / \gamma_c$ der Bemessungswert der Betonzugfestigkeit.

(2)P Der Diagonaldruck, der durch den Diagonalstrebenmechanismus in den Knoten eingeleitet wird, darf die Betondruckfestigkeit bei vorhandenen Querkzugdehnungen nicht überschreiten, unter zusätzlicher Berücksichtigung von Umschnürungsdruck und -bewehrung.

(3) Sofern kein genaueres Modell verwendet wird, kann die Anforderung von **(2)P** als erfüllt angesehen werden, wenn die folgende Bedingung erfüllt ist:

$$v_j \leq v_{j,Rd} = 0,5 \alpha_c v_{fd} \quad (5.20)$$

wobei

$$\nu = 0,6 (1 - (f_{ck}/250)) \quad (\text{mit } f_{ck} \text{ in MPa}) \quad (5.21)$$

Der Beiwert α_d in Gleichung (5.20) berücksichtigt die Auswirkungen von Umschnürungsdruck (n_{jy}) und/oder Bewehrung (ρ_y) in Querrichtung y auf die Druckfestigkeit der Diagonalstrebe:

$$\alpha_c = 1 + 2(n_{jy} + \rho_y f_{sd})/f_{cd} \leq 1,5 \quad (5.22)$$

Dabei ist

$\rho_y = A_{sy}/(h_c h_b)$ der Bewehrungsgrad aller geschlossenen Bügel in Querrichtung des Knotenfelds (senkrecht zur Einwirkungsebene), und

$f_{sd} = 300 \text{ MPa}$ Eine aufgrund der Rissbegrenzung reduzierte Spannung dieser Querbewehrung.

(4) Sowohl horizontale als auch vertikale Bewehrung sollte im Knoten, in einer zur Aufnahme der Bemessungsquerkraft ausreichenden Menge vorgesehen werden. Diese Forderung darf durch das Anordnen einer jeweils horizontalen und vertikalen Bewehrung mit einem Bewehrungsgrad von ρ_x und ρ_z sichergestellt werden, mit:

$$\rho_x = \frac{v_j - n_x}{f_{sy}} \quad (5.23)$$

$$\rho_z = \frac{v_j - n_z}{f_{sy}} \quad (5.24)$$

mit:

$\rho_x = \frac{A_{sx}}{b_j h_b}$ Bewehrungsgrad im Knotenfeld in horizontaler Richtung,

$\rho_z = \frac{A_{sz}}{b_j h_c}$ Bewehrungsgrad im Knotenfeld in vertikaler Richtung, und

f_{sy} Bemessungswert der Streckgrenze der Knotenbewehrung

(5)P Die Knotenbewehrungsgrade ρ_x und ρ_y dürfen folgende Größtwerte nicht überschreiten:

$$\rho_{\max} = \frac{\nu f_{cd}}{2 f_{sy}} \quad (5.25)$$

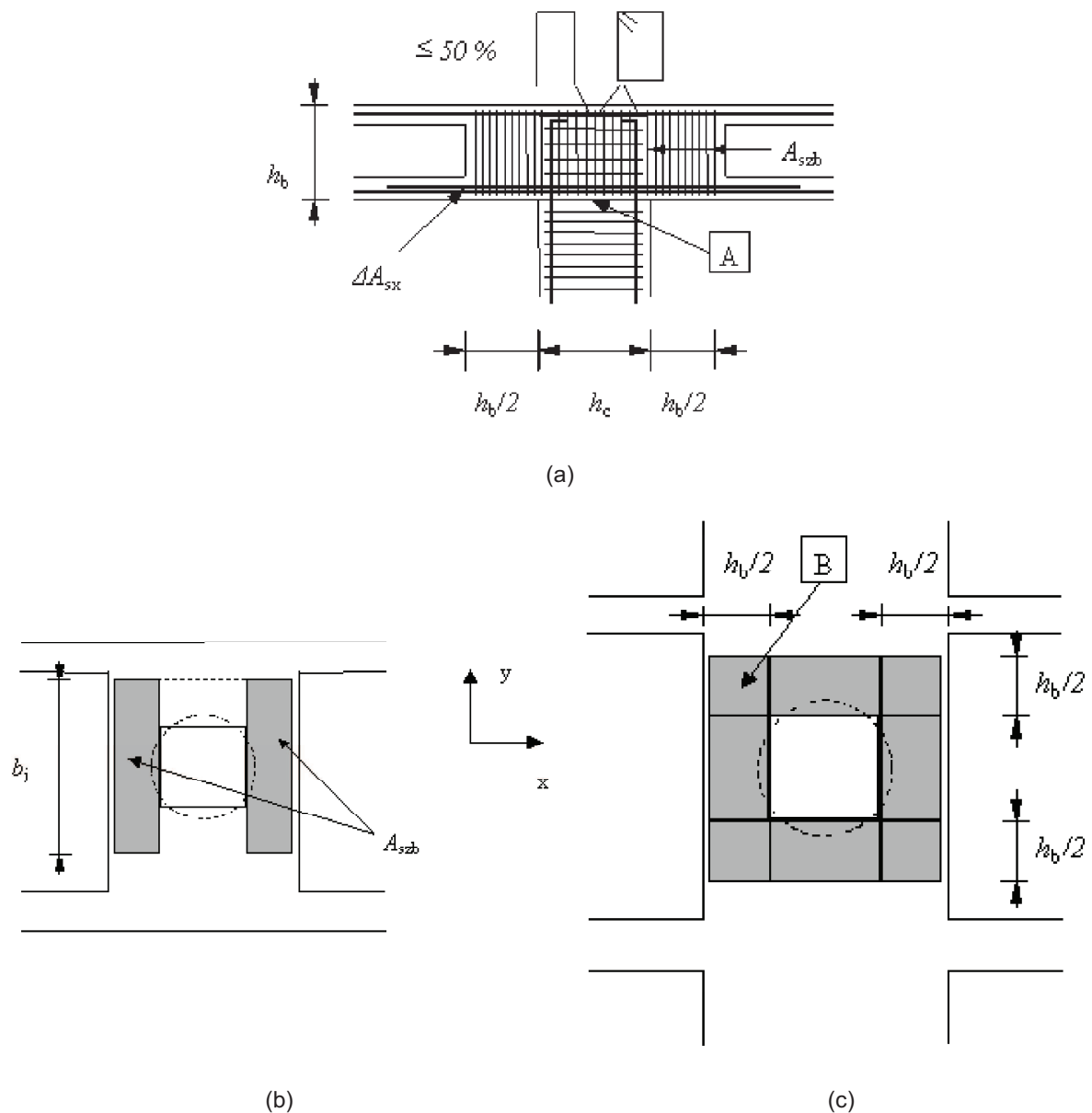
wobei ν durch Gleichung (5.21) gegeben ist.

(6)P Eine Mindestschubbewehrung muss im Knotenfeld in beiden horizontalen Richtungen in Form von geschlossenen Verbindern vorgesehen werden. Die erforderliche Mindestbewehrung ist

$$\rho_{\min} = \frac{f_{ctd}}{f_{sy}} \quad (5.26)$$

5.6.3.5.4 Bewehrungsanordnung

- (1) Vertikale Bügel sollten die „Balken“-Bewehrung in Längsrichtung in der Fläche gegenüber dem Pfeiler umschließen. Horizontale Bügel sollten die vertikale Pfeilerbewehrung und horizontale „Balken“-Bewehrungsstäbe, die im Knoten verankert sind, umschließen. Die Fortführung von Bügeln und Ringbewehrung der Pfeiler bis in den Knoten hinein wird empfohlen.
- (2) Bis zu 50 % der gesamten im Knoten erforderlichen vertikalen Bügel können U-Stäbe sein, welche die Längs-„Balken“-Bewehrung in der Fläche gegenüber der Stütze umschließen (siehe Bild 5.3).
- (3) 50 % der Stäbe der oberen und unteren Längsbewehrung der „Balken“, sofern sie durch den Knoten durchgehen und in angemessenem Abstand dahinter verankert sind, können zur Abdeckung des geforderten Bewehrungsquerschnitts A_{sx} für die horizontale Verbindung berücksichtigt werden.
- (4) Die Pfeilerbewehrung in Längsrichtung (vertikal) sollte soweit als möglich in den „Balken“ reichen und direkt vor den Bewehrungslagen des „Balkens“ in der Fläche gegenüber der Pfeiler-„Balken“-Anschlussfläche enden. In Biegerichtung des Fließgelenks sollten die Stäbe von beiden Zugbereichen des Pfeilers durch einen rechtwinkligen Haken, der zur Pfeilermitte hin gerichtet ist, verankert werden.
- (5) Wenn die Menge der erforderlichen Bewehrung A_{sz} und/oder A_{sx} nach Gleichung (5.24) und (5.23) so groß ist, dass die Ausführbarkeit des Knotens beeinträchtigt ist, kann die alternative Anordnung nach **(6)** und **(7)** angewendet werden (siehe Bild 5.4).
- (6) Vertikale Bügel der Menge $\rho_{1z} \geq \rho_{\min}$, die hinsichtlich der Ausführbarkeit akzeptabel sind, können innerhalb des Knotenkörpers angeordnet werden. Die verbleibende Fläche $A_{sb} = (\rho_z - \rho_{1z})b_j h_b$ sollte auf jeder Seite des „Balkens“ innerhalb der Knotenbreite b_j und nicht weiter als $0,5h_b$ von der zugehörigen Pfeilerfläche entfernt angeordnet werden.



Legende

- A „Balken“-Pfeiler-Anschlussfläche
- B Bügel in gemeinsamen Flächen zählen in beiden Richtungen

Bild 5.4 — Alternative Anordnung der Knotenbewehrung; (a) vertikaler Schnitt in der xz -Ebene; (b) Draufsicht auf die sich in x -Richtung ausbildenden Fließgelenke; (c) Draufsicht auf die Fließgelenke in x - und y -Richtung

(7) Die horizontalen Bügel, die innerhalb des Knotenkörpers angeordnet werden, dürfen unter der Voraussetzung, dass der Bewehrungsgrad der im Knotenkörper verbleibenden horizontalen Bewehrung (Gleichung (5.26)) entspricht, um $\Delta A_{sx} \leq \Delta A_{sz}$ reduziert werden. Die notwendige Zugbewehrung der „Balken“-Faser in der Verlängerung der „Balken“-Pfeiler-Anschlussfläche sollte dabei erhöht werden um:

$$\Delta A_{sx} = 0,5 \rho_{jz} b_j h_b \quad (5.27)$$

zusätzlich zur Bewehrung, die in den entsprechenden Querschnitten für den Biegenachweis infolge der Kapazitätsbemessungszustandsgrößen erforderlich ist. Zusätzliche Stäbe zur Erfüllung dieser Anforderung sollten innerhalb der Knotenbreite b_j angeordnet werden; diese Stäbe sollten ausreichend verankert werden, so dass sie in einer Entfernung h_b von der Pfeileraußenfläche voll wirksam sind.

5.6.3.6 Nachweis des Überbaus

(1)P Es muss nachgewiesen werden, dass kein wesentliches Fließen im Überbau auftritt. Dieser Nachweis muss geführt werden:

- für Brücken mit beschränkt duktilem Verhalten infolge der ungünstigsten Bemessungszustandsgrößen nach **5.5**;
- für Brücken mit duktilem Verhalten infolge der nach **5.3** ermittelten Zustandsgrößen aus der Kapazitätsbemessung.

(2) Wenn die horizontale Komponente der Erdbebeneinwirkung in Querrichtung der Brücke betrachtet wird, wird Fließen des Überbaus durch Biegung innerhalb einer horizontalen Ebene als wesentlich angesehen, wenn die Bewehrung der oberen Platte der Fahrbahnkonstruktion bis zu einem Randabstand von 10 % der Breite der oberen Platte oder bis zum Anschluss der oberen Platte an einen Steg, je nachdem, was näher am Rand der oberen Platte ist, fließt.

(3) Wenn die Fahrbahnkonstruktion für Zustandsgrößen aus der Kapazitätsbemessung für die Erdbebeneinwirkung in Querrichtung der Brücke nachgewiesen wird, sollte die starke Abminderung der Torsionssteifigkeit der Fahrbahnkonstruktion mit zunehmenden Torsionsmomenten berücksichtigt werden. Sofern keine genauere Berechnung durchgeführt wird, können die in **2.3.6.1(4)** angegebenen Werte für Brücken mit beschränkt duktilem Verhalten, oder 70 % dieser Werte für Brücken mit duktilem Verhalten, angenommen werden.

5.7 Tragfähigkeitsnachweis von Stahl- und Verbundbauteilen

5.7.1 Stahlpfeiler

5.7.1.1 Allgemeines

- (1) Für den Nachweis des Pfeilers für Zustandsgrößen mit mehreren Komponenten gilt **5.6.1(1)**.
- (2)P Energiedissipation darf nur in den Pfeilern und nicht im Überbau stattfinden.
- (3)P Für Brücken, die für duktilen Verhalten bemessen werden, gelten die Bestimmungen von EN 1998-1:2004, **6.5.2**, **6.5.4** und **6.5.5** für dissipative Bauwerke.
- (4) Es gelten die Bestimmungen von EN 1998-1:2004, **6.5.3**. Querschnittsklasse 3 ist jedoch nur erlaubt, wenn $q \leq 1,5$ ist.
- (5) Die Bestimmungen von EN 1998-1:2004, **6.9** gelten für alle Brückenpfeiler.

5.7.1.2 Pfeiler als Rahmentragwerke

(1)P Bei Brücken, die für duktilen Verhalten bemessen werden, müssen die Bemessungswerte der Axialkraft, N_{Ed} , und der Querkraft, V_{Ed} , in Pfeilern in Form von biegesteifen Rahmen gleich den Zustandsgrößen aus der Kapazitätsbemessung N_c und V_c nach **5.3** angenommen werden.

(2)P Die Bemessung der Querschnitte von Fließgelenken sowohl in Balken als auch in Stützen des Pfeilers muss die Bestimmungen von EN 1998-1:2004, **6.6.2**, **6.6.3** und **6.6.4** unter Verwendung der in **(1)P** gegebenen Werte von N_{Ed} und V_{Ed} erfüllen.

5.7.1.3 Pfeiler als Rahmen mit konzentrischen Verbänden

(1)P Die Bestimmungen von EN 1998-1:2004 gelten mit folgenden Änderungen für Brücken, die für duktilen Verhalten bemessen werden.

- Die Bemessungswerte der axialen Schubkraft müssen in Übereinstimmung mit **5.3** sein, wobei die Kraft in allen Diagonalen entsprechend der Überfestigkeit $\gamma_o N_{pl,d}$ der schwächsten Diagonale angenommen werden muss.
- Der zweite Teil der Gleichung (6.12) in EN 1998-1:2004, **6.7.4** muss durch die Schnittkraft aus der Kapazitätsbemessung $N_{Ed} = N_c$ ersetzt werden.

5.7.1.4 Pfeiler als Rahmen mit exzentrischen Verbänden

(1)P Es gelten die Bestimmungen von EN 1998-1:2004, **6.8**.

5.7.2 Stahl- oder Verbund-Überbau

(1)P Bei Brücken, die für duktilen Verhalten ($q > 1,5$) bemessen werden, muss der Überbau für die Zustandsgrößen der Kapazitätsbemessung nach **5.3** nachgewiesen werden. Bei Brücken, die für beschränkt duktilen Verhalten ($q \leq 1,5$) bemessen werden, muss der Nachweis des Überbaus unter Verwendung der Zustandsgrößen aus der Berechnung nach Gleichung (5.4) durchgeführt werden. Die Nachweise können nach den Regeln von EN 1993-2:2005 oder EN 1994-2:2005 für Überbaukonstruktionen in Stahl- oder Verbundbauweise durchgeführt werden.

5.8 Gründungen

5.8.1 Allgemeines

(1)P Gründungssysteme von Brücken müssen so bemessen werden, dass sie den allgemeinen Anforderungen von EN 1998-5:2004, **5.1** genügen. Brückengründungen dürfen nicht gezielt als Möglichkeit der hysteretischen Energiedissipation benutzt werden und müssen daher, soweit möglich, so bemessen werden, dass sie unter der Erdbeben-Bemessungseinwirkung linear-elastisch bleiben.

(2)P Die Boden-Bauwerk-Interaktion muss, wo nötig, auf der Grundlage der einschlägigen Bestimmungen von EN 1998-5: 2004, Abschnitt **6** untersucht werden.

5.8.2 Bemessungszustandsgrößen

(1)P Für die Nachweise der Tragfähigkeit müssen die Bemessungszustandsgrößen der Gründungen nach **(2)P** bis **(4)** bestimmt werden.

(2)P Brücken mit beschränkt duktilem Verhalten ($q \leq 1,5$) und Brücken mit seismischer Isolierung:

Die Bemessungszustandsgrößen müssen aus Gleichung (5.4) gewonnen werden, wobei die Zustandsgrößen infolge Erdbeben aus der linearen Bauwerksberechnung für die Erdbebenbemessungssituation nach **5.5** ermittelt werden und die Berechnungsergebnisse für die Erdbebenbemessungszustandsgrößen mit dem verwendeten q -Faktor multipliziert werden (d. h. es wird effektiv $q = 1$ gesetzt).

(3)P Brücken mit duktilem Verhalten ($q > 1,5$).

Die Bemessungszustandsgrößen müssen durch Anwendung des Kapazitätsbemessungsverfahrens auf die Pfeiler nach **5.3** ermittelt werden.

(4) Für Brücken, die auf der Basis einer nicht-linearen Berechnung bemessen werden, gelten die Bestimmungen von **4.2.4.4(2)e**.

5.8.3 Tragfähigkeitsnachweis

(1)P Der Tragfähigkeitsnachweis der Gründungen muss in Übereinstimmung mit EN 1998-5:2004, **5.4.1** (Blockfundamente) und **5.4.2** (Pfähle und Pfeiler) geführt werden.

6 Bauliche Durchbildung

6.1 Allgemeines

(1)P Die Regeln dieses Abschnitts gelten ausschließlich für Brücken, die für duktilen Verhalten bemessen wurden und haben das Ziel, ein Mindestniveau der Krümmungs-/Rotationsduktilität der plastischen Gelenke sicherzustellen.

(2)P Für Brücken mit beschränkt plastischem Verhalten sind die Regeln für die bauliche Durchbildung von kritischen Querschnitten und bestimmten nicht-duktilen Bauteilen in **6.5** festgelegt.

(3)P Im Allgemeinen ist die Ausbildung plastischer Gelenke im Überbau nicht zulässig. Daher besteht kein Bedarf für die Anwendung zusätzlicher Konstruktionsregeln für die bauliche Durchbildung außer denen, die für den Entwurf von Brücken für nicht-seismische Einwirkungen zutreffen.

6.2 Betonpfeiler

6.2.1 Umschnürung

6.2.1.1 Allgemeine Anforderungen

(1)P Das duktile Verhalten der Betondruckzone innerhalb der Bereiche möglicher plastischer Gelenke muss sichergestellt sein.

(2)P In Bereichen möglicher Gelenke mit normierten Axialkräften (siehe **5.3(3)**) größer als

$$\eta_k = N_{Ed}/A_c f_{ck} > 0,08 \quad (6.1)$$

muss eine Umschnürung der Druckzone in Übereinstimmung mit **6.2.1.4** vorgesehen werden, mit Ausnahmen nach **(3)**.

(3)P Es ist keine Umschnürung in Pfeilern notwendig, wenn im Grenzzustand der Tragfähigkeit eine Krümmungsduktilität von $\mu_\Phi = 13$ für Brücken mit duktilem Verhalten oder $\mu_\Phi = 7$ für Brücken mit beschränkt duktilem Verhalten erreichbar ist und die maximale Stauchung des Betons einen Wert von

$$\varepsilon_{cu2} = 0,35 \% \quad (6.2)$$

nicht überschreitet.

ANMERKUNG Die Bedingung in **(3)P** kann für Pfeilerquerschnitte mit Flanschen erfüllt sein, wenn eine ausreichende Fläche des Flansches im Druckbereich vorhanden ist.

(4) Im Fall hoher Druckzonen sollte die Umschnürung mindestens bis zu der Tiefe verlängert werden, in der die Stauchung einen Wert von $0,5 \varepsilon_{cu2}$ überschreitet.

(5)P Die Menge der Umschnürungsbewehrung ergibt sich aus dem mechanischen Bewehrungsgrad:

$$\omega_{wd} = \rho_w \cdot f_{yd} / f_{cd} \quad (6.3)$$

mit:

a) In Rechteckquerschnitten:

ρ_w Schubbewehrungsgrad in Querrichtung, definiert als:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_L \cdot b} \quad (6.4)$$

Dabei ist

A_{sw} die gesamte Querschnittsfläche der Bügel oder Querhaken in der einen Umschnürungsrichtung;

s_L der Abstand der Bügel oder Querhaken in Längsrichtung;

b die Abmessung des Betonkerns senkrecht zur betrachteten Richtung der Umschnürung, gemessen bis zur Außenseite des Umfangsbügels.

b) In Kreisquerschnitten:

Es wird der volumetrische Bewehrungsgrad ρ_w der Wendelbewehrung zum Betonkern verwendet:

$$\rho_w = \frac{4 \cdot A_{sp}}{D_{sp} \cdot s_L} \quad (6.5)$$

Dabei ist

A_{sp} die Fläche der Wendel- oder Ringbewehrung;

D_{sp} der Durchmesser der Wendel- oder Ringbewehrung;

s_L der Abstand dieser Stäbe.

6.2.1.2 Rechteckquerschnitte

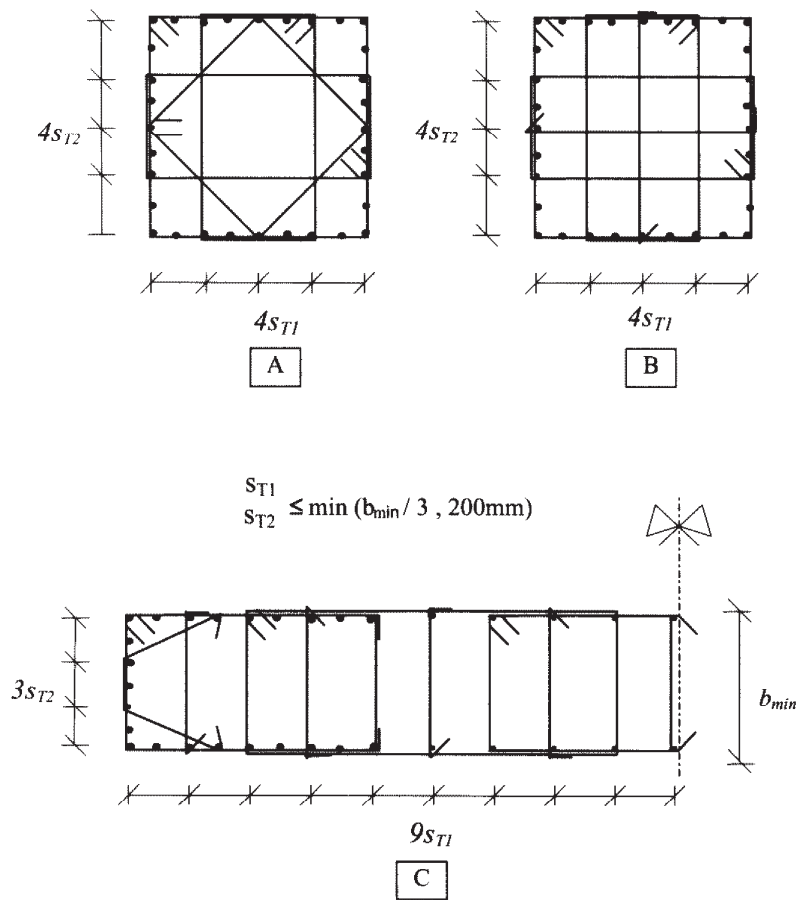
(1)P Der Abstand der Bügel oder Querhaken in Längsrichtung s_L muss die beiden folgenden Bedingungen erfüllen:

— $s_L \leq 6$ facher Durchmesser des Längsbewehrungsstabs d_{bL}

— $s_L \leq 1/5$ der kleinsten Abmessung des umschnürten Betonkerns bis zur Mittellinie der Bügel.

(2)P Der Abstand in Querrichtung s_T zwischen den Bügelschenkeln oder den zusätzlichen Querhaken darf $1/3$ der kleinsten Abmessung b_{min} des Betonkerns bis zur Mittellinie der Bügels bzw. 200 mm (siehe Bild 6.1a) nicht überschreiten.

(3)P Bei schrägen Bewehrungsstäben mit einem Winkel von $\alpha > 0$ zur Querrichtung für welche ρ_w gilt, muss ihr Beitrag zur gesamten Fläche A_{sw} des Ausdrucks (6.4) als deren Fläche multipliziert mit $\cos \alpha$ angenommen werden.



Legende

- A 4 geschlossene überlappende Bügel
- B 3 geschlossene überlappende Bügel plus Querhaken
- C geschlossener überlappender Bügel plus Querhaken

Bild 6.1a — Typische Umschnürungs-Details in Betonfeilern mit rechteckigem Querschnitt mit überlappenden rechteckigen Bügel und Querhaken

6.2.1.3 Kreisquerschnitte

(1)P Der Abstand von Wendel- oder Bügelbewehrungstäben s_L muss die folgenden beiden Bedingungen erfüllen:

- $s_L \leq 6$ facher Durchmesser der Längsbewehrung, d_{bL}
- $s_L \leq 1/5$ des Durchmessers des umschnürten Betonkerns bis zur Bügelmittellinie

6.2.1.4 Erforderliche Umschnürungsbewehrung

(1)P Die Umschnürung wird durch rechteckige Bügel und/oder Querhaken oder durch kreisförmige Bügel oder Wendel erreicht.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang kann die Verwendung bestimmter Arten der Umschnürungsbewehrung untersagen. Es wird empfohlen, dass alle Typen von Umschnürungsbewehrungen zugelassen werden.

(2)P Die Mindestmenge der Umschnürungsbewehrung muss wie folgt ermittelt werden:

— für rechteckige Bügel und Querhaken

$$\omega_{wd,r} \geq \max\left(\omega_{w,req}; \frac{2}{3} \omega_{w,min}\right) \quad (6.6)$$

mit:

$$\omega_{w,req} = \frac{A_c}{A_{cc}} \lambda \eta_k + 0,13 \frac{f_{yd}}{f_{cd}} (\rho_L - 0,01) \quad (6.7)$$

Dabei ist

A_c die Bruttofläche des Betonquerschnitts;

A_{cc} die Beton(kern)fläche des Querschnitts bis zur Bügelmittellinie;

$\omega_{w,min}$, λ sind in Tabelle 6.1 festgelegte Beiwerte, und

ρ_L der Bewehrungsgrad der Längsbewehrung.

Abhängig vom gewünschten seismischen Verhalten der Brücke gelten die in Tabelle 6.1 festgelegten Mindestwerte.

Tabelle 6.1 — Mindestwerte für λ und $\omega_{w,min}$

Seismisches Verhalten	λ	$\omega_{w,min}$
Duktil	0,37	0,18
Beschränkt duktil	0,28	0,12

— für kreisförmige Bügel und Wendelbewehrungen

$$\omega_{wd,c} \geq \max(1,4 \omega_{w,req}; \omega_{w,min}) \quad (6.8)$$

(3)P Wenn rechteckige Bügel und Querhaken verwendet werden, muss die Bedingung für die Mindestbewehrung in beiden Querrichtungen erfüllt sein.

(4)P Sich kreuzende Wendel/Bügel sind sehr wirksam zur Umschnürung annähernd rechteckiger Querschnitte. Der Abstand zwischen den Mittelpunkten sich kreuzender Wendel/Bügel darf $0,6D_{sp}$, mit D_{sp} als Durchmesser der Wendel l des Bügels, nicht überschreiten (siehe Bild 6.1 b).

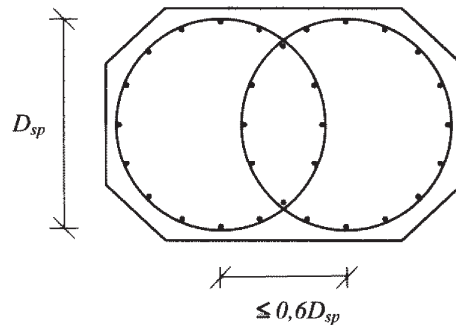


Bild 6.1b — Typisches Umschnürungsdetail eines Betonpfeilers mit sich kreuzenden Wendeln/Bügel

6.2.1.5 Umfang der Umschnürung — Länge möglicher plastischer Gelenke

(1)P Für $\eta_k = N_{Ed}/A_c f_{ck} \leq 0,3$ muss die Entwurfslänge L_h möglicher plastischer Gelenke als der größte der folgenden Werte angenommen werden:

- Tiefe des Pfeilerquerschnitts in der Biegeebene (senkrecht zur Rotationsachse des Gelenks);
- Abstand zwischen dem Punkt des maximalen Moments und dem Punkt, in dem das Bemessungsmoment kleiner ist als 80 % des maximalen Moments.

(2)P Für $0,6 \geq \eta_k > 0,3$ muss die Entwurfslänge möglicher plastischer Gelenke aus (1)P um 50 % vergrößert werden.

(3) Die oben definierte Entwurfslänge plastischer Gelenke (L_h) sollte ausschließlich zur konstruktiven Durchbildung der Bewehrung des plastischen Gelenks verwendet werden. Sie sollte nicht zur Abschätzung der Verdrehung des plastischen Gelenks verwendet werden.

(4)P Wenn eine Umschnürungsbewehrung erforderlich ist, muss die in 6.2.1.4 angegebene Bewehrung über die gesamte Länge des plastischen Gelenks vorgesehen werden. Außerhalb der Länge des Gelenks kann die Schubbewehrung stufenweise bis zu der Menge reduziert werden, die durch andere Bedingungen erforderlich ist. Die Schubbewehrung, die über eine zusätzliche Länge L_h angrenzend an das Ende des plastischen Gelenks vorzusehen ist, muss mindestens 50 % der erforderlichen Umschnürungsbewehrung im plastischen Gelenk betragen.

6.2.2 Ausknicken der Druckbewehrung in Längsrichtung

(1)P Ausknicken der Längsbewehrung im Bereich möglicher Gelenke muss vermieden werden, auch nach mehreren Zyklen im nachelastischen Bereich.

(2) Zur Erfüllung der Anforderung in (1)P sollten alle Haupt-Längsbewehrungsstäbe durch die Schubbewehrung (Bügel oder Querhaken) senkrecht zur Längsbewehrung in Längsabständen s_L kleiner oder gleich δd_{bL} gegen Knicken nach außen gesichert werden, wobei d_{bL} den Durchmesser der Längsstäbe bezeichnet. Der Koeffizient δ hängt vom Verhältnis f_{tk}/f_{yk} der Zugfestigkeit f_{tk} zur Streckgrenze f_{yk} der Querbewehrung nach folgender Beziehung ab, wobei für die Festigkeiten charakteristische Werte einzusetzen sind:

$$5 \leq \delta = 2,5 (f_{tk}/f_{yk}) + 2,25 \leq 6 \tag{6.9}$$

(3) Entlang gerader Querschnittsgrenzen sollte das Festhalten der Längsstäbe durch eine der folgenden Maßnahmen sichergestellt sein:

- a) durch ein Umfangs-Zugband, befestigt durch dazwischen liegende Querhaken mit wechselnden Querschnitten der Längsstäbe, in horizontalen Querabständen s_t kleiner oder gleich 200 mm. Die Querhaken müssen 135°-Haken an einem Ende und 135°-Haken oder 90°-Haken am anderen Ende vorweisen. Querhaken mit 135°-Haken an beiden Enden können aus zwei überlappenden verbundenen Teilen bestehen. Für $\eta_k > 0,30$ sind für Querhaken keine 90°-Haken zugelassen. Benachbarte Querhaken mit unterschiedlichen Haken an beiden Enden sollten abwechselnd, sowohl horizontal als auch vertikal, eingebaut werden. In Querschnitten mit großen Abmessungen können Teile des äußeren Zugbands mit entsprechender Überlappungslänge in Kombination mit Haken gestoßen werden.
- b) durch überlappende geschlossene Bügel, die so anzuordnen sind, dass jeder Eckstab und mindestens jeder zweite innere Längsstab durch einen Schenkel festgehalten wird. Der Abstand in Querrichtung (horizontal) s_T der Schenkel sollte nicht größer sein als 200 mm.

(4)P Die Mindestanzahl an Querhaken muss wie folgt ermittelt werden:

$$\boxed{\text{AC}} \min \left(\frac{A_t}{s_L} \right) = \frac{\Sigma A_s f_{ys}}{1,6 f_{yt}} (\text{mm}^2/\text{m}) \boxed{\text{AC}} \quad (6.10)$$

Dabei ist

A_t die Fläche eines Querhakenschenkels in mm^2 ;

$\boxed{\text{AC}} s_L$ der Abstand zwischen den Querhakenschenkeln entlang der Bauteilachse in m; $\boxed{\text{AC}}$

ΣA_s die Summe der Flächen der vom Querhaken festgehaltenen Längsstäbe in mm^2 ;

f_{yt} die Streckgrenze des Querhakens; und

f_{ys} die Streckgrenze der Längsbewehrung.

6.2.3 Weitere Regeln

(1)P Aufgrund des möglichen Versagens der Betonüberdeckung im Bereich eines plastischen Gelenks muss die Umschnürungsbewehrung um den Längsstab mit angemessener Verlängerung (mindestens 10 Durchmesser) mit 135°-Haken im Betonkern verankert werden (es sei denn, es werden 90°-Haken nach **6.2.2(3)a** vorgesehen).

(2)P Eine ähnliche Verankerung oder eine voll wirksame Schweißverbindung ist für den Überlappungsstoß von Wendeln oder Bügeln innerhalb der Bereiche möglicher plastischer Gelenke notwendig. In diesem Fall sollten Stöße von aufeinander folgenden Wendeln oder Bügeln entlang des Bauteilumfangs nach EN 1992-1-1:2004, **8.7.2** gestaffelt ausgeführt werden.

(3)P Im Bereich plastischer Gelenke sind Stöße der Stäbe der Längsbewehrung durch Überlappung oder Schweißen nicht zulässig. Für mechanische Kupplungen siehe EN 1998-1:2004, **5.6.3(2)**.

6.2.4 Hohle Pfeiler

(1) Die Regeln in **(2)** bis **(4)** gelten nicht für den Fall geringer Seismizität.

ANMERKUNG Für Fälle geringer Seismizität gelten die Anmerkungen in **2.3.7(1)**.

(2) Das Verhältnis b/h der lichten Breite b zur Dicke h der Wände im Bereich plastischer Gelenke (Länge L_h in Übereinstimmung mit **6.2.1.5**) von hohlen Pfeilern mit einem einzigen oder mehreren Kastenquerschnitten, sollte nicht größer als 8 sein, es sei denn, es wird eine stichhaltige Begründung geliefert.

(3) Für hohle zylindrische Pfeiler gilt die Begrenzung in **(2)** für das Verhältnis D_i/h , wobei D_i den inneren Durchmesser bezeichnet.

(4) Für ein- oder mehrzellige Pfeiler, und wenn der in (6.1) definierte Wert des Verhältnisses η_k 0,20 nicht übersteigt, ist kein Nachweis der Umschnürungsbewehrung nach **6.2.1** notwendig, vorausgesetzt, dass die Anforderungen in **6.2.2** erfüllt sind.

6.3 Stahlpfeiler

(1)P Für Brücken, die für ein duktilen Verhalten ausgelegt sind, müssen die Regeln für die bauliche Durchbildung in EN 1998-1:2004, **6.5**, **6.6**, **6.7** und **6.8**, in der nach **5.7** dieses Abschnitts abgeänderten Form angewendet werden.

6.4 Gründungen

6.4.1 Flächengründungen

(1)P Flächengründungen wie Einzelfundamente, Platten, Kastencaissons, Pfeiler usw. dürfen für die Bemessungs-Erdbebeneinwirkung nicht in den plastischen Bereich gelangen und benötigen daher keine besondere konstruktive Bewehrung.

6.4.2 Pfahlgründungen

(1)P Wenn es bei Anwendung des Kapazitätsbemessungsverfahrens (siehe **5.3**) nicht möglich ist, die lokale Ausbildung von Gelenken in Pfählen zu verhindern, muss die Standfestigkeit des Pfahls und sein duktilen Verhalten sichergestellt sein. In diesem Fall gelten folgende Vorschriften.

(2) Folgende Stellen entlang des Pfahls sollten als mögliche plastische Gelenke in Betracht gezogen werden.

a) Pfahlköpfe mit angeschlossenen Pfahlkopfplatten, wenn die Verdrehung der Pfahlkopfplatte um eine horizontale Achse quer zur Erdbebeneinwirkung durch die große Steifigkeit der Pfahlgruppe in Richtung dieses Freiheitsgrads behindert wird.

b) Pfahlquerschnitt, in dem sich das maximale Biegemoment des Pfahls einstellt. Dessen Höhenlage sollte durch eine Berechnung ermittelt werden, bei der die effektive Biegesteifigkeit des Pfahls (siehe 2.3.6.1), die horizontale Bodensteifigkeit und die Rotationssteifigkeit der Pfahlgruppe in der Pfahlkopfplatte berücksichtigt werden.

c) In Höhe der Schichtgrenzen von Bodenschichten mit deutlich unterschiedlicher Schubweichheit infolge der kinematischen Pfahl-Boden-Interaktion (siehe EN 1998-5:2004, **5.4.2(1)P**).

(3) In den Querschnitten (a) nach **(2)** sollte eine Umschnürungsbewehrung nach **6.2.1.4** entlang einer vertikalen Länge gleich dem dreifachen Pfahldurchmesser angeordnet werden.

(4) Sofern keine genauere Berechnung erfolgt, muss Längs- und Umschnürungsbewehrung vom gleichen Betrag wie im Pfahlkopf über eine Länge gleich dem doppelten Pfahldurchmesser auf beiden Seiten des Querschnitts mit dem maximalen Moment an Stellen vom Typ (b) in **(2)**, und auf beiden Seiten der Schichtgrenze in Stellen vom Typ (c) in **(2)** angeordnet werden.

6.5 Bauwerke mit beschränkt duktilem Verhalten

6.5.1 Nachweis der Duktilität kritischer Querschnitte

(1)P Die folgenden Regeln gelten für kritische Querschnitte von Bauwerken, die für beschränkt duktilen Verhalten ausgelegt sind (mit $q \leq 1,5$), außer in Fällen niedriger Seismizität, um ein Mindestmaß an beschränkter Duktilität sicherzustellen.

ANMERKUNG 1 Für die Definition von Fällen niedriger Seismizität siehe Anmerkung 1 in **2.3.7(1)**.

ANMERKUNG 2 Der Nationale Anhang kann vereinfachte Nachweisregeln für Brücken festlegen, die für beschränkt duktilen Verhalten in Fällen geringer Seismizität ausgelegt sind. Es wird empfohlen, die gleichen Regeln wie für die Fälle von nicht geringer Seismizität anzuwenden.

(2)P Ein Querschnitt ist als kritisch anzusehen, d. h. als Ort eines möglichen plastischen Gelenks, wenn folgendes zutrifft:

$$M_{Rd}/M_{Ed} < 1,30 \quad (6.11)$$

Dabei ist

M_{Ed} das maximale Bemessungsmoment des Querschnitts in der Erdbeben-Bemessungssituation; und

M_{Rd} die Mindest-Biegetragfähigkeit von diesem Querschnitt in der Erdbeben-Bemessungssituation.

(3) Nach Möglichkeit sollten die Stellen möglicher plastischer Gelenke für Inspektionen erreichbar sein.

(4)P In Betonbauteilen muss Umschnürungsbewehrung wie in **6.2.1.4** für beschränkte Duktilität gefordert (siehe Tabelle 6.1) vorgesehen werden, es sei denn, es ist nach **6.2.1.1(3)P** keine Umschnürung erforderlich. In den erstgenannten Fällen ist es ebenfalls erforderlich, die Längsbewehrung nach **6.2.2** gegen Ausknicken zu sichern.

6.5.2 Vermeidung von Sprödbrüchen besonderer nicht-duktiler Bauteile

(1)P Nicht-duktilen tragende Bauteile, wie feste Lager, Köcherfundamente und Verankerungen für Pardunen und Abspannseile sowie andere nicht-duktilen Verbindungen müssen entweder unter Verwendung von durch Multiplikation der seismischen Zustandsgrößen mit dem in der Berechnung verwendeten q -Beiwert gewonnenen Schnittkräften oder für die Zustandsgrößen aus der Kapazitätsbemessung bemessen werden. Letztere müssen aus der Festigkeit der entsprechenden duktilen Bauteile (z. B. der Kabel) und einem Überfestigkeitsfaktor von mindestens 1,3 ermittelt werden.

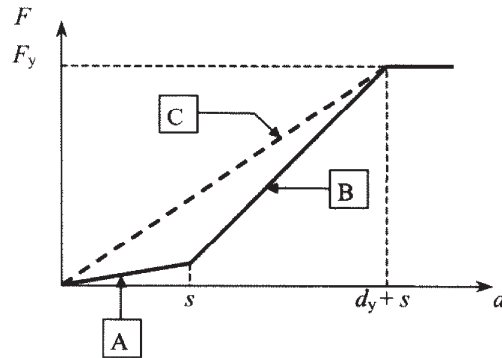
(2)P Auf diesen Nachweis kann verzichtet werden, wenn nachgewiesen werden kann, dass die Standfestigkeit des Bauwerks von dem Versagen solcher Verbindungen nicht beeinflusst wird. Dieser Nachweis muss auch die Möglichkeit des sequentiellen Versagens (Dominosteinversagen), wie es z. B. in den Seilen von Schrägseilbrücken auftreten kann, berücksichtigen.

6.6 Lager und seismische Verbinder

6.6.1 Allgemeine Anforderungen

(1)P Nicht-seismische horizontale Einwirkungen auf den Überbau müssen durch konstruktive Verbindungen, welche monolithisch sein können, oder durch Lager auf die tragenden Bauteile (Widerlager oder Pfeiler) übertragen werden. Für nicht-seismische Einwirkungen müssen die Lager in Übereinstimmung mit den entsprechenden Normen (Teil 2 des maßgeblichen Eurocodes und EN 1337) nachgewiesen werden.

(2)P Allgemein müssen die seismischen Bemessungseinwirkungen durch die Lager übertragen werden. Es können jedoch seismische Verbinder (wie in 6.6.3 festgelegt) benutzt werden, um die gesamten seismischen Bemessungseinwirkungen zu übertragen, sofern dynamische Schockeffekte abgemindert und bei der Bemessung berücksichtigt werden. Seismische Verbinder sollten allgemein nicht-seismische Bewegungen der Brücke erlauben, ohne wesentliche Kräfte zu übertragen. Wenn seismische Verbinder eingesetzt werden, sollte die Verbindung zwischen der Fahrbahnplatte und der Unterstruktur angemessen modelliert werden. Es muss mindestens eine lineare Approximation der Kraft-Verschiebungs-Beziehung der durch Verbinder gekoppelten Struktur verwendet werden (siehe Bild 6.2).



Legende

- s Schlupf des Verbinders
- d_y Fließauslenkung des stützenden Bauteils
- A Steifigkeit des Lagers
- B Steifigkeit des stützenden Bauteils
- C Lineare Approximation der Kurve

Bild 6.2 — Kraft-Verschiebungs-Beziehung für gekoppelte Strukturen

ANMERKUNG Bestimmte Typen seismischer Verbinder können für Brücken mit großen horizontalen nicht-seismischen Einwirkungen oder für Brücken mit besonderen Verformungsbeschränkungen, wie z. B. Eisenbahnbrücken, ungeeignet sein

(3)P Die Standsicherheit von Brücken muss unter extremen seismischen Verschiebungen sichergestellt sein. An festen Lagern muss diese Anforderung entweder durch Kapazitätsbemessung der normalen Lager (siehe 6.6.2.1), oder durch Vorsehen weiterer Verbindungselemente als zweiter Verteidigungslinie (siehe 6.6.2.1(2) und 6.6.3.1(2)(b)) erfüllt werden. Bei beweglichen Verbindungen müssen ausreichende Überlappungslängen (Auflagerflächen) nach 6.6.4 vorgesehen werden. Bei der Ertüchtigung bestehender Brücken dürfen seismische Verbinder als Alternative eingesetzt werden.

(4)P Alle Arten von Lagern und seismischen Verbindern müssen zu Inspektions- und Wartungszwecken zugänglich und ohne große Schwierigkeiten zu ersetzen sein.

6.6.2 Lager

6.6.2.1 Feste Lager

(1)P Mit Ausnahme des Falls nach (2) müssen die seismischen Bemessungszustandsgrößen für feste Lager mit Hilfe der Kapazitätsbemessung ermittelt werden.

(2) Feste Lager dürfen allein für die berechneten Zustandsgrößen aus der seismischen Bemessungssituation bemessen werden wenn sie ohne Schwierigkeiten ersetzt werden können und wenn seismische Verbinder als zusätzliche Absicherung (zweite Verteidigungslinie) vorgesehen sind.

6.6.2.2 Verschiebliche Lager

(1)P Verschiebliche Lager müssen ohne Schädigung den vollen Bemessungswert der Verschiebung in der seismischen Bemessungssituation, berechnet nach **2.3.6.3(2)**, aufnehmen können.

6.6.2.3 Elastomerlager

(1) Elastomerlager dürfen in folgenden Varianten verwendet werden:

- a) an einzelnen Auflagern zur Aufnahme von Zwangsverformungen und um lediglich nicht-seismischen horizontalen Einwirkungen standzuhalten, während der Widerstand gegen die Bemessungs-Erdbeben-einwirkung durch tragende Verbindungen (monolithisch oder durch feste Lager) zwischen dem Überbau und anderen unterstützenden Bauteilen (Pfeiler oder Widerlager) erbracht wird;
- b) an allen oder an einzelnen Auflagern mit der gleichen Funktion wie in (a) kombiniert mit seismischen Verbindern, welche zur Aufnahme der seismischen Einwirkung bemessen werden;
- c) an allen Auflagern, um sowohl den nicht-seismischen als auch den seismischen Einwirkungen zu widerstehen.

(2) Elastomerlager, welche gemäß der Varianten (a) und (b) in **(1)** verwendet werden, müssen nach **7.6.2(5)** so bemessen werden, dass sie die maximale Schubdeformation infolge der seismischen Bemessungseinwirkung aufnehmen können.

(3) Unter den Bedingungen von **2.2.2(5)** sind wesentliche Schäden in Elastomerlagern nach **(2)** zulässig.

ANMERKUNG Der nationale Anhang kann das Ausmaß des Schadens und die entsprechenden Nachweise festlegen.

(4) Das seismische Verhalten von Brücken, in welchen die anzusetzende seismische Einwirkung zur Gänze von Elastomerlagern an allen Auflagern aufgenommen wird (Variante **(1)c** weiter oben), wird durch die große Flexibilität der Lager bestimmt. Solche Brücken und ihre Lager müssen nach Abschnitt 7 bemessen werden.

6.6.3 Seismische Verbinder, Festhaltevorrichtungen, Vorrichtungen zur Stoßübertragung

6.6.3.1 Seismische Verbinder

(1) Seismische Verbinder dürfen aus schubübertragenden Verbindungen, Puffern, und/oder Verbindungsschrauben oder Kabeln bestehen. Reibungsverbindungen werden nicht als feste Verbindungen mit Spiel betrachtet.

(2) Seismische Verbinder werden in folgenden Fällen benötigt.

(a) In Kombination mit Elastomerlagern, wenn die Verbinder zur Aufnahme der Bemessungs-Erdbeben-einwirkung ausgelegt werden.

(b) In Kombination mit festen Lagern, die nicht für Schnittkräfte aus der Kapazitätsbemessung bemessen wurden.

(c) In Längsrichtung an beweglichen Endauflagern zwischen Überbau und Widerlager oder Pfeiler bestehender Brücken bei der Ertüchtigung, wenn die Anforderungen für die Mindest-Überlappungslänge in **6.6.4** nicht erfüllt sind.

(d) Zwischen benachbarten Teilen des Überbaus an dazwischen liegenden Trennfugen (innerhalb des Feldes liegend).

(3)P Die Bemessungseinwirkungen für die seismischen Verbinder des letzten Abschnitts müssen wie folgt ermittelt werden.

- In den Fällen (a), (b) und (c) in (2) als Schnittkräfte nach der Kapazitätsbemessung (der horizontale Widerstand des Lager muss zu Null angenommen werden).
- Im Fall (d) in (2), und sofern keine genauere Berechnung unter Berücksichtigung der dynamischen Interaktion benachbarter Abschnitte des Überbaus durchgeführt wird, dürfen die Verbinderelemente für eine Belastung gleich $1,5\alpha_g S M_d$ bemessen werden mit α_g als Bemessungs-Bodenbeschleunigung für den Bodentyp A, dem Baugrundbeiwert S aus EN 1998-1:2004, 3.2.2.2 und der Masse M_d des Abschnitts des Überbaus, der mit einem Pfeiler oder Widerlager verbunden ist, oder die kleinste der Massen der zwei Überbauabschnitte auf beiden Seiten der dazwischen liegenden Fuge.

(4)P Die Verbinder müssen mit ausreichendem Schlupf oder Randabständen versehen werden, sodass sie in folgenden Fällen nicht aktiviert werden:

- Unter der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung in den Fällen (c) und (d) in (2)
- Unter jeder nicht-seismischer Einwirkung im Fall (a) in (2).

(5) Wenn seismische Verbinder eingesetzt werden, sollten Vorrichtungen zur Reduzierung der Stoßeffekte vorhanden sein.

6.6.3.2 Festhaltevorrichtungen

(1)P Festhaltevorrichtungen müssen an allen Auflagern vorhanden sein, wo die gesamte vertikale Auflagerkraft infolge der seismischen Bemessungseinwirkung in Gegenrichtung zu der nach unten wirkenden Auflagerkraft infolge ständiger Last wirkt und einen Prozentsatz p_H von ihr überschreitet.

ANMERKUNG Der p_H zur Verwendung in einem Land zugewiesene Wert kann in seinem Nationalen Anhang festgelegt sein. Die empfohlenen Werte sind folgende:

- $p_H = 80\%$ für Brücken mit duktilem Verhalten, wenn die vertikale Auflagerkraft infolge der seismischen Bemessungseinwirkung mit Hilfe der Kapazitätsbemessung bestimmt wurde.
- $p_H = 50\%$ für Brücken mit beschränkt duktilem Verhalten, wenn die vertikale Auflagerkraft infolge der seismischen Bemessungseinwirkung aus der Berechnung allein für die seismische Bemessungseinwirkung bestimmt wurde (unter Berücksichtigung des Beitrags der vertikalen Erdbebenkomponente).

(2) Die Anforderung (1) bezieht sich auf die gesamte vertikale Auflagerkraft des Überbaus für ein Auflager und betrifft nicht die einzelnen Lager dieses Auflagers. Jedoch darf in der seismischen Bemessungssituation in Übereinstimmung mit 5.5 kein Abheben einzelner Lager auftreten.

6.6.3.3 Vorrichtungen zur Stoßübertragung (Shock transmission units STUs)

(1) Vorrichtungen zur Stoßübertragung (STUs) sind solche, die eine geschwindigkeitsabhängige Reduzierung der relativen Verschiebung zwischen dem Überbau und den stützenden Bauteilen (Pfeiler oder Widerlager) bewirken wie im Folgenden dargestellt.

- Für Bewegungen mit niedrigen Geschwindigkeiten ($v < v_1$), wie diejenigen infolge Temperatureinwirkungen oder Kriechen und Schwinden des Überbaus, wird die Bewegung praktisch nicht behindert (sehr niedrige Reaktionskräfte).
- Für Bewegungen mit hohen Geschwindigkeiten ($v > v_2$), wie jene infolge seismischer oder Bremseinwirkungen, wird die Bewegung blockiert und die Einheit verhält sich praktisch als starre Verbindung.

- Die Einheit kann auch über eine Kraftbegrenzungsfunktion verfügen, indem sie die durch sie übertragenen Kräfte (für $v > v_2$) auf eine festgelegte Obergrenze F_{\max} beschränkt, jenseits welcher eine Bewegung stattfindet.

ANMERKUNG Eigenschaften und Aufbau der STUs werden in prEN 15129:200X (Antiseismische Vorrichtungen) behandelt werden. Die Größenordnung der oben erwähnten Geschwindigkeiten beträgt $v_1 = 0,1$ mm/s, $v_2 = 1,0$ mm/s.

(2)P Eine vollständige Beschreibung der Gesetze, welche das Verhalten der eingesetzten Einheiten definieren (Kraft-Verschiebungs- und Kraft-Geschwindigkeits-Beziehungen) muss zur Zeit des Brückenentwurfs vorliegen (vom Hersteller der Einheiten), und auch alle Einflüsse von Umgebungsbedingungen (hauptsächlich Temperatur, Alterung, kumulativer Weg) auf dieses Verhalten enthalten. Alle für die Definition des Verhaltens der Einheit notwendigen Parameter (einschließlich der Werte von v_1 , v_2 , F_{\max} , für die in (1) beschriebenen Fälle) sowie geometrische Angaben und die Entwurfs-Tragfähigkeit F_{Rd} der Einheit und ihrer Verbindungen müssen ebenfalls vorliegen. Diese Information muss auf geeigneten offiziellen Versuchsergebnissen oder einem ETA basieren.

(3)P Wenn STUs ohne Kraft-Begrenzungsfunktion für seismische Kräfte eingesetzt werden, müssen sie eine Bemessungs-Tragfähigkeit, F_{Rd} , wie folgt aufweisen.

- Für duktile Brücken: F_{Rd} sollte nicht niedriger sein als die Kraft, die den Kapazitätsbemessungszustandsgrößen entspricht,
- Für begrenzt duktile Brücken: F_{Rd} sollte nicht niedriger sein als die Kraft infolge der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung aus der Berechnung, multipliziert mit dem verwendeten q -Beiwert.

Die Einheiten müssen über eine ausreichende Bewegungskapazität für alle Einwirkungen mit langsamer Geschwindigkeit verfügen und im verformten Zustand ihre Tragfähigkeit behalten.

(4)P Wenn STUs mit Kraft-Begrenzungsfunktion zur Aufnahme seismischer Kräfte eingesetzt werden, müssen diese Einheiten über eine ausreichende Bewegungskapazität verfügen, um den gesamten Bemessungswert der gegenseitigen Verschiebungen d_{Ed} in der Erdbeben-Bemessungssituation, bestimmt nach 2.3.6.3(2)P oder nach 7.6.2(2) für Brücken mit seismischen Isolierung, aufzunehmen.

(5)P Alle STUs müssen für Inspektion und Wartung/Austausch zugänglich sein.

6.6.4 Mindestüberlappungslängen

(1)P An Auflagern, wo unter seismischen Bedingungen relative Verschiebungen zwischen gestützten und stützenden Bauteilen beabsichtigt sind, muss eine Mindest-Überlappungslänge vorgesehen werden.

(2)P Die Überlappungslänge muss so gewählt werden, dass die Funktion des Lagers unter extremen seismischen Verschiebungen sichergestellt ist.

(3) An einem Endauflager am Widerlager kann die Mindest-Überlappungslänge l_{ov} wie folgt angenommen werden:

$$l_{ov} = l_m + d_{eg} + d_{es} \quad (6.12)$$

$$d_{eg} = \varepsilon_e L_{eff} \leq 2d_g \quad (6.13)$$

$$\varepsilon_e = \frac{2d_g}{L_g} \quad (6.14)$$

Dabei ist

l_m die Mindestlänge des Lagers zur Sicherstellung der sicheren Übertragung der vertikalen Auflagerkraft, jedoch nicht kleiner als 400 mm,

d_{eg} die effektive Verschiebung der beiden Teile infolge der räumlichen Veränderlichkeit der seismischen Bodenbewegungen. Wenn der Brückenstandort in einer Entfernung von weniger als 5 km von einer bekannten seismischen Verwerfung liegt, die imstande ist, ein Beben der Magnitude $M \geq 6,5$ zu verursachen, und wenn keine besondere seismologische Untersuchung vorliegt, sollte der Wert d_{eg} als das Doppelte des Ergebnisses aus Gleichung (6.13) angenommen werden;

d_g die Bemessungsbodenverschiebung nach EN 1998-1:2004, **3.2.2.4**;

L_g der in **3.3(6)** festgelegte Abstandsparameter;

L_{eff} die effektive Länge des Überbaus, angenommen als Abstand des betrachteten Überbauknötens zur nächsten vollständigen Verbindung des Überbaus mit der Unterkonstruktion. Wenn der Überbau mit einer Gruppe von mehr als einem Pfeiler vollständig verbunden ist, muss L_{eff} als Abstand zwischen dem Auflager und dem Mittelpunkt der Pfeilergruppe angenommen werden. In diesem Zusammenhang bedeutet „vollständige Verbindung“ eine Verbindung des Überbaus oder eines Überbauabschnitts mit einem Bauteil der Unterkonstruktion, entweder monolithisch oder durch feste Lager, seismische Verbinder, oder STUs ohne Kraft-Begrenzungsfunktion;

d_{es} die effektive seismische Verschiebung des Auflagers infolge der Bauwerksverformung, die wie folgt angenommen wird:

— Für Überbauten, die entweder monolithisch oder durch feste Lager die als voll wirksame seismische Verbinder an Pfeiler angeschlossen sind:

$$d_{es} = d_{Ed} \quad (6.15a)$$

mit dem gesamten Bemessungswert der Längsverschiebung d_{Ed} in der seismischen Bemessungssituation, ermittelt nach (2.7) in **2.3.6.3**.

— Für Überbauten, die durch seismische Verbinder mit einem Schlupf s an Pfeiler oder Widerlager angeschlossen sind:

$$d_{es} = d_{Ed} + s \quad (6.15b)$$

(4) Im Fall einer Trennfuge zwischen zwei Überbauabschnitten sollte l_{ov} als Wurzel der Summe der Quadrate der nach **(3)** berechneten Werte für jeden der beiden Abschnitte angenommen werden. Am Endauflager eines Überbauabschnitts auf einem Zwischenpfeiler sollte l_{ov} nach **(3)** zuzüglich der maximalen Verschiebung des Pfeilerkopfes in der seismischen Bemessungssituation, d_E , angenommen werden.

6.7 Betonwiderlager und Stützwände

6.7.1 Allgemeine Anforderungen

(1)P Alle kritischen tragenden Bauteile des Widerlagers müssen so ausgelegt sein, dass sie unter der seismischen Bemessungseinwirkung elastisch bleiben. Die Bemessung der Gründung muss nach **5.8** erfolgen. Abhängig von der Tragwirkung der horizontalen Verbindung zwischen dem Widerlager und dem Überbau gelten die Anforderungen aus **6.7.2** und **6.7.3**.

ANMERKUNG Bezüglich kontrollierter Schädigung der Widerlager-Rückwände siehe **2.3.6.3(5)**.

6.7.2 Flexibel an den Überbau angeschlossene Widerlager

- (1) Mit flexibel an den Überbau angeschlossenen Widerlagern wird der Überbau durch Gleit- oder Elastomerlager verbunden. Die Elastomerlager (oder die seismischen Verbinder, wenn vorgesehen) dürfen so ausgelegt sein, dass sie einen Beitrag zum seismischen Widerstand des Überbaus, nicht aber zum denjenigen des Widerlagers leisten.
- (2) Die folgenden Einwirkungen sollten für die seismische Auslegung der Widerlager unter der Annahme gleichzeitigen Auftretens berücksichtigt werden.
- a) Erddruck einschließlich seismischer Einwirkungen ermittelt nach EN 1998-5:2004, Abschnitt 7.
 - b) Auf die Massen der Widerlager und der Erd-Aufschüttung über dem Fundament wirkende Trägheitskräfte. Im Allgemeinen können diese Kräfte basierend auf der Bemessungs-Bodenbeschleunigung der Bodenoberfläche am Standort $a_g S$ ermittelt werden.
 - c) Einwirkungen aus den Lagern, die als Schnittkräfte aus der Kapazitätsbemessung nach **5.3(7)P** und **5.3(8)P** ermittelt wurden, sofern für die Brücke ein duktileres Verhalten angenommen wurde. Wenn die Brücke für $q = 1,0$ ausgelegt wurde, müssen die Auflagerkräfte der Lager aus der seismischen Berechnung verwendet werden.
- (3) Wenn die in (2)a angenommenen Erddrücke nach EN 1998-5:2004 ermittelt wurden, sollten basierend auf einer annehmbaren Verschiebung des Widerlagers Vorkehrungen für diese Verschiebung bei der Festlegung des Spalts zwischen Überbau und Widerlager-Rückwand getroffen werden. In diesem Fall sollte ebenfalls sichergestellt sein, dass die bei der Berechnung der Einwirkungen in (2)a angenommene Verschiebung tatsächlich auftreten kann bevor ein mögliches Versagen des Widerlagers selbst auftritt. Diese Anforderung gilt als erfüllt, wenn die Bemessung des Widerlagerkörpers für einen um 30 % erhöhten seismischen Anteil der in (2)a ermittelten Einwirkungen erfolgt.

6.7.3 Starr an den Überbau angeschlossene Widerlager

- (1) Die Verbindung zwischen Widerlager und Überbau gilt als starr, wenn sie entweder monolithisch ist oder durch feste Lager oder seismische Verbinder die zur Aufnahme der seismischen Einwirkungen ausgelegt sind, erfolgt. Solche Widerlager liefern sowohl in Längs- als auch in Querrichtung einen wesentlichen Beitrag zum seismischen Widerstand.
- (2) Das Berechnungsmodell sollte die Interaktion von Baugrund und Widerlager beinhalten, indem entweder möglichst gute Schätzwerte der relevanten Bodensteifigkeitsparameter oder Werte entsprechend oberen und unteren Grenzwerten der Bodensteifigkeit verwendet werden.
- (3) Wenn der seismische Widerstand der Brücke sowohl von Pfeilern als auch von Widerlagern herrührt, wird die Verwendung oberer und unterer Grenzwerte der Bodensteifigkeit empfohlen, um zu auf der sicheren Seite liegenden Ergebnissen zu gelangen, sowohl für Pfeiler als auch für Widerlager.
- (4)P Bei der Berechnung der Brücke muss ein Verhaltensbeiwert von $q = 1,5$ verwendet werden.
- (5) Die folgenden Einwirkungen sollten in Längsrichtung berücksichtigt werden.
- a) Auf die Massen der Struktur wirkende Trägheitskräfte, welche nach dem vereinfachten Antwortspektrenverfahren ermittelt werden können (siehe **4.2.2**).
 - b) Statische Erddrücke auf beide Widerlager (E_o).
 - c) Die zusätzlichen seismischen Erddrücke

$$\Delta E_d = E_d - E_o \quad (6.16)$$

Dabei ist

E_d der gesamte auf das Widerlager wirkende Erddruck unter der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung nach EN 1998-5:2004. Es wird angenommen, dass die Drücke ΔE_d in gleicher Richtung auf beide Widerlager wirken.

(6) Die Verbindung des Überbaus mit dem Widerlager (einschließlich fester Lager oder seismischer Verbinder, wenn vorhanden) sollte für die ermittelten Zustandsgrößen aus dem obigen Abschnitt bemessen werden. Kräfte auf der passiven Seite dürfen nach (8) berücksichtigt werden.

(7) Damit der Schaden des Bodens oder der Auffüllung hinter dem starr mit dem Überbau verbundenen Widerlager in annehmbaren Grenzen bleibt, sollte die seismische Bemessungsverschiebung einen Grenzwert d_{lim} , abhängig von der Bedeutungsklasse der Brücke, nicht überschreiten.

ANMERKUNG Der Wert d_{lim} für die Verwendung in einem Land kann in seinem entsprechenden Nationalen Anhang festgelegt sein. Die empfohlenen Werte für d_{lim} lauten wie folgt:

Tabelle 6.2N — Empfohlene Grenzwerte der seismischen Bemessungsverschiebung an starr mit dem Überbau verbundenen Widerlagern

Brücken-Bedeutungsklasse	Verschiebungsgrenze d_{lim} (mm)
III	30
II	60
I	Kein Grenzwert

(8) Die durch die Bewegung des Widerlagers oder einer monolithisch mit ihr verbundenen Flügelmauer ausgelöste Bodenreaktion in Richtung der Bodenfüllung wird auf folgenden Oberflächen wirkend angenommen

- In Längsrichtung auf der Außenseite der Rückwand des Widerlagers, das gegen den Boden oder die Füllung drückt.
- In Querrichtung auf der Innenseite der Flügelmauern, welche gegen die Füllung drücken.

Diese Reaktionen dürfen basierend auf horizontalen Bodenkennwerten entsprechend der besonderen geotechnischen Situation abgeschätzt werden.

Das entsprechende Widerlager sollte so bemessen werden, dass es zusätzlich zum statischen Erddruck dieser Bodenreaktion standhält.

(9) Wenn ein Widerlager um mehr als 80 % seiner Höhe in eine steife ungestörte Bodenformation eingebettet ist, kann es als starr mit dem Baugrund verbunden angenommen werden. In diesem Fall sollte $q = 1$ verwendet und die Trägheitskräfte auf der Grundlage der Bemessungs-Bodenbeschleunigung an der Oberfläche des Standorts, $a_g S$, ermittelt werden (ohne Spektral-Vergrößerung).

6.7.4 Durchlässe mit großer Überschüttung

(1) In Durchlässen mit großer Verfüllhöhe über der Deckplatte (über 50 % der Spannweite) dürfen die in 6.7.3 verwendeten Annahmen für die seismische Trägheitsantwort nicht angewandt werden, da dies zu unrealistischen Ergebnissen führt. In einem solchen Fall sollte die Trägheitsantwort vernachlässigt werden und die Tragwerksbeanspruchung sollte auf der Basis der kinematischen Verträglichkeit zwischen dem Durchlassbauwerk und der seismischen Freifeldverformung des umgebenden Bodens, die mit der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung einhergeht, berechnet werden.

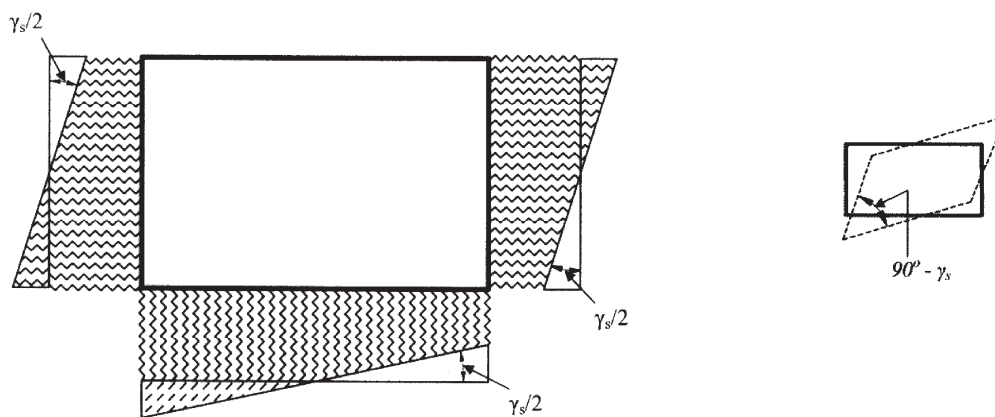
(2) Zu diesem Zweck kann die seismische Freifeld-Bodenverformung als gleichmäßiges Schubdehnungsfeld angenommen werden (siehe Bild 6.3) mit der Schubdehnung:

$$\gamma_s = \frac{v_g}{v_s} \quad (6.17)$$

Dabei ist

v_g der Spitzenwert der Bodengeschwindigkeit (siehe (3) weiter unten);

v_s die Scherwellengeschwindigkeit im Boden bei einer Schubdehnung entsprechend der Bodenbeschleunigung. Dieser Wert kann aus dem Wert $v_{s,max}$ für kleine Dehnungen aus EN 1998-5:2004, Tabelle 4.1 ermittelt werden.



Legende

γ_s Freifeld-Bodenverformung

Bild 6.3 — Kinematische Antwort des Durchlasses

(3) Sind keine genaueren Daten bekannt, sollte der Spitzenwert der Bodengeschwindigkeit aus der Bemessungsbodenbeschleunigung a_g für Baugrundtyp A mit Hilfe folgender Beziehung ermittelt werden

$$v_g = \frac{ST_C a_g}{2\pi} \quad (6.18)$$

mit S und T_C nach EN 1998-1:2004, 3.2.2.2.

6.7.5 Stützwände

(1)P Frei stehende Stützmauern müssen nach 6.7.2(2) und (3) ohne jede Einwirkung aus den Lagern bemessen werden.

7 Brücken mit seismischer Isolation

7.1 Allgemeines

(1)P Dieser Abschnitt behandelt die Bemessung von Brücken, die mit einem speziellen Isolationssystem ausgestattet sind, welches das Ziel hat, ihre Antwort auf horizontale seismische Einwirkungen zu reduzieren. Die Isolationsvorrichtung wird oberhalb der Isolationsebene angeordnet, die üblicherweise unterhalb des Überbaus und über den Köpfen der Brückenpfeiler bzw. über den Widerlagern liegt.

(2) Die Reduzierung der Antwort kann erreicht werden durch:

- Erhöhung der Grundswingungsdauer des Tragwerks (Effekt der Periodenverschiebung im Antwortspektrum); dies verringert die auftretenden Kräfte, vergrößert aber die Verschiebungen;
- Erhöhung der Dämpfung; dies verringert die Verschiebungen und kann die Kräfte vermindern;
- (vorzugsweise) eine Kombination beider Maßnahmen.

7.2 Definitionen

Isolationssystem

Gesamtheit der verwendeten Komponenten zur seismischen Isolation, in der Isolationsebene liegend

Isolationsvorrichtung

Die individuellen Komponenten, die zusammen das Isolationssystem bilden. Jede Einheit liefert eine einzige oder eine Kombination der folgenden Funktionen:

- Aufnahme von Vertikallasten, bei gleichzeitiger hoher seitlicher Nachgiebigkeit und hoher vertikaler Steifigkeit;
- Energiedissipation (hysteretisch, viskos oder über Reibung);
- Fähigkeit zur Rezentrierung (Rückstellung) in Horizontalrichtung;
- Horizontale Festhaltefähigkeit (ausreichende elastische Steifigkeit) unter nicht-seismischen horizontalen Gebrauchslasten.

Unterbau

Tragwerksteil(e) unterhalb der Isolationsebene; dies sind üblicherweise die Widerlager und Brückenpfeiler. Die horizontale Nachgiebigkeit des Unterbaus sollte im Allgemeinen berücksichtigt werden.

Überbau

Tragwerksteil oberhalb der Isolationsebene; bei Brücken ist dies üblicherweise der Überbau mit der Fahrbahnkonstruktion

effektives Steifigkeitszentrum

Steifigkeitsmittelpunkt C auf der Oberseite der Isolationsebene; dabei wird der Überbau als starr angenommen, die Nachgiebigkeiten der Isolationsvorrichtungen und des Unterbaus werden dagegen berücksichtigt

Bemessungsverschiebung (d_{cd}) des Isolationssystems in einer Hauptrichtung

maximale horizontale Verschiebung (relativ zum Baugrund) des Überbaus am Steifigkeitszentrum, die sich unter der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung einstellt

Bemessungsverschiebung (d_{bi}) einer Isolationsvorrichtung i

Verschiebung des Überbaus relativ zum Unterbau am Ort der Isolationsvorrichtung, entsprechend der Bemessungsverschiebung des Isolierungssystems

erhöhte Bemessungsverschiebung ($d_{bi,a}$) der Isolationsvorrichtung i

Bemessungsverschiebung einer Isolationsvorrichtung, multipliziert mit dem Vergrößerungsbeiwert η_S nach 7.6.2

maximale Gesamtverschiebung der Isolationsvorrichtung i

Summe der erhöhten Bemessungsverschiebungen der Isolationsvorrichtung und der Versatzwerte infolge ständiger Einwirkungen

effektive Steifigkeit des Isolationssystems in einer Hauptrichtung

Verhältnis der gesamten Horizontalkraft, die von der Isolationsebene beim Auftreten der Bemessungsverschiebung in gleicher Richtung übertragen wird zum Absolutbetrag dieser Bemessungsverschiebung (Sekantensteifigkeit)

Grundschwingzeit

Grundschwingungsdauer in der betrachteten Richtung eines Einmassenschwingers mit der Masse des Überbaus und einer Federsteifigkeit gleich der effektiven Steifigkeit des Isolationssystems, wie unter 7.5.4 näher erläutert

effektive Dämpfung des Isolationssystems

Wert des viskosen Dämpfungsgrads, entsprechend der vom Isolationssystem bei zyklischer Beanspruchung mit der Bemessungsverschiebung dissipierten Energie

einfache schwach dämpfende Elastomerlager

geschichtete schwach dämpfende Elastomerlager nach EN 1337-3:2005; unterliegen nicht prEN 15129:200X („Antiseismische Vorrichtungen“) (siehe 7.5.2.3.3(5))

spezielle Elastomerlager

geschichtete stark gedämpfte Elastomerlager, die erfolgreich nach den Anforderungen von prEN 15129:200X („Antiseismische Vorrichtungen“) getestet wurden (siehe 7.5.2.3.3(7))

7.3 Grundlegende Anforderungen und Konformitätskriterien

- (1)P Die grundsätzlichen Anforderungen von 2.2 müssen erfüllt werden.
- (2)P Die seismische Antwort des Über- und des Unterbaus in der Erdbeben-Bemessungssituation muss als begrenzt duktil ($q \leq 1,5$) angenommen werden.
- (3) Es wird angenommen, dass die Brücke die grundlegenden Anforderungen erfüllt, wenn sie nach 7.4 und 7.5 bemessen ist und 7.6 und 7.7 erfüllt.
- (4)P Es wird eine erhöhte Zuverlässigkeit für die Festigkeit und Standsicherheit (Funktionsfähigkeit) des Isolationssystems gefordert, da dessen Verschiebungskapazität ein kritischer Faktor für die Sicherheit der Brücke ist. Diese Zuverlässigkeit wird als gegeben angenommen, wenn das Isolationssystem entsprechend den Anforderungen in 7.6.2 bemessen wird.
- (5)P Für alle Typen von Isolationsvorrichtungen, ausgenommen einfache Elastomerlager nach 7.5.2.3.3(5) und (6) und ebene Gleitlager nach 7.5.2.3.5(5), sind die Bemessungseigenschaften durch experimentelle Qualifikations- und Prototypprüfungen zu validieren.

ANMERKUNG Der informative Anhang K bietet eine Anleitung zu Prototypversuchen in Fällen an, wo prEN 15129:200X („Antiseismische Vorrichtungen“) keine detaillierten Anforderungen für Typversuche beinhaltet.

7.4 Seismische Einwirkung

7.4.1 Bemessungsspektren

(1)P Das verwendete Spektrum darf nicht unterhalb des Bemessungsantwortspektrums liegen, welches in EN 1998-1:2004, **3.2.2.5** für nicht isolierte Strukturen angegeben ist (siehe EN 1998-1:2004, **3.2.2.5(8)P**).

ANMERKUNG Besondere Beachtung sollte der Tatsache geschenkt werden, dass die Sicherheit von Tragwerken mit seismischer Isolierung hauptsächlich von der Verschiebungsnachfrage für das Isolationssystem abhängt, welche wiederum proportional zum Wert der Eigenperiode T_D ist. Daher, und nach EN 1998-1:2004, **3.2.2.5(8)P**, kann der Nationale Anhang zu diesem Teil des Eurocode 8 explizit für die Bemessung von Brücken mit seismischer Isolierung einen Wert T_D angeben, der konservativer (größer) ist als der Wert, der im Nationalen Anhang zur EN 1998-1:2004 T_D zugeordnet wird (siehe auch **3.2.2.3**).

7.4.2 Zeitverlaufsdarstellung

(1)P Es gelten die Bestimmungen in **3.2.3**.

7.5 Berechnungsverfahren und Modellierung

7.5.1 Allgemeines

(1) Die folgenden Berechnungsverfahren, deren Anwendungsvoraussetzungen in **7.5.3** aufgelistet werden, beziehen sich auf Brücken mit seismischer Isolierung.

- a) Vereinfachtes Antwortspektrenverfahren
- b) Multimodales Antwortspektrenverfahren
- c) Nicht-lineare Zeitverlaufsberechnung

(2)P Zusätzlich zu den in **7.5.3** genannten Bedingungen sind die folgenden Punkte Grundvoraussetzungen für die Anwendung der Verfahren (a) und (b) in **(1)**

- Die üblicherweise nicht-lineare Kraft-Verschiebungsbeziehung des Isolationssystems wird mit ausreichender Genauigkeit durch die effektive Steifigkeit (K_{eff}) angenähert, das ist der Wert der Sekantensteifigkeit bei der Bemessungsverschiebung (siehe Bild 7.1). Diese Modellierung muss durch schrittweise Bestimmung der Bemessungsverschiebung (d_{cd}) erfolgen.
- Die Energiedissipation des Isolationssystems muss als äquivalente viskose Dämpfung in Form einer „effektiven Dämpfung“ (ξ_{eff}) ausgedrückt werden.

(3) Besteht das Isolationssystem ausschließlich aus einfachen schwach gedämpften Elastomerlagern (äquivalenter viskoser Dämpfungsgrad ungefähr 0,05), dürfen die in **4.2** erläuterten üblichen linearen dynamischen Berechnungsverfahren angewendet werden. Die Elastomerlager können als linearelastische Teile betrachtet werden, die Schub- und ggf. Druckverformungen erfahren. Ihre Dämpfung kann der globalen viskosen Dämpfung des Bauwerks gleichgesetzt werden (siehe auch **7.5.2.3.3(2)**). Das gesamte Bauwerk sollte im Wesentlichen im linear-elastischen Bereich verbleiben.

7.5.2 Bemessungseigenschaften des Isolationssystems

7.5.2.1 Allgemeines

(1)P Alle Isolationsvorrichtungen müssen der prEN 15129:200X („Antiseismische Vorrichtungen“) entsprechen oder durch ETAs (European Technical Approval) zugelassen sein.

ANMERKUNG 1 prEN 15129:200X: „Antiseismische Vorrichtungen“ wird durch CEN/TC340 vorbereitet. Bis diese EN durch das CEN veröffentlicht wird, ebenso wie für den Fall von Isolationsvorrichtungen, deren Prototypversuche nicht vollständig durch diese letzte EN geregelt werden, können die im informativen Anhang K der vorliegenden Norm gegebenen Anforderungen Anwendung finden.

ANMERKUNG 2 Für einfache Elastomerlager nach 7.5.2.3.3(4), (5) und (6), sowie für geschmierte PTFE (Polytetrafluorethen) ebene Gleitlager, die nach 7.5.2.3.5(5) verwendet werden, siehe oben genannte Verweise ebenso wie 7.5.2.4 (5), (6) und (7).

7.5.2.2 Steifigkeit in vertikaler Richtung

(1)P Isolationsvorrichtungen, die vertikale Lasten abtragen, müssen in vertikaler Richtung ausreichend steif sein.

(2) Die Anforderung in (1)P wird als erfüllt betrachtet, wenn die horizontale Verschiebung am Massenmittelpunkt des Überbaus infolge der vertikalen Nachgiebigkeit der Isolationsvorrichtungen kleiner als 5 % der Bemessungsverschiebung d_{cd} ist. Diese Bedingung muss nicht nachgewiesen werden, wenn Gleitlager oder üblich bewehrte Elastomerlager zur Aufnahme der Vertikallasten an der Isolationsebene verwendet werden.

7.5.2.3 Bemessungseigenschaften in horizontaler Richtung

7.5.2.3.1 Allgemeines

(1) Die Bemessungseigenschaften der Isolationsvorrichtungen hängen von deren Verhalten ab; dies kann eine einzige oder eine Kombination der in den Unterabschnitten 7.5.2.3.2 bis 7.5.2.3.5 beschriebenen Varianten sein.

7.5.2.3.2 Hysteretisches Verhalten

(1) Die Kraft-Verschiebungsbeziehung der Isolationsvorrichtung in horizontaler Richtung kann durch einen bilinearen Zusammenhang angenähert werden, wie in Bild 7.1 für eine Isolationsvorrichtung i dargestellt (der Index i wurde weggelassen).

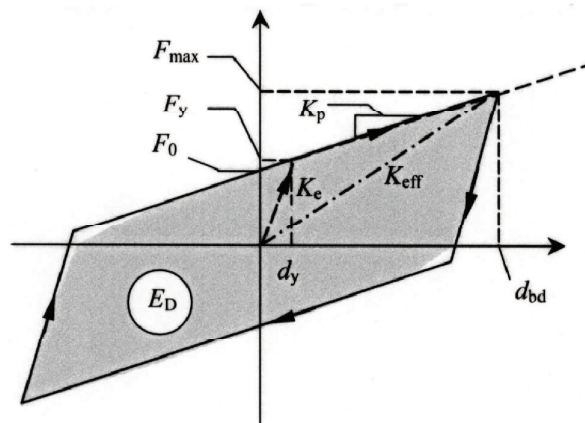


Bild 7.1 — Bilineare Näherung des hysteretischen Kraft-Verformungsverhaltens

(2) Die Parameter der bilinearen Näherung lauten:

d_y Fließverschiebung;

d_{bd} Bemessungsverschiebung der Isolationsvorrichtung entsprechend der Bemessungsverschiebung d_{cd} des Isolationssystems;

E_D Energie, die während eines Zyklus bei der Bemessungsverschiebung d_{bd} dissipiert wird; sie ist gleich der Fläche der tatsächlichen Hystereseschleife $= 4(F_y d_{bd} - F_{max} d_y)$;

F_y Fließkraft unter monotoner Belastung;

F_0 Kraft bei Nullverschiebung unter zyklischer Belastung $= F_y - K_p d_y$;

F_{max} maximale Kraft entsprechend der Bemessungsverschiebung d_{bd} ;

K_e elastische Steifigkeit bei monotoner Belastung $= F_y/d_y$, sie ist auch gleich der Entlastungssteifigkeit bei zyklischer Beanspruchung;

K_p post-elastische (Tangenten-)Steifigkeit $= (F_{max} - F_y)/(d_{bd} - d_y)$.

7.5.2.3.3 Verhalten von Elastomerlagern

(1) Die in diesem Teil betrachteten Elastomerlager sind geschichtete Gummilager, deren Gummischichten durch integrierte Stahlplatten bewehrt sind. Im Hinblick auf die Dämpfung werden Elastomerlager in schwach dämpfende und stark dämpfende Lager unterteilt.

(2) Schwach dämpfende Elastomerlager sind solche mit einem äquivalenten viskosen Dämpfungsgrad ξ kleiner als 0,06. Derartige Lager zeigen ein zyklisches Verhalten ähnlich einem hysteretischen Verhalten mit sehr engen Hystereseschleifen. Ihr Verhalten sollte durch dasjenige eines linear-elastischen Bauteils mit einer äquivalenten elastischen Steifigkeit in horizontaler Richtung von $G_b A_b / t_e$ angenähert werden, wobei G_b der Schubmodul des Elastomers ist (siehe **7.5.2.4(5)**), A_b dessen effektive horizontale Fläche und t_e die gesamte Dicke des Elastomers.

(3) Stark dämpfende Elastomerlager weisen ausgeprägte Hystereseschleifen auf, entsprechend einem äquivalenten viskosen Dämpfungsgrad ξ von üblicherweise zwischen 0,10 und 0,20. Ihr Verhalten sollte als linear hysteretisch betrachtet werden.

(4) Vom Standpunkt der erforderlichen speziellen Versuche zum seismischen Verhalten werden in diesem Teil Elastomerlager in einfachen schwach dämpfenden und in besonderen Elastomerlagern unterteilt.

(5) Schwach dämpfende Lager, die EN 1337-3:2005 entsprechen, werden als einfache schwach dämpfende Elastomerlager definiert.

(6) Einfache schwach dämpfende Elastomerlager dürfen als Isolationsvorrichtungen verwendet werden, ohne speziellen Versuchen bezüglich deren seismischen Verhaltens unterworfen zu werden.

(7) Besondere Elastomerlager sind stark dämpfende Elastomerlager, die entsprechend den Anforderungen in EN pr15129:200X („Antiseismische Vorrichtungen“) durch Versuche besonders geprüft wurden.

(8) Die in diesem Abschnitt verwendeten Bemessungseigenschaften von Elastomerlagern sollten sowohl für den unbeschädigten als auch für den schubgeschädigten Zustand des Lagers gelten.

ANMERKUNG Elastomerlager sind als schubgeschädigt zu bezeichnen, wenn sie zuvor (d. h. vor den Tests) einem oder mehreren Zyklen hoher Schubverformung ausgesetzt waren. Schubgeschädigte Lager weisen einen signifikanten Abfall der Schubsteifigkeit für die nachfolgenden Zyklen auf. Es zeigt sich jedoch, dass sich die ursprüngliche (jungfräuliche) Schubsteifigkeit des Lagers nach einer gewissen Zeit (einige wenige Monate) praktisch wieder einstellt. Dieser Effekt ist in erster Linie bei stark dämpfenden Lagern und bei Lagern mit einem niedrigen Schubmodul ausgeprägt. Er sollte durch die Wahl eines geeigneten Bereichs der Entwurfsparameter berücksichtigt werden (siehe K.2.1 und K.2.3.3 R4).

(9) Blei-Gummi-Lager (Lead Rubber Bearings, LRB) bestehen aus schwach dämpfenden Elastomerlagern mit einem zylindrischen Bleikern. Durch das Fließen des Blei-kerns weisen derartige Vorrichtungen starkes hysteretisches Verhalten auf. Dieses hysteretische Verhalten kann durch eine bilineare Annäherung nach Bild 7.1 modelliert werden. Dabei werden folgende Parameter zugrunde gelegt:

— Elastische Steifigkeit: $K_e = K_L + K_R$

wobei K_R und K_L die Schubsteifigkeiten der Elastomer- bzw. der Blei-Teile der Vorrichtung sind;

— Post-elastische Steifigkeit: $K_p = K_R$;

— Fließkraft: $F_y = F_{Ly} (1 + K_R/K_L)$

wobei F_{Ly} die Fließkraft des Bleikerns ist.

ANMERKUNG 1 Für $K_R \ll K_L$ gilt $K_e \cong K_L$ und $F_y \cong F_{Ly}$.

ANMERKUNG 2 LRBs sollten prEN 15129:200X: „Antiseismische Vorrichtungen“ genügen.

7.5.2.3.4 Viskose Flüssigkeitsdämpfer

(1) Die Antwort von viskosen Flüssigkeitsdämpfern ist proportional zu v^{α_b} , mit $v = \dot{d}_b = \frac{d}{dt}(d_b)$ als Bewegungsgeschwindigkeit. Diese Antwort ist Null bei der maximalen Verschiebung ($d_{\max} = d_{bd}$) und trägt daher nicht zur effektiven Steifigkeit des Isolationssystems bei. Die Kraft-Verschiebungsbeziehung eines viskosen Flüssigkeitsdämpfers ist in Bild 7.2 in Abhängigkeit vom Exponenten α_b dargestellt (für eine sinusoidale Bewegung).

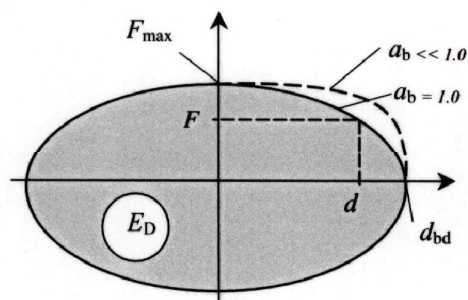


Bild 7.2 — Viskoses Kraft-Verschiebungsverhalten

$$d_b = d_{bd} \sin(\omega t), \text{ mit } \omega = 2\pi/T_{\text{eff}}$$

$$F = C v^{\alpha_b} = F_{\max} (\cos(\omega t))^{\alpha_b}$$

$$F_{\max} = C (d_{bd} \omega)^{\alpha_b}$$

$$E_D = \lambda(\alpha_b) F_{\max} d_{bd}$$

$$\lambda(\alpha_b) = 2^{2+\alpha_b} \frac{\Gamma^2(1+0,5\alpha_b)}{\Gamma(2+\alpha_b)}$$

$\Gamma(\)$ = Gammafunktion

ANMERKUNG In bestimmten Fällen von viskosen Vorrichtungen (hydraulische Schwingungsdämpfer) mit niedrigen α_b -Werten ist die Kombination des viskosen Elements mit einer linearen Feder in Reihe (die die Kompressibilität der Flüssigkeit widerspiegelt) notwendig, um eine zufrieden stellende Übereinstimmung der Kraft-Geschwindigkeits-Beziehung mit Versuchsergebnissen für E_D zu erzielen. Allerdings hat dies nur einen geringen Einfluss auf die von der Vorrichtung dissipierten Energie (E_D).

7.5.2.3.5 Reibungsverhalten

(1) Gleitende Vorrichtungen mit einer ebenen Gleitfläche begrenzen die zum Überbau übertragenen Kräfte auf den Wert:

$$F_{\max} = \mu_d N_{Sd} \text{sign}(\dot{d}_b) \tag{7.1}$$

Dabei ist

- μ_d der dynamische Reibungskoeffizient;
- N_{Sd} die durch die Vorrichtung übertragene Normalkraft;
- $\text{sign}(\dot{d}_b)$ Vorzeichen des Geschwindigkeitsvektors \dot{d}_b ;
- d_b die relative Verschiebung der zwei Gleitflächen.

Derartige Vorrichtungen können jedoch zu beträchtlichen bleibenden Verschiebungen führen. Daher sollten sie in Kombination mit Vorrichtungen verwendet werden, die eine angemessene Fähigkeit zur Rezentrierung (Rückstellung) besitzen (siehe 7.7.1).

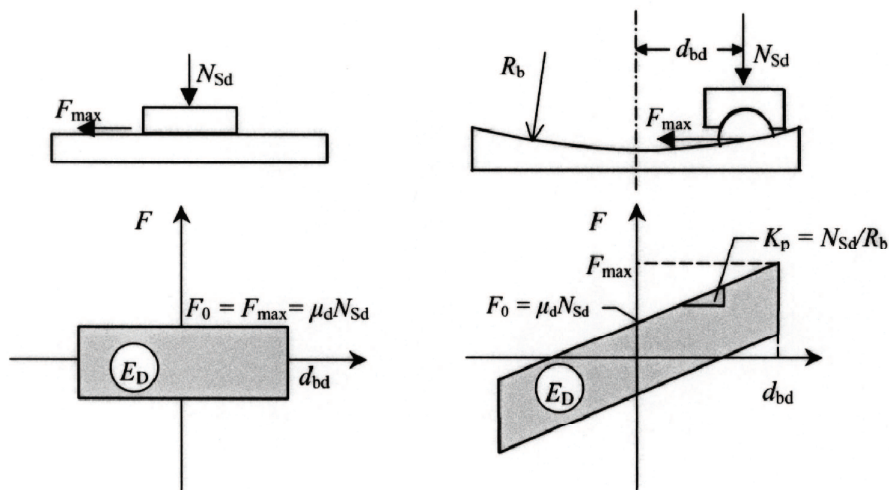


Bild 7.3 — Reibkraft-Verschiebungverhalten

(2) Gleitende Vorrichtungen mit einer kugelförmigen Gleitfläche vom Radius R_b liefern eine Rückstellkraft gleich $N_{Sd}d_b/R_b$ bei einer Verschiebung d_b . Für eine solche Vorrichtung gilt der folgende Kraft-Verschiebungszusammenhang:

$$F_{\max} = \frac{N_{Sd}}{R_b} d_{bd} + \mu_d N_{Sd} \operatorname{sign}(\dot{d}_{bd}) \quad (7.2)$$

ANMERKUNG Gleichung (7.2) ist ausreichend genau wenn $d_b/R_b \leq 0,25$

(3) In beiden oben aufgeführten Fällen ergibt sich die je Zyklus mit der Bemessungsverschiebung d_{bd} dissipierte Energie E_D (siehe Bild 7.3) zu:

$$E_D = 4\mu_d N_{Sd} d_{bd} \quad (7.3)$$

(4) Der dynamische Reibungskoeffizient μ_d hängt hauptsächlich ab von:

- der Anordnung der Gleitflächen;
- dem Gebrauch oder Nicht-Gebrauch von Schmiermitteln;
- der Lagerpressung auf die Gleitflächen in der Erdbeben-Bemessungssituation;
- der Gleitgeschwindigkeit

und sollte durch geeignete Versuche bestimmt werden.

ANMERKUNG Informationen zu Versuchen, die zur Bestimmung des dynamischen Reibungskoeffizienten durchgeführt werden können, sind im informativen Anhang **K** gegeben. Es sei angemerkt, dass der dynamische Reibungskoeffizient für geschmiertes reines fabrikneues PTFE, welches über eine polierte nichtrostende Stahlfläche gleitet, für den Geschwindigkeitsbereich, der seismischen Bewegungen entspricht, sowie unter den üblichen Lagerpressungen auf Gleitflächen in der Erdbeben-Bemessungssituation sehr klein sein kann ($\leq 0,01$).

(5) Unter der Voraussetzung, dass die äquivalente Dämpfung des Isolationssystems unter Vernachlässigung jeglichen Beitrags dieser Elemente ermittelt wird, müssen Gleitlager mit einer geschmierten, ebenen PTFE-Gleitfläche, welche ein Gleiten für beide Horizontalrichtungen nach EN 1337-2:2000 zulässt, sowie Elastomerlager mit gleitenden, geschmierten PTFE-Elementen nach EN 1337-2:2000 und EN 1337-3:2005, welche Gleiten in eine Horizontalrichtung zulassen, während sie sich in der anderen Richtung wie übliche Elastomerlager verhalten, nicht besonderen Versuchen unterzogen werden.

7.5.2.4 Schwankungen in den Eigenschaften der Isolationsvorrichtungen

(1)P Die nominellen Bemessungseigenschaften („design properties“, DP) von Isolationsvorrichtungen müssen im Allgemeinen in Übereinstimmung mit prEN15129:200X: „Antiseismische Vorrichtungen“ validiert werden oder in einem ETA (European Technical Approval) enthalten sein. Ausnahmen bilden die Spezialfälle gewöhnlicher Elastomerlager nach **7.5.2.3.3(5)** und **7.5.2.3.3(6)**, sowie Gleitlager nach **7.5.2.3.5(5)**, für die die Absätze **(4)**, **(5)** und **(6)** weiter unten gelten.

ANMERKUNG Siehe auch Anmerkung unter **7.5.2.1(1)P**.

(2)P Die nominellen Eigenschaften der Isolationsvorrichtungen, und damit jene des Isolationssystems, können durch Alterung, Temperatur, Belastungsgeschichte (Schubschädigung), Verunreinigung und kumulative Wege (Abnutzung) beeinträchtigt sein. Diese Schwankungen müssen nach Anhang **J** durch die Verwendung der folgenden zwei Sätze von in angemessener Weise ermittelten Bemessungseigenschaften des Isolationssystems berücksichtigt werden:

- Obere Grenzwerte der Bemessungseigenschaften („Upper bound design properties“, UBDP), und
- Untere Grenzwerte der Bemessungseigenschaften („Lower bound design properties“, LBDP).

(3)P Im Allgemeinen und unabhängig von der Berechnungsmethode müssen zwei Berechnungen durchgeführt werden: Eine unter Anwendung der UBDPs, die zu maximalen Kräften in Unter- und Überbau führt, und eine zweite unter Anwendung der LBDPs, die zu maximalen Verschiebungen des Isolationssystems und des Überbaus führt.

(4) Das multimodale Antwortspektrenverfahren oder eine Zeitverlaufsberechnung dürfen nur dann auf der Grundlage der nominellen Bemessungseigenschaften durchgeführt werden, wenn die Bemessungsverschiebungen d_{cd} aus dem vereinfachten Antwortspektrenverfahren nach 7.5.4 unter Verwendung der UBDPs und LBDPs um nicht mehr als $\pm 15\%$ von den auf der Grundlage der Bemessungseigenschaften berechneten Werten abweichen.

A1 (5) Die nominellen Bemessungseigenschaften von normalen Elastomerlagern nach 7.5.2.3.3 (5) und (6) dürfen wie folgt angenommen werden:

— Schubmodul $G_b = \alpha G_g$

ANMERKUNG Der Wert von α liegt gewöhnlich in einem Bereich zwischen 1,1 und 1,4. Der geeignete Wert wird am besten durch Prüfung der Vorrichtung ermittelt.

— Dabei ist G_g der Wert des „ideellen konventionellen Schubmoduls“ nach EN 1337-3:2005;

— äquivalente viskose Dämpfung $\xi_{\text{eff}} = 0,05$.

(6) Die Schwankungen in den Bemessungseigenschaften von üblichen Elastomerlagern infolge Alterung und Temperatur können auf den Wert von G_b begrenzt und wie folgt angenommen werden:

— LBDPs $G_{b,\text{min}} = G_b$

— UBDPs hängen von der „minimalen Lagertemperatur für seismische Bemessung“ $T_{\text{min},b}$ (siehe J.1 (2)) wie folgt ab:

— wenn $T_{\text{min},b} \geq 0\text{ °C}$

$$G_{b,\text{max}} = 1,2 G_b$$

— wenn $T_{\text{min},b} < 0\text{ °C}$

sollte der Wert von $G_{b,\text{max}}$ $T_{\text{min},b}$ entsprechen.

ANMERKUNG Sind keine einschlägigen Versuchsergebnisse vorhanden, darf der Wert für $G_{b,\text{max}}$ bei $T_{\text{min},b} < 0\text{ °C}$ aus G_b ermittelt werden, angepasst hinsichtlich Temperatur und Alterung entsprechend den Werten für λ_{max} , die K_p nach Tabellen JJ.1 und JJ.2 entsprechen. **A1**

(7) Werte der Reibungsparameter der Gleitelemente, deren Beitrag zur Energiedissipation nach 7.5.2.3.5(5) vernachlässigt wird, sollten nach EN 1337-2:2000 angenommen werden.

7.5.3 Voraussetzungen für die Anwendung von Berechnungsmethoden

(1)P Das vereinfachte Antwortspektrenverfahren darf angewendet werden, wenn alle nachfolgenden Bedingungen erfüllt sind:

- a) Der Abstand des Brückenstandorts zur nächsten bekannten seismisch aktiven Verwerfung ist größer als 10 km.
- b) Die Baugrundbedingungen am Standort entsprechen einer der Baugrundklassen A, B, C oder E von EN 1998-1:2004, 3.1.1.
- c) Der effektive Dämpfungsgrad ist nicht größer als 0,30.

(2)P Das multimodale Antwortspektrenverfahren darf angewendet werden, wenn die beiden Bedingungen b und c in (1)P erfüllt sind.

(3) Nicht-lineare Zeitverlaufsberechnungen dürfen bei der Bemessung jeder seismisch isolierten Brücke angewendet werden.

7.5.4 Vereinfachtes Antwortspektrenverfahren

(1) Das Modell mit starrer Fahrbahn (siehe 4.2.2.3) sollte in allen Fällen verwendet werden.

(2)P Die Schubkraft, die durch die Isolationsebene in jeder Hauptrichtung übertragen wird, muss unter Betrachtung des Überbaus als Einmassenschwinger und unter Verwendung der folgenden Parameter ermittelt werden:

- effektive Steifigkeit des Isolationssystems, K_{eff}
- effektive Dämpfung des Isolationssystems, ξ_{eff}
- Masse des Überbaus, M_d
- spektrale Beschleunigung $S_e(T_{\text{eff}}, \eta_{\text{eff}})$ (siehe EN 1998-1:2004, 3.2.2.2) entsprechend einer Grundschwingungszeit T_{eff} , mit $\eta_{\text{eff}} = \eta(\xi_{\text{eff}})$

Die Werte dieser Parameter sollten wie folgt ermittelt werden:

- effektive Steifigkeit

$$K_{\text{eff}} = \sum K_{\text{eff},i} \quad (7.4)$$

mit

$K_{\text{eff},i}$ als Verbundsteifigkeit der Isolationsvorrichtung und des entsprechenden Unterbaus (Brückenpfeiler) i .

- effektive Dämpfung

$$\xi_{\text{eff}} = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{\sum E_{D,i}}{K_{\text{eff}} d_{\text{cd}}^2} \right] \quad (7.5)$$

mit:

$\sum E_{D,i}$ Summe der dissipierten Energien aller Isolationsvorrichtungen i für einen vollen Verformungszyklus mit der Bemessungsverschiebung d_{cd} .

- Grundschwingungszeit (Periode)

$$T_{\text{eff}} = 2\pi \sqrt{\frac{M_d}{K_{\text{eff}}}} \quad (7.6)$$

☞ (3) führt zu den in Tabelle 7.1 und Bild 7.4 aufgeführten Ergebnissen.

Tabelle 7.1 — Spektrale Beschleunigung S_e und Bemessungsverschiebung d_{cd}

T_{eff}	S_e	d_{cd}
$T_C \leq T_{\text{eff}} < T_D$	$2,5 \frac{T_C}{T_{\text{eff}}} a_g S \eta_{\text{eff}}$	$\frac{T_{\text{eff}}}{T_C} d_C$
$T_D \leq T_{\text{eff}} \leq 4 \text{ s}$	$2,5 \frac{T_C T_D}{T_{\text{eff}}^2} a_g S \eta_{\text{eff}}$	$\frac{T_D}{T_C} d_C$

mit:

$$a_g = \gamma_1 a_{g,R} \tag{7.7}$$

und

$$d_C = \frac{0,625}{\pi^2} a_g S \eta_{\text{eff}} T_C^2 \tag{7.8}$$

Der Wert für η_{eff} sollte aus folgender Gleichung ermittelt werden:

$$\eta_{\text{eff}} = \sqrt{\frac{0,10}{0,05 + \xi_{\text{eff}}}} \geq 0,40 \tag{7.9}$$

Maximale Schubkraft

$$V_d = M_d S_e = K_{\text{eff}} d_{cd} \tag{7.10}$$

mit:

S, T_C und T_D Parameter des Bemessungsspektrums in Abhängigkeit von der Baugrundklasse nach 7.4.1 (1)P und EN 1998-1:2004, 3.2.2.2;

a_g Bemessungs-Bodenbeschleunigung bei Baugrundklasse A entsprechend der Bedeutungskategorie der Brücke;

γ_1 Bedeutungsbeiwert der Brücke; und

$a_{g,R}$ Referenz-Bemessungs-Bodenbeschleunigung (entsprechend der Referenz-Wiederkehrperiode).

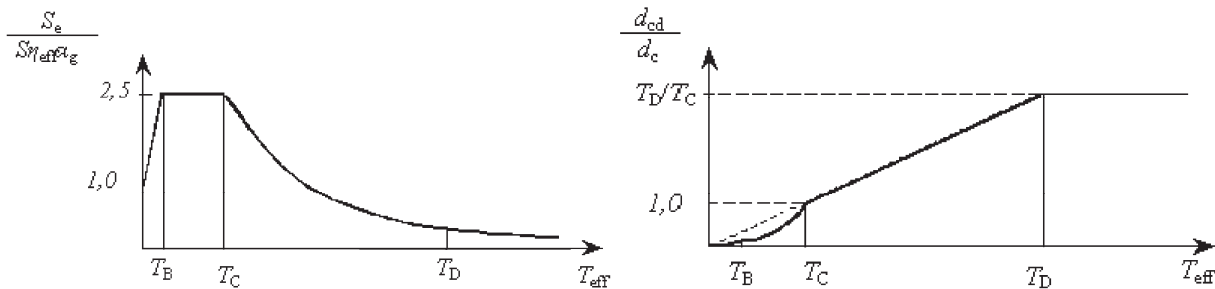


Bild 7.4 — Beschleunigungs- und Verschiebungsspektren

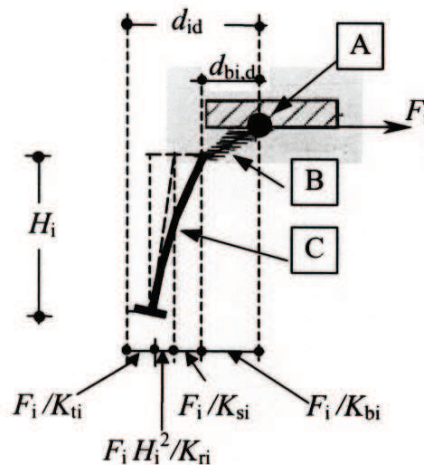
ANMERKUNG 1 Das elastische Antwortspektrum nach EN 1998-1:2004, 3.2.2.2 (1)P gilt bis zu einer Periode von 4 s. Für Werte von T_{eff} größer als 4 s darf das elastische Antwortspektrum der Verschiebungen nach EN 1998-1:2004, Anhang A angewendet werden, und das elastische Antwortspektrum der Beschleunigung darf aus dem elastischen Antwortspektrum der Verschiebung durch Umstellung der Gleichung (3.7) nach EN 1998-1:2004 abgeleitet werden. Dennoch bedürfen seismisch isolierte Brücken mit $T_{\text{eff}} > 4$ s besonderer Aufmerksamkeit infolge der ihnen eigenen geringen Steifigkeit gegen horizontale Einwirkungen.

ANMERKUNG 2 Für einen Brückenpfeiler der Höhe H_i mit der Verschiebungssteifigkeit K_{si} (kN/m), der auf einer Gründung mit der Translationssteifigkeit K_{ti} (kN/m) und Rotationssteifigkeit K_{fi} (kNm/rad) steht und die Isolationsvorrichtung i mit der effektiven Steifigkeit K_{bi} (kN/m) trägt, berechnet sich die kombinierte Steifigkeit $K_{\text{eff},i}$ (siehe Bild 7.5N):

$$\frac{1}{K_{\text{eff},i}} = \frac{1}{K_{bi}} + \frac{1}{K_{ti}} + \frac{1}{K_{si}} + \frac{H_i^2}{K_{fi}} \quad (7.11N)$$

Die Nachgiebigkeit der Isolationsvorrichtung und deren relative Verschiebung $d_{bi} = \frac{F_i}{K_{bi}}$ sind üblicherweise wesentlich

größer als die anderen Komponenten der Verschiebung des Überbaus. Daher hängt die effektive Dämpfung des Systems nur von der Summe der dissipierten Energien der Isolationsvorrichtungen, ΣE_{Di} , ab, und die relative Verschiebung der Isolationsvorrichtung ist praktisch gleich der Verschiebung des Überbaus an diesem Punkt ($d_{bi}/d_{id} = K_{\text{eff},i}/K_{bi} \cong 1$).



Legende

- A Überbau
- B Isolationsvorrichtung i
- C Brückenpfeiler i

Bild 7.5N — Kombinierte Steifigkeit eines Brückenpfeilers und einer Isolationsvorrichtung i (A1)

(4) Bei im Wesentlichen nicht-linearen Systemen hängen K_{eff} und ξ_{eff} von der Bemessungsverschiebung d_{cd} ab (siehe d_{bd} in Bild 7.1). Es sollte eine schrittweise Ermittlung von d_{cd} durchgeführt werden, um Abweichungen zwischen den angenommenen und den berechneten Werten auf $\pm 5\%$ zu beschränken.

(5) Zur Ermittlung der seismischen Zustandsgrößen des Isolationssystems und des Unterbaus in Hauptquerrichtung (beispielsweise in y -Richtung) sollte der Einfluss der Exzentrizität im Grundriss in Längsrichtung e_x (zwischen den effektiven Steifigkeitszentren und dem Massenmittelpunkt des Überbaus) auf die Verschiebung des Überbaus d_{id} über dem Pfeiler i wie folgt berechnet werden:

$$d_{id} = \delta_i d_{cd} \quad (7.12)$$

$$\delta_i = 1 + \frac{e_x}{r} x_i \quad (7.13)$$

Dabei ist

$$r_x^2 = \frac{\sum(x_i^2 K_{yi} + y_i^2 K_{xi})}{\sum K_{yi}} \quad (7.14)$$

Dabei ist

- e_x die Exzentrizität in Längsrichtung;
- r der Trägheitsradius der Masse des Überbaus um die vertikale Achse durch den Massenmittelpunkt;
- x_i und y_i die Koordinaten des Brückenpfeilers i relativ zu den effektiven Steifigkeitszentren;
- K_{yi} und K_{xi} die effektive Verbundsteifigkeiten der Isolationsvorrichtung und des Pfeilers i in y bzw. x -Richtung.

ANMERKUNG Bei geraden Brücken gilt üblicherweise $y_i \ll x_i$. In solchen Fällen darf der Term $y_i^2 K_{xi}$ in Gleichung (7.14) vernachlässigt werden.

(6)P Absatz **4.2.1.4(2)** muss für die Kombination von Komponenten der Erdbebeneinwirkung angewendet werden.

7.5.5 Multimodales Antwortspektrenverfahren

(1)P Die Modellierung des Isolationssystems muss mit ausreichender Genauigkeit folgende Punkte widerspiegeln:

- die räumliche Verteilung der Isolationsvorrichtungen und die einschlägigen Kipp-Effekte, sowie
- die Translation in beiden horizontalen Richtungen sowie die Rotation um die vertikale Achse des Überbaus.

(2)P Die Modellierung des Überbaus muss mit ausreichender Genauigkeit die Verformung im Grundriss widerspiegeln. Zufällige Massen-Exzentrizitäten müssen nicht berücksichtigt werden.

(3) Die Modellierung der Bauteile des Unterbaus sollte mit ausreichender Genauigkeit die Verteilung ihrer Steifigkeitseigenschaften und zumindest die Rotationssteifigkeit der Gründung widerspiegeln. Hat der Brückenpfeiler eine wesentliche Masse und Höhe oder steht er in Wasser, so sollte seine Massenverteilung ebenfalls angemessen abgebildet werden.

(4) Die durch Gleichung (7.5) gegebene effektive Dämpfung darf nur auf Modalformen angewendet werden, deren Schwingzeiten höher als $0,8T_{\text{eff}}$ sind. Für alle anderen Eigenformen sollte der Dämpfungsgrad des Tragwerks ohne seismische Isolation verwendet werden, sofern nicht eine genauere Abschätzung des einschlägigen Dämpfungsgrads erfolgt.

(5)P Absatz **4.2.1.4(2)** muss auf die Kombination der horizontalen Komponenten der Erdbebeneinwirkung angewendet werden.

(6) Die resultierende Verschiebung des Steifigkeitszentrums des Isolationssystems (d_{cd}) und die resultierende Gesamtschubkraft, die über die Isolationsebene in jeder der zwei horizontalen Richtungen übertragen wird (V_d) erhalten untere Grenzen wie folgt:

$$\rho_d = \frac{d_{cd}}{d_{cf}} \geq 0,80 \quad (7.15)$$

$$\rho_v = \frac{V_d}{V_f} \geq 0,80 \quad (7.16)$$

Dabei ist

d_{cf} , V_f die Bemessungsverschiebung bzw. Schubkraft, die über die Isolationsebene übertragen wird, jeweils berechnet nach dem vereinfachten Antwortspektrenverfahren nach 7.5.4. Für den Nachweis nach den Gleichungen (7.15) und (7.16) gelten die Einschränkungen aus 7.5.3(1)P nicht.

(7) Im Fall, dass die Bedingungen in (6) nicht erfüllt sind, sollten die entsprechenden Zustandsgrößen auf das Isolationssystem, den Ober- und den Unterbau multipliziert werden mit:

$$\frac{0,80}{\rho_d} \text{ für die seismische Verschiebung, oder} \quad (7.17)$$

$$\frac{0,80}{\rho_v} \text{ für die seismischen Kräfte und Momente} \quad (7.18)$$

(8) Die Einschränkungen in (6) und die einschlägigen Korrekturen in (7) müssen nicht angewendet werden, wenn die Brücke nicht (auch nicht grob) als Einmassenschwinger abgebildet werden kann. Derartige Fälle können auftreten bei:

- Brücken mit hohen Pfeilern, deren Masse einen wesentlichen Einfluss auf die Verschiebung der Fahrbahnkonstruktion hat
- Brücken mit einer wesentlichen Exzentrizität e_x in Längsrichtung zwischen dem Massenmittelpunkt der Fahrbahnkonstruktion und den effektiven Steifigkeitszentren ($e_x > 0,10L$).

In solchen Fällen wird empfohlen, die Einschränkungen und Korrekturen in (6) und (7) in jeder Richtung auf die Verschiebungen und Kräfte anzuwenden, die aus der Grundeigenform des tatsächlichen Brückenmodells in derselben Richtung abgeleitet wurden.

7.5.6 Zeitverlaufsberechnung

(1)P Es gelten Absätze 7.5.5(1)P, (2)P, (3), (6), (7)P und (8)P.

7.5.7 Vertikalkomponente der Erdbebeneinwirkung

(1) Die Zustandsgrößen infolge der Vertikalkomponente der Erdbebeneinwirkung dürfen durch eine lineare Antwortspektrenberechnung ermittelt werden, ungeachtet der Methode, die zur Ermittlung der Antwort auf die horizontale Erdbebeneinwirkung verwendet wurde. Für die Kombination der Zustandsgrößen gilt 4.2.1.4.

7.6 Nachweise

7.6.1 Erdbeben-Bemessungssituation

(1)P Die Erdbeben-Bemessungssituation wird durch Gleichung (5.4) in **5.5(1)P** beschrieben.

(2)P Die Zustandsgrößen aus der Erdbeben-Bemessungseinwirkung für das Isolationssystem müssen nach **7.6.2**, und jene für den Ober- und Unterbau nach **7.6.3** angenommen werden.

7.6.2 Isolationssystem

A1) (1)P Die erforderliche erhöhte Zuverlässigkeit des Isolationssystems (siehe **7.3 (4)P**) muss dadurch erreicht werden, dass jede Isolationsvorrichtung i für erhöhte Bemessungsverschiebungen $d_{bi,a}$ bemessen wird:

$$d_{bi,a} = \gamma_{IS} d_{bi,d} \quad (7.19)$$

wobei γ_{IS} ein Vergrößerungsbeiwert ist, der nur auf die Erdbeben-Bemessungsverschiebung $d_{bi,d}$ jeder Isolationsvorrichtung i angewendet wird, die sich aus einer der Methoden in **7.5** ergibt.

Wenn die räumlichen Schwankungen der Erdbebeneinwirkung durch die vereinfachte Methode in **3.3 (4)**, **(5)**, **(6)** und **(7)P** berücksichtigt werden, müssen die erhöhten Bemessungsverschiebungen durch Anwendung der Regel in **3.3 (7)P** abgeschätzt werden, wobei die Verschiebungen $d_{bi,d}$ infolge der Trägheitsantwort, welche nach einer der Methoden in **7.5** ermittelt wurden, nach Gleichung (7.19) zu erhöhen sind, während diejenigen, die den räumlichen Schwankungen nach **3.3 (5)** und **(6)** entsprechen, nicht erhöht werden müssen.

ANMERKUNG Der γ_{IS} zur Verwendung in einem Land zugeschriebene Wert kann im jeweiligen Nationalen Anhang festgelegt sein. Der empfohlene Wert beträgt $\gamma_{IS} = 1,50$.

(2)P Die maximale Gesamtverschiebung einer jeden Isolationsvorrichtung in jeder Richtung $d_{m,i}$ muss nach Gleichung (7.19a) dadurch verifiziert werden, dass zur oben angegebenen erhöhten Erdbeben-Bemessungsverschiebung der Versatz $d_{G,i}$ hinzuaddiert wird, der möglicherweise entsteht durch:

- die ständigen Einwirkungen;
- die bleibenden Verformungen (Schwinden und Kriechen des Betons) des Überbaus; und
- 50 % der thermischen Einwirkungen.

$$d_{m,i} \geq d_{G,i} + d_{bi,a} \quad (7.19a)$$

ANMERKUNG Eine zusätzliche Bedingung für die Verschiebungskapazität $d_{m,i}$ der Isolatoren ist in **7.7.1 (4)** angegeben.

(3)P Alle Komponenten des Isolationssystems müssen ohne wesentliche Änderungen der Isolationseigenschaften bis zum Erreichen ihrer Verschiebungskapazität $d_{m,i}$ voll funktionsfähig sein.

(4)P Der Bemessungswiderstand eines jeden Tragelements des Isolationssystems einschließlich seiner Verankerung muss die bei der maximalen Gesamtverschiebung auf das Element wirkende Kraft übersteigen. Er muss darüber hinaus größer sein als die Bemessungskraft infolge Windlasten, die in der entsprechenden Richtung auf das Bauwerk wirkt.

ANMERKUNG Die maximale Antwort von viskosen Flüssigkeitsdämpfern (siehe **7.5.2.3.4**) entsprechend der erhöhten Verschiebung $d_{bi,a}$ darf durch Multiplikation der Antwort aus der Berechnung mit $\gamma_{IS}^{\alpha_b/2}$ abgeschätzt werden, wobei α_b in **7.5.2.3.4** definiert wird.

(5) Isolationsvorrichtungen, die aus üblichen Elastomerlagern bestehen, sollten für die Zustandsgrößen in (1)P bis (4)P entsprechend den zutreffenden Festlegungen in EN 1337-3:2005 wie folgt nachgewiesen werden. Die im Lager wirkende maximale Gesamt-Bemessungs-Beanspruchung sollte berechnet werden als die Summe aus:

- a) der Bemessungs-Schubspannung durch Vertikaldruck;
- b) der Schubspannung, die der horizontalen Gesamt-Bemessungs-Verschiebung entspricht; und
- c) der Schubspannung, die der Gesamt- Bemessungs-Verdrehung entspricht;

bezogen auf das Lager in der Erdbeben-Bemessungssituation, ohne Multiplikation dieser Summe mit einem Vergrößerungsbeiwert. Diese Spannung sollte den Wert für $\varepsilon_{u,d}$, bezogen auf EN 1337-3:2005, 5.3.3, Gleichung (2), nicht überschreiten. Die Beul- und Gleitfestigkeit sollten entsprechend den zutreffenden Regeln von EN 1337-3:2005, 5.3.3.6 überprüft werden.

ANMERKUNG Der in der Gleichung für $\varepsilon_{u,d}$ dem Teilsicherheitsbeiwert γ_m zur Verwendung in einem Land zugewiesene Wert für die Berechnung des Bemessungswiderstandes von normalen Elastomerlagern in der Erdbeben-Bemessungssituation kann im Nationalen Anhang des entsprechenden Landes festgelegt sein. Der empfohlene Wert beträgt $\gamma_m = 1,00$. ^(A1)

(6) Für gewöhnliche Elastomerlager sollte zusätzlich zum Nachweis in (5) folgende Bedingung nachgewiesen werden:

$$\varepsilon_{q,d} \leq 2,0 \quad (7.20)$$

mit $\varepsilon_{q,d}$ als Schubverzerrung, berechnet nach Gleichung (10) in EN 1337-3:2005, 5.3.3.3. In diesem Zusammenhang sollten $V_{x,d}$ und $V_{y,d}$ der maximalen gesamten Relativverschiebung in den entsprechenden Richtungen gleichgesetzt werden, wie weiter oben in (2) angegeben.

(7) Ein Abheben von Isolationsvorrichtungen, die vertikale Lasten tragen, ist in der Erdbeben-Bemessungssituation mit der in 7.4 angegebenen seismischen Einwirkung nicht erlaubt.

(8) Die in 7.5.2.3.5(5) erwähnten Gleitelemente sollten nach EN 1337-2:2000 entworfen werden, für seismische Bemessungsverschiebungen nach (1)P weiter oben.

7.6.3 Unter- und Überbau

(1)P Die seismischen Zustandsgrößen E_{EA} in Unter- und Überbau infolge der Erdbeben-Bemessungseinwirkung allein müssen aus den Ergebnissen einer Berechnung nach 7.5 ermittelt werden.

(2) Die seismischen Bemessungsschnittkräfte E_E infolge der Erdbeben-Bemessungseinwirkung allein können aus den Zustandsgrößen E_{EA} in (1)P abgeleitet werden, indem diese durch den dem beschränkt duktilen/im Wesentlichen elastischen Verhalten entsprechenden q -Beiwert geteilt werden, d. h. $F_E = E_{EA}/q$, mit $q \leq 1,50$.

(3) Bei allen Tragwerksteilen sollte das im Wesentlichen elastische Verhalten nach den Regeln in 5.6.2 und 6.5 nachgewiesen werden.

(4)P Bemessungs-Zustandsgrößen für die Gründung müssen im Einklang mit 5.8.2(2)P sein.

(5) Die horizontalen Bemessungskräfte auf unterstützende Bauteile (Brückenpfeiler oder Widerlager), die Gleitlager wie in 7.5.2.3.5(5) beschrieben tragen, sollten aus den maximalen Reibwerten nach der einschlägigen Bestimmung in EN 1337-2:2000 abgeleitet werden.

(6) Im dem oben unter (5) genannten Fall, und falls dasselbe unterstützende Element auch viskose Flüssigkeitsdämpfer trägt, gilt:

(a) die horizontale seismische Bemessungskraft auf das unterstützende Element in Wirkungsrichtung des Dämpfers sollte um die maximale seismische Kraft des Dämpfers erhöht werden (siehe Gleichung (7.21)).

(b) die horizontale Bemessungskraft bei nicht-seismischen Bemessungssituationen unter aufgezwungenen Verformungen (Temperaturänderungen) sollte um die Dämpferreaktion erhöht werden, geschätzt als 10 % der maximalen in (a) verwendeten seismischen Kraft des Dämpfers.

(7) Wird eine vereinfachte oder multimodale Spektralberechnung für Isolationssysteme durchgeführt, die aus einer Kombination von Elastomerlagern und viskosen Flüssigkeitsdämpfern bestehen, welche wiederum von demselben stützenden Bauteil gehalten werden, kann der Phasenunterschied zwischen den Maxima des elastischen und des viskosen Elements durch folgende Näherung berücksichtigt werden. Die Erdbebenlasten sollten die ungünstigsten derjenigen sein, die den folgenden charakteristischen Zuständen entsprechen:

a) Im Zustand maximaler Verschiebung, wie durch Gleichung (7.10) gegeben. Die Dämpferkräfte sind dann gleich Null.

b) Im Zustand maximaler Geschwindigkeit und Null-Verschiebung, wenn die maximale Dämpferkräfte unter Annahme der maximalen Geschwindigkeit bestimmt werden sollten, zu:

$$v_{\max} = 2\pi d_{bd} / T_{\text{eff}} \quad (7.21)$$

wobei d_{bd} die maximale Dämpferverschiebung entsprechend der Bemessungsverschiebung d_{cd} des Isolationssystems ist.

c) Im Zustand maximaler Trägheitskräfte auf den Überbau, welche angegeben werden können zu:

$$F_{\max} = (f_1 + 2\xi_b f_2) S_e M_d \quad (7.22)$$

wobei S_e aus Tabelle 7.1 mit K_{eff} nach Gleichung (7.4) bestimmt wird, ohne jeglichen Steifigkeitsbeitrag des Dämpfers und mit

$$f_1 = \cos[\arctan(2\xi_b)] \quad (7.23a)$$

$$f_2 = \sin[\arctan(2\xi_b)] \quad (7.23b)$$

wobei ξ_b der Beitrag des Dämpfers zur effektiven Dämpfung ξ_{eff} in Gleichung (7.5) ist.

In diesem Zustand beträgt die Verschiebung $f_1 d_{cd}$ und die Geschwindigkeit des Dämpfers $v = f_2 v_{\max}$

(8) In Isolationssystemen, die aus einer Kombination von viskosen Flüssigkeitsdämpfern und Elastomerlagern bestehen, wie dies unter (7) der Fall ist, und keine Gleitelemente aufweisen, sollte die auf unterstützende Bauteile, welche sowohl Lager als auch Dämpfer tragen, wirkende Horizontalkraft bei nicht-seismischen Situationen eingprägter Verformungen (Temperaturänderung usw.), unter der Annahme bestimmt werden, dass die Dämpferreaktionen Null sind.

7.7 Besondere Anforderungen für das Isolationssystem

7.7.1 Fähigkeit der Rezentrierung (Rückstellung) in Horizontalrichtung

A1) (1)P Das Isolationssystem muss die Fähigkeit der eigenständigen Rezentrierung in beide Hauptrichtungen aufweisen, um einen kumulativen Aufbau von Verschiebungen zu verhindern. Diese Fähigkeit ist vorhanden, wenn das System kleine Restverschiebungen im Vergleich zu seiner Verschiebungskapazität d_m besitzt.

(2) Die Anforderungen in (1)P gelten in einer Richtung als eingehalten, wenn die Verschiebung d_0 entsprechend den nachfolgenden Festlegungen die folgenden Bedingungen in der betrachteten Richtung erfüllt:

$$\frac{d_{cd}}{d_0} \geq \delta \quad (7.24)$$

Dabei ist

d_{cd} die Bemessungs-Verschiebung des Isolationssystems in der betrachteten Richtung entsprechend **7.2**;

d_0 die maximale Restverschiebung, bei der das Isolationssystem in der betrachteten Richtung im statischen Gleichgewichtszustand verbleiben darf, unter Anwendung der in diesem Abschnitt sowie in (5) festgelegten Systemeigenschaften. Daher sollten keinerlei Beschränkungen durch die Verschiebungskapazität des Isolators berücksichtigt werden (unbegrenzte Kapazität). Für Systeme mit bilinearem Verhalten nach **7.5.2.3.2** oder Systeme, die als solche angenähert werden können, wird d_0 angegeben als:

$$d_0 = F_0/K_p \quad (7.25)$$

δ ein Zahlenwert.

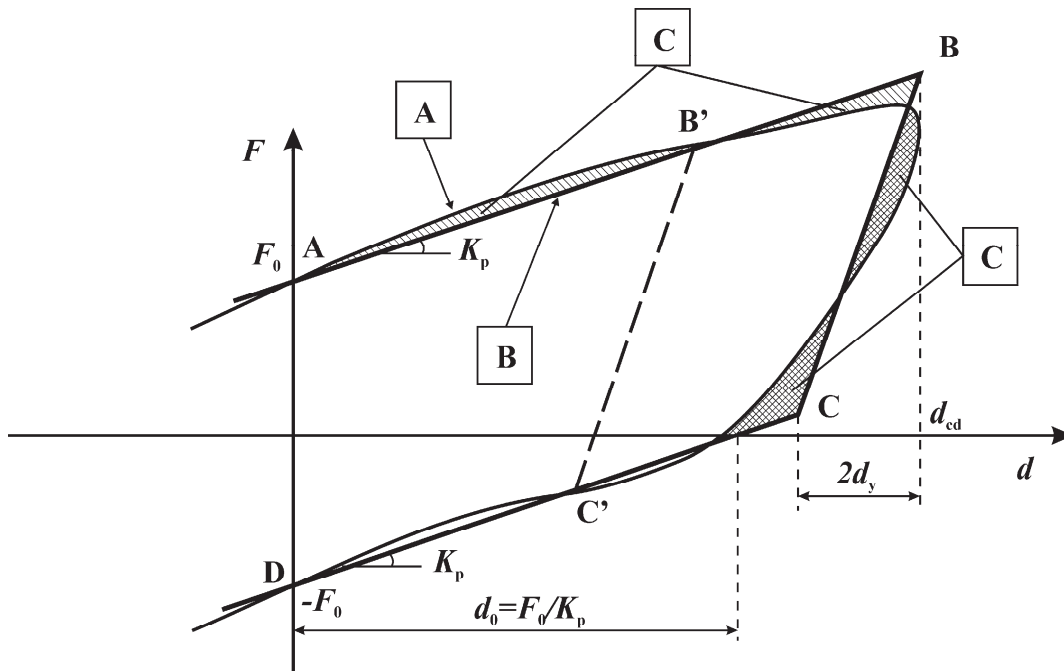
ANMERKUNG 1 Der Wert für die Anwendung von δ in einem Land kann aus dem jeweiligen Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert beträgt $\delta = 0,50$ (siehe auch Bild 7.8 und **7.7.1 (4)**, Anmerkung 2).

ANMERKUNG 2 Für Systeme, die mit bilinearem hysteretischem Verhalten angenähert werden (siehe Bild 7.6N), sollten die Eigenschaften des äquivalenten bilinearen Systems wie folgt bestimmt werden: Der Wert der Kraft bei einer Nullverschiebung F_0 und ein Schätzwert der Bemessungsverschiebung d_{cd} werden beibehalten. Die Geraden für den Belastungszweig AB und den Entlastungszweig BC sind so definiert, dass sie annähernd den jeweiligen Zweigen der tatsächlichen Schleife auf einer äquivalenten Grundfläche entsprechen.

ANMERKUNG 3 Für Systeme mit bilinearem Verhalten nach **7.5.2.3.2** oder Systeme, die als solche angenähert werden können, ist die Verschiebung $d_0 = F_0/K_p$ von den Eigenschaften des Isolierungssystems abhängig, die unabhängig von dessen Verschiebungskapazität betrachtet werden. Daher sind die Werte für d_0 bei Systemen mit den Schleifen ABCD und AB'C'D in Bild 7.6N identisch. Der Wert für d_0 ist positiv, wenn die post-elastische Steifigkeit K_p positiv ist, negativ, wenn K_p negativ ist und ∞ bei $K_p = 0$. Systeme mit einer negativen K_p sollten nicht verwendet werden.

ANMERKUNG 4 Für Systeme aus Gleitvorrichtungen mit sphärischen Gleitflächen (siehe **7.5.2.3.5 (2)**) gilt $d_0 = \mu_d R_b$.

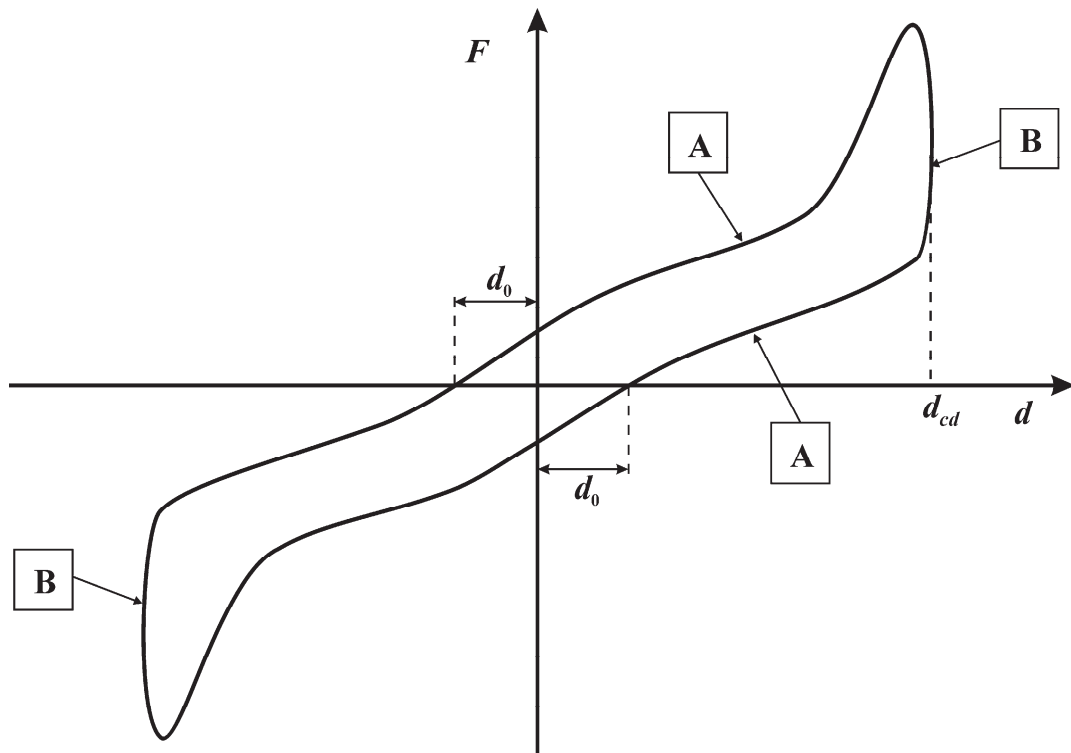
ANMERKUNG 5 Für Systeme mit hysteretischem Verhalten, die nicht durch eine bilineare Beziehung angenähert werden können (siehe Bild 7.7N), darf der Wert für d_0 aus dem Schnittpunkt der post-elastischen Zweige mit der Verschiebungsachse abgeleitet werden. Die Fließverschiebung d_y darf für den Zweck der erhöhten Zuverlässigkeit zu null angenommen werden.



Legende

- F Kraft
- d Verschiebung
- A Tatsächlicher Zusammenhang zwischen Kraft und Verschiebung
- B Annäherung durch bilineares Modell (ABCD)
- C Gleiche Flächen

Bild 7.6N — Festlegung des äquivalenten bilinearen Modells für die Bewertung der Rezentrierungskapazität



Legende

- F Kraft
- d Verschiebung
- A Post-elastischer Zweig
- B Elastischer Zweig

Bild 7.7N — Hysteretische Systeme, die nicht durch ein bilineares Modell angenähert werden können

(3) Für Isolationssysteme, die die Gleichung (7.24) in einer bestimmten Richtung nicht erfüllen, darf angenommen werden, dass sie den Anforderungen von (1)P entsprechen, sofern sie eine ausreichende Verschiebungskapazität besitzen, um einen kumulativen Aufbau von Restverschiebungen in dieser Richtung während der Lebensdauer des Tragwerks mit angemessener Zuverlässigkeit aufnehmen zu können.

(4) Die Gleichung in (3) ist als erfüllt anzusehen, wenn jeder Isolator die folgende Gleichung erfüllt:

$$d_{m,i} \geq d_{G,i} + \gamma_{du} d_{bi,d} \rho_d \quad (7.26a)$$

Dabei ist

$$\rho_d = 1 + 1,35 \frac{1 - (d_y / d_{cd})^{0,6}}{1 + 80(d_{cd} / d_0)^{1,5}} \quad (7.26b)$$

dargestellt in Bild 7.8; sowie

$d_{m,i}$ die Verschiebungskapazität des Isolators i in der betrachteten Richtung, d. h. die maximale Verschiebung, die der Isolator in dieser Richtung aufnehmen kann;

$d_{bi,d}$ die Bemessungs-Verschiebung des Isolators i in der betrachteten Richtung nach 7.6.2 (1)P;

$d_{G,i}$ der nicht seismische Versatz des Isolators i nach 7.6.2 (2)P;

d_y die nach (2) bestimmte Fließverschiebung des äquivalenten bilinearen Systems. Für Systeme aus Gleitvorrichtungen kann d_y zu null angenommen werden. Bestehen Unsicherheiten bezüglich der Höhe von d_y , sollte der Wert zu null angenommen werden;

γ_{du} der numerische Koeffizient, der die Unsicherheiten beim Abschätzen der Bemessungs-Verschiebungen repräsentiert.

ANMERKUNG 1 Die γ_{du} zur Verwendung in einem Land zugewiesenen Werte können im jeweiligen Nationalen Anhang festgelegt sein. Der empfohlene Wert beträgt $\gamma_{du} = 1,20$.

ANMERKUNG 2 Der zweite Term der Gleichung für ρ_d nach (7.26b) stellt den kumulativen Aufbau von Restverschiebungen während einer Reihe von Erdbebenereignissen vor der Erdbeben-Bemessungssituation dar, wofür eine Gesamtwahrscheinlichkeit angenommen wird, die der Wahrscheinlichkeit der Erdbeben-Bemessungssituation entspricht. Bei Systemen mit $d_{cd}/d_0 \geq 0,50$ ist der kumulative Aufbau von Restverschiebungen unwesentlich (siehe Bild 7.8). Bei Systemen mit $d_{cd}/d_0 < \delta$ sollte der höchste Wert für $d_{m,i}$ entweder aus Gleichung (7.26a) oder Gleichung (7.19a) abgeleitet werden, wobei der höhere Wert gilt.

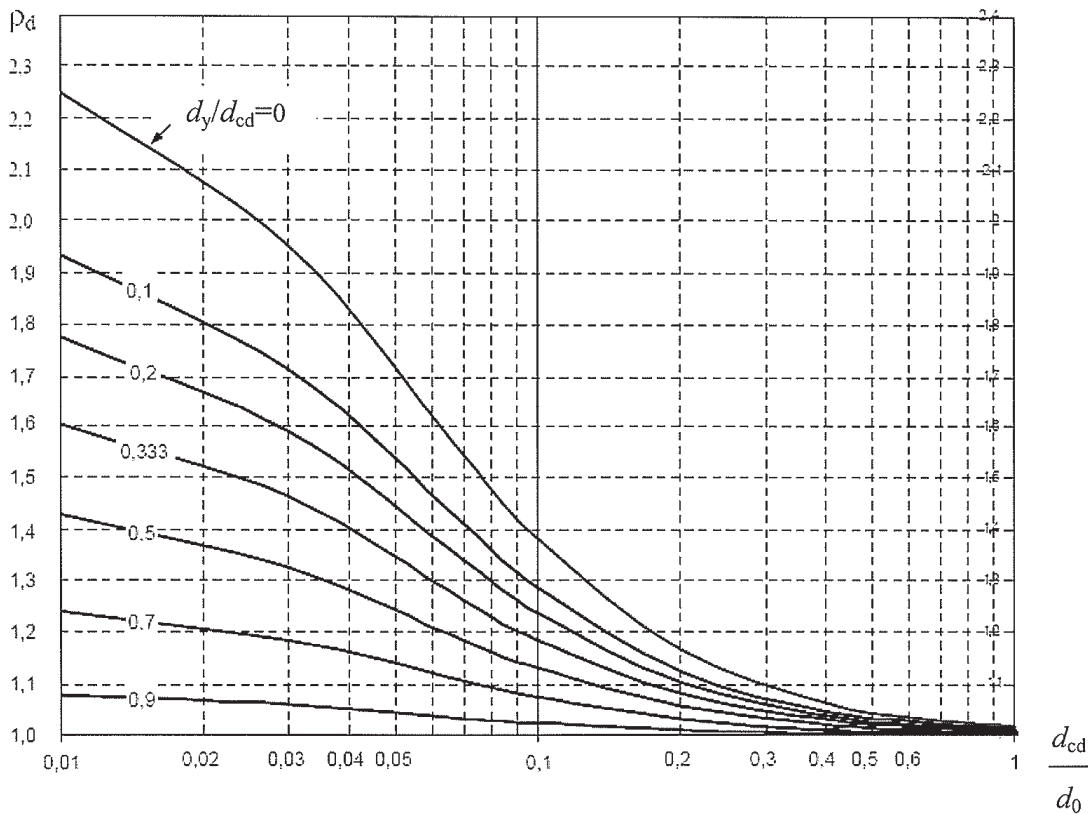


Bild 7.8 — Kurve für ρ_d entsprechend Gleichung (7.26b)

(5) Die gleichen Eigenschaften der Isolatoren unter dynamischen Bedingungen sollten für die Abschätzung sowohl von d_{cd} als auch d_0 verwendet werden. Die Gleichungen zur seitlichen Rezentrierung (7.24) und (7.26) berücksichtigen die Auswirkungen von Geschwindigkeitsschwankungen auf die Kräfte von Isolatoren nicht. A1

7.7.2 Horizontale Festhaltevorrichtungen an der Isolationsebene

(1)P Das Isolationssystem muss ausreichende horizontale Festhalterungen an der Isolationsebene vorsehen, um alle relevanten Anforderungen anderer Eurocodes oder Normen bezüglich einer Beschränkung der Verschiebungen/Verformungen unter Kriterien der Gebrauchstauglichkeit zu erfüllen.

ANMERKUNG Diese Anforderung ist üblicherweise maßgebend für Zustandsgrößen aus Bremsvorgängen bei Eisenbahnbrücken.

(2) Werden planmäßig versagende Verbände (nach dem Prinzip der elektrischen Sicherung) an einem oder mehreren Auflager(n) des endgültigen Brückenbauwerks verwendet, um Begrenzungen der Verschiebungen im Gebrauchszustand zwischen Über- und Unterbau zu bewirken, so sollte deren Fließkapazität 40 % der an diesem/diesen Lager(n) und in dieser Richtung über die Isolationsebene des isolierten Tragwerks übertragenen Erdbeben-Bemessungskraft nicht überschreiten. Wird diese Anforderung nicht erfüllt, sollten die Anforderungen der Gebrauchstauglichkeit (ausgenommen Ermüdung) der entsprechenden baustoffbezogenen Eurocodes (EN 1992-2:2005, EN 1993-2:2005 oder EN 1994-2:2005) für die Brückenbauteile erfüllt sein, für deren Belastung der Halteverband bemessen wurde, wenn diese Belastung so erhöht wird, dass die einschlägige Reaktion die Fließkapazität des Verbands erreicht.

(3) Wenn Stoßdämpfer mit Kraftbegrenzungsfunktion (siehe **6.6.3.3**) zur Beschränkung der Verschiebungen im Gebrauchszustand eingesetzt werden, so sollten die Stoßdämpfer im Modell, in den Nachweisen und in den Versuchen des Isolationssystems berücksichtigt werden.

7.7.3 Inspektionen und Wartung

(1)P Alle Isolationsvorrichtungen müssen zu Inspektions- und Wartungszwecken zugänglich sein.

(2)P Es muss ein Programm zur Inspektion und Wartung des Isolationssystems und aller Komponenten, die die Isolationsebene kreuzen, aufgestellt werden.

(3)P Reparatur, Austausch oder Ertüchtigung jeder Isolationsvorrichtung oder von Komponenten, die die Isolationsebene kreuzen, müssen unter Anleitung der für die Wartung der Brücke zuständigen Stelle durchgeführt werden und müssen detailliert in einem entsprechenden Bericht festgehalten werden.

Anhang A (informativ)

Wahrscheinlichkeiten, bezogen auf die Referenz-Erdbebeneinwirkung — Anleitung zur Auswahl der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung während der Bauphase

A.1 Referenz-Erdbebeneinwirkung

(1) Die Referenz-Erdbebeneinwirkung kann durch Auswahl einer ausreichend kleinen Wahrscheinlichkeit (p) dass sie während der Lebensdauer des Bauwerks überschritten wird, definiert werden. Dann ergibt sich die Wiederkehrperiode des Ereignisses (T_R) durch den Ausdruck:

$$T_R = 1/(1 - (1 - p)^{1/t_L}) \quad (\text{A.1})$$

(2) Die Referenz-Erdbebeneinwirkung (entsprechend $\gamma_1 = 1,0$) entspricht üblicherweise einem seismischen Ereignis mit einer Referenz-Wiederkehrperiode, T_{NCR} , von 475 Jahren. Solch ein Ereignis besitzt eine Überschreitungswahrscheinlichkeit zwischen 0,10 und 0,19 bei einer Lebensdauer zwischen 50 und 100 Jahren. Dieses Niveau der Bemessungseinwirkung ist bei der Mehrheit der in Frage kommenden, als von durchschnittlicher Bedeutung angenommenen Brücken, anwendbar.

A.2 Bemessungs-Erdbebeneinwirkung während der Bauphase

(1) Wenn t_c die Länge der Bauphase einer Brücke und p die zulässige Überschreitungswahrscheinlichkeit des Bemessungs-Erdbebenereignisses in dieser Zeit ist, wird die Wiederkehrperiode T_{Rc} unter Anwendung von t_c statt t_L durch Ausdruck (A.1) bestimmt. Für die relativ kleinen Werte, die üblicherweise für t_c angesetzt werden ($t_c \leq 5$ Jahre), darf der Ausdruck (A.1) durch folgende, einfachere Beziehung ersetzt werden:

$$T_{\text{Rc}} \cong \frac{t_c}{p} \quad (\text{A.2})$$

Es wird empfohlen, für p keinen Wert über 0,05 anzusetzen.

(2) Der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung $a_{g,c}$, entsprechend der Wiederkehrperiode T_{Rc} , hängt von der Seismizität der Region ab. In vielen Fällen liefert folgende Beziehung einen annehmbaren Näherungswert:

$$\frac{a_{g,c}}{a_{g,R}} = \left(\frac{T_{\text{Rc}}}{T_{\text{NCR}}} \right)^k \quad (\text{A.3})$$

mit:

$a_{g,R}$ Referenz-Spitzenwert der Bodenbeschleunigung, entsprechend der Referenz-Wiederkehrperiode T_{NCR} .

Der Wert des Exponenten k hängt von der Seismizität der Region ab. In der Regel dürfen Werte im Bereich 0,30–0,40 verwendet werden.

(3) Die Robustheit von allen Teilstrukturen der Brücke sollte während der Bauphase unabhängig von den Bemessungs-Erdbebeneinwirkungen sichergestellt werden.

Anhang B (informativ)

Zusammenhang zwischen der Verschiebungsduktilität und der Krümmungsduktilität von plastischen Gelenken in Betonpfeilern

(1) Angenommen dass:

- die horizontale Verschiebung des Massenmittelpunktes des Überbaus nur aus der Verformung eines voll eingespannten Krag-Pfeilers der Länge L herrührt, dass
- die Masse des Pfeilers vernachlässigbar gegenüber derjenigen des Überbaus ist und dass
- L_p die Länge des plastischen Gelenks ist, das sich am Fuß des Pfeilers einstellt,

dann ergibt sich der erforderliche Krümmungsduktilitätsbeiwert μ_Φ des Gelenks entsprechend dem Verschiebungsduktilitätsbeiwert μ_d des Bauwerks, definiert in **2.3.5.2**, zu:

$$\mu_\Phi = \frac{\Phi_u}{\Phi_y} = 1 + \frac{\mu_d - 1}{3\lambda(1 - 0,5\lambda)} \quad (\text{B.1})$$

mit $\lambda = L_p/L$

(2) In bewehrten Betonquerschnitten (in denen der Krümmungsduktilitätsbeiwert als Maß für die Duktilität des plastischen Gelenks dient) wird das Verhältnis λ von Effekten wie den Einfluss der Bewehrungszugdehnung auf den benachbarten Abschnitt, die schräge Rissbildung infolge von Schub-Biegung-Interaktion usw. beeinflusst. Es kann der Wert von L_p nach **E.3.2(5)** benutzt werden.

(3) Entsteht ein beträchtlicher Teil der Verschiebung des Überbaus infolge der Verformung von anderen Bauteilen, die nach der Bildung des plastischen Gelenks elastisch bleiben, ist der erforderliche Krümmungsduktilitätsbeiwert $\mu_{\Phi d}$ gegeben durch den Ausdruck:

$$\mu_{\Phi d} = 1 + f(\mu_\Phi - 1) \quad (\text{B.2})$$

mit:

$f = d_{\text{tot}}/d_p$ Verhältnis der gesamten Überbauverschiebung d_{tot} zu der Verschiebung d_p , die nur infolge der Deformation des Pfeilers entsteht, und

μ_Φ nach Gleichung (B.1).

ANMERKUNG Wird die Erdbebeneinwirkung zwischen Überbau und Pfeiler über Elastomerlager übertragen, die z. B. zu einem Wert $f = 5$ führen, und angenommen dass z. B. $\mu_\Phi = 15$ für den Fall einer starren Verbindung zwischen Überbau und Pfeiler sein soll, beträgt der erforderliche Wert von $\mu_{\Phi d}$ nach Gleichung (B.2) 71, was sicherlich nicht möglich ist. Es ist daher offensichtlich, dass die hohe Verformungsfähigkeit der Elastomerlager, wenn sie auf der gleichen Kraftabtragungslinie wie die steifen Pfeiler liegen, praktisch ein elastisches Verhalten des Gesamtsystems bedingt.

Anhang C (informativ)

Berechnung der effektiven Steifigkeit von duktilen Stahlbetonbauteilen

C.1 Allgemeines

(1) Die effektive Steifigkeit von duktilen Betonbauteilen, die in linearen seismischen Berechnungen benutzt wird, sollte gleich der Sekantensteifigkeit an der theoretischen Streckgrenze sein. Wird keine genauere Berechnung durchgeführt, darf eine der folgenden Methoden benutzt werden, um die Sekantensteifigkeit an der theoretischen Streckgrenze zu bestimmen:

C.2 Methode 1

(1) Das effektive Trägheitsmoment J_{eff} eines Pfeilers mit konstantem Querschnitt darf wie folgt berechnet werden:

$$J_{\text{eff}} = 0,08 J_{\text{un}} + J_{\text{cr}} \quad (\text{C.1})$$

Dabei ist

J_{un} das Trägheitsmoment des Bruttoquerschnitts des ungerissenen Pfeilers;

J_{cr} das Trägheitsmoment des gerissenen Querschnitts an der Streckgrenze der Zugbewehrung. Dies kann aus folgender Gleichung berechnet werden:

$$J_{\text{cr}} = M_y / (E_c \cdot \Phi_y) \quad (\text{C.2})$$

wobei M_y und Φ_y das Moment an der Streckgrenze und die Krümmung des Querschnitts sind und E_c der Elastizitätsmodul von Beton ist.

(2) Diese Ausdrücke wurden aus einer Parameteruntersuchung eines vereinfachten, nicht-linearen Modells eines Krag-Pfeilers mit hohlem rechtwinkligem sowie hohlem und massivem Kreisquerschnitt abgeleitet.

C.3 Methode 2

(1) Die effektive Steifigkeit darf wie folgt aus dem Bemessungswert der Biegefestigkeit M_{Rd} und der Krümmung an der Streckgrenze Φ_y des Querschnitts mit dem plastischen Gelenk berechnet werden:

$$E_c J_{\text{eff}} = \nu M_{\text{Rd}} / \Phi_y \quad (\text{C.3})$$

mit:

$\nu = 1,20$ Korrekturbeiwert zur Berücksichtigung der versteifenden Wirkung des ungerissenen Teils des Pfeilers.

Die Krümmung an der Streckgrenze Φ_y kann wie folgt bestimmt werden:

$$\Phi_y = (\varepsilon_{sy} - \varepsilon_{cy})/d_s \quad (C.4)$$

und

d_s Höhe des Querschnitts bis zur Mitte der Zugbewehrung,

ε_{sy} Fließdehnung der Bewehrung,

ε_{cy} Betonstauchung beim Erreichen der Streckgrenze der Zugbewehrung.

Der Wert von ε_{cy} darf mit Hilfe einer Querschnittsuntersuchung auf der Basis von ε_{sy} und der tatsächlichen Belastung in der Erdbeben-Bemessungssituation, N_{Ed} , ermittelt werden.

(2) Die Annahme der folgenden Werte für die Krümmung an der Streckgrenze:

$$\text{für Rechteckquerschnitte: } \Phi_y = 2,1 \varepsilon_{sy}/d \quad (C.5)$$

$$\text{und für Kreisquerschnitte: } \Phi_y = 2,4 \varepsilon_{sy}/d \quad (C.6)$$

wobei d die effektive Querschnittshöhe ist, liefert im Allgemeinen zufriedenstellende Ergebnisse.

(3) Die auf der Grundlage von $E_c J_{eff}$ durchgeführte und auf einem angenommenen Wert für M_{Rd} basierende Berechnung muss nur korrigiert werden, wenn der zum Schluss benötigte Wert der Biegefestigkeit, $M_{Rd,req}$ wesentlich höher ist als der angenommene Wert M_{Rd} . Wenn $M_{Rd,req} < M_{Rd}$ ist, darf die Korrektur nur aus der Multiplikation der Verschiebungen aus der ersten Berechnung mit dem Faktor $M_{Rd}/M_{Rd,req}$ bestehen.

Anhang D (informativ)

Räumliche Veränderlichkeit von Erdbeben-Bodenbewegungen: Modell und Berechnungsmethoden

D.1 Beschreibung des Modells

(1) Die räumliche Veränderlichkeit kann unter Zuhilfenahme eines Vektors von Zufallsprozessen mit dem Mittelwert Null beschrieben werden. Unter Annahme von Stationarität ist dieser Vektor durch die symmetrische $n \times n$ Matrix seiner Auto- und Kreuzleistungsspektraldichten vollständig definiert:

$$G(\omega) = \begin{bmatrix} G_{11}(\omega) & G_{12}(\omega) & \dots & G_{1n}(\omega) \\ & G_{22}(\omega) & \dots & G_{2n}(\omega) \\ & & \dots & \dots \\ & & & G_{nn}(\omega) \end{bmatrix} \quad (D.1)$$

wobei n die Anzahl der Auflager ist.

Es ist sinnvoll die folgende dimensionslose komplexe Funktion einzuführen, die Kohärenzfunktion:

$$\gamma_{ij}(\omega) = \frac{G_{ij}(\omega)}{\sqrt{G_{ii}(\omega)G_{jj}(\omega)}} \quad (D.2)$$

Ihr Modulwert liegt zwischen 0 und 1,0 und liefert ein Maß der linearen statistischen Abhängigkeit der zwei Prozesse an den Auflagern i und j , die den Abstand d_{ij} haben.

(2) Die folgende Form der Kohärenzfunktion wird häufig herangezogen [1][2]:

$$\gamma_{ij}(\omega) = \gamma_{ij,1}(\omega) \times \gamma_{ij,2}(\omega) \times \gamma_{ij,3}(\omega) = \exp\left[-\left(\frac{\alpha \omega d_{ij}}{v_s}\right)^2\right] \times \exp\left[i \frac{\omega d_{ij}^L}{v_{app}}\right] \times \exp[i\theta_{ij}(\omega)] \quad (D.3)$$

Dabei ist

v_s die Scherwellengeschwindigkeit;

a die Konstante;

v_{app} die so genannte scheinbare Wellengeschwindigkeit;

d_{ij}^L der Abstand zwischen den Auflagern i und j projiziert auf die Ausbreitungsrichtung der Wellen, und

$\theta_{ij}(\omega)$ der frequenzabhängiger Phasenwinkel.

(3) Die Faktoren $\gamma_{ij,1}(\omega)$, $\gamma_{ij,2}(\omega)$ und $\gamma_{ij,3}(\omega)$ berücksichtigen die Abnahme der Korrelation wegen Reflexion/Refraktion innerhalb des Ausbreitungsmediums, Endlichkeit der Ausbreitungsgeschwindigkeit der Wellen und deren Einfallwinkel an der Oberfläche sowie wegen der unterschiedlichen Bodenbeschaffenheit an den zwei Auflagern. Die Unterschiede der Bodenbeschaffenheit an den zwei Auflagern werden im Modell

durch zwei Bodenzylinder, entsprechend den zwei Baugrundprofilen, berücksichtigt, die an ihrer Sohle durch ein stationäres weißes Rauschen der Stärke G_0 beansprucht werden. Die Zylinder werden durch die Übertragungsfunktionen $H_i(\omega)$ und $H_j(\omega)$ charakterisiert, welche den gewünschten Spektral-Inhalt und die Intensität der Bewegung an der Oberfläche in i und j darstellen:

$$G_{ij}(\omega) = G_0 |H_i(\omega)|^2 \quad (D.4)$$

(4)P Die Spektraldichtefunktion des Standorts darf nicht im Widerspruch zu dem elastischen Antwortspektrum nach EN 1998-1: 2004, **3.2.2.2**, stehen.

Es kann außerdem gezeigt werden, dass:

$$\theta_{ij}(\omega) = \tan^{-1} \left\{ \frac{\text{Im} [H_i(\omega)H_j(-\omega)]}{\text{Re} [H_i(\omega)H_j(-\omega)]} \right\} \quad (D.5)$$

D.2 Erzeugung von Musterfunktionen

(1) Für die Bauwerksberechnung kann es wünschenswert sein, Musterfunktionen des Vektors des Zufallprozesses nach **D.1** zu generieren. Zu diesem Zweck wird die Matrix $G(\omega)$ zunächst als Produkt

$$G(\omega) = L(\omega)L^{*T}(\omega) \quad (D.6)$$

der Matrix $L(\omega)$ und der Transponierten ihrer komplex konjugierten zerlegt. Wenn eine Cholesky-Zerlegung vorgenommen wird, ist $L(\omega)$ eine untere Dreiecksmatrix.

In Anlehnung an [3] kann eine Musterfunktion der Beschleunigung eines beliebigen Auflagers i in Form folgender Reihe ermittelt werden:

$$a_i(t) = 2 \sum_{j=1}^i \sum_{k=1}^N |L_{ij}(\omega_k)| \sqrt{\Delta\omega} \cos[\omega_k t - \theta_{ij}(\omega_k) + \phi_{jk}] \quad (D.7)$$

Dabei ist

N die Gesamtanzahl der Frequenzen ω_k , in die die interessierende Bandbreite von $L_{ij}(\omega)$ diskretisiert wird;

$\Delta\omega = \omega_{\max}/N$, und die Winkel ϕ_{jk} sind, für alle j , ein Feld von N unabhängigen Zufallsvariablen, die gleichmäßig zwischen Null und 2π verteilt sind.

Musterfunktionen, die Ausdruck (D.7) entsprechen, besitzen den gewünschten lokalen Frequenzinhalt sowie den zugeordneten Korrelationsgrad.

D.3 Berechnungsmethoden

D.3.1 Allgemeines

(1) Die in **D.3.2** bis **D.3.4** beschriebenen Möglichkeiten sind, basierend auf **D.1** und **D.2**, einsetzbar, um die Reaktion des Bauwerks auf räumlich veränderliche Bodenbewegungen zu bestimmen.

D.3.2 Lineare Zufallsschwingungsberechnung

- (1) Eine lineare Zufallsschwingungsberechnung wird unter Zuhilfenahme der modalen Analyse oder von frequenzabhängigen Übertragungsmatrizen und den Werten der Matrix $G(\omega)$ als Eingang durchgeführt.
- (2) Die elastischen Zustandsgrößen werden als Mittelwerte der Wahrscheinlichkeitsverteilung der größten Extremwerte der Antwort für die Dauer des seismischen Ereignisses, das für die Ermittlung von a_g maßgeblich war, angenommen.
- (3) Die Bemessungswerte werden durch Division der elastischen Zustandsgrößen durch den passenden Verhaltensbeiwert q bestimmt und die duktile Antwort wird durch Befolgen der einschlägigen Regeln des normativen Teils dieser Norm sichergestellt.

D.3.3 Zeitverlaufsberechnung mit Musterfunktionen korrelierter Bewegungen

- (1) Eine lineare Zeitverlaufsberechnung kann unter Zuhilfenahme von Musterfunktionen, die wie in D.2 gezeigt erzeugt wurden, beginnend mit der Leistungsspektraldichte, die mit dem elastischem Antwortspektrum an den Auflagern konsistent ist, durchgeführt werden.
- (2) Die Anzahl der zu verwendenden Musterfunktionen sollte ausreichend groß sein, um stabile Schätzwerte des Mittelwertes der interessierenden maximalen Antworten zu ermöglichen. Die elastischen Zustandsgrößen werden als die Mittelwerte obiger Maxima angenommen. Die Bemessungswerte werden durch Division der elastischen Zustandsgrößen durch den einschlägigen Verhaltensbeiwert q bestimmt und die duktile Antwort wird durch Befolgen der einschlägigen Regeln des normativen Teils dieser Norm sichergestellt.
- (3) Eine nicht-lineare Zeitverlaufsberechnung darf unter Zuhilfenahme von Musterfunktionen, die wie in D.2 gezeigt erzeugt wurden, beginnend mit der Leistungsspektraldichte, die mit dem elastischen Antwortspektrum an den Auflagern konsistent ist, durchgeführt werden. Die Anzahl der zu verwendenden Musterfunktionen sollte ausreichend groß sein, um stabile Schätzwerte des Mittelwertes der interessierenden maximalen Antworten zu ermöglichen.
- (4) Die Bemessungswerte der elastischen Zustandsgrößen E_d werden als die Mittelwerte obiger Maxima angenommen. Der Vergleich der Zustandsgrößen E_d mit dem Bemessungswiderstand R_d muss in Übereinstimmung mit EN 1998-1:2004 durchgeführt werden.

D.3.4 Antwortspektrummethode für multiple Fußpunkterregung

D.3.4.1 Allgemeines

- (1) In [4] wurde eine Lösung für die elastische Antwort eines Bauwerks, welches an mehreren Fußpunkten in Form verschiedener Antwortspektren beaufschlagt wird, hergeleitet. Eine Zusammenfassung folgt an dieser Stelle. Eine vollständige Beschreibung findet sich in [4].

D.3.4.2 Lineare Antwort für multiple Fußpunkterregung

- (1) Die Bewegungsgleichungen für ein diskretisiertes lineares System mit n Freiheitsgraden, das m Lagerbewegungen ausgesetzt ist, lauten:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M} & \mathbf{M}_C \\ \mathbf{M}_C^T & \mathbf{M}_g \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\mathbf{x}} \\ \ddot{\mathbf{u}} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C} & \mathbf{C}_C \\ \mathbf{C}_C^T & \mathbf{C}_g \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\mathbf{x}} \\ \dot{\mathbf{u}} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K} & \mathbf{K}_C \\ \mathbf{K}_C^T & \mathbf{K}_g \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{x} \\ \mathbf{u} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{F} \end{bmatrix} \quad (\text{D.8})$$

mit:

x Vektor mit n Komponenten der Gesamtverschiebungen der nicht gehaltenen (freien) Freiheitsgrade;

u Vektor mit m Komponenten der vorgeschriebenen Lagerverschiebungen;

M, **C** und **K** sind die $n \times n$ Masse-, Dämpfungs- und Steifigkeitsmatrix für die freien Freiheitsgrade;

M_g, **C_g** und **K_g** sind die $m \times m$ Masse-, Dämpfungs- und Steifigkeitsmatrix der Lagerfreiheitsgrade;

M_c, **C_c** und **K_c** sind die $n \times m$ Koppelmatrizen; und

F Vektor mit m Komponenten der Reaktionskräfte an den Lagerfreiheitsgraden.

(2) Die gesamte Antwort wird wie folgt zerlegt:

$$\mathbf{x} = \mathbf{x}^s + \mathbf{x}^d \quad (\text{D.9})$$

wobei \mathbf{x}^s , die pseudo-statische Komponente, die Lösung von Gleichung (D.8) ohne die Trägheits- und Dämpfungsterme ist, d. h.:

$$\mathbf{x}^s = -\mathbf{K}^{-1}\mathbf{K}_c \mathbf{u} = \mathbf{R}\mathbf{u} \quad (\text{D.10})$$

Durch Einsetzen von Ausdruck (D.9) und (D.10) in Ausdruck (D.8) erhält man die Differenzialgleichung für die dynamische Komponente als:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}^d + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}^d + \mathbf{K}\mathbf{x}^d \cong -(\mathbf{M}\mathbf{R} + \mathbf{M}_c)\ddot{\mathbf{u}} \quad (\text{D.11})$$

durch Vernachlässigung des vergleichsweise unwichtigen Terms $-(\mathbf{C}\mathbf{R} + \mathbf{C}_c)\dot{\mathbf{u}}$.

(3) Seien Φ , ω_i und ξ_i die Matrizen der Modalformen, der Eigenfrequenzen und der korrespondierenden Dämpfungsgrade des unten eingespannten Bauwerks. Setzt man $\mathbf{x}^d = \Phi\mathbf{y}$ in Gleichung (D.11), erhält man die ungekoppelten Modalgleichungen zu:

$$\ddot{y}_i + 2\xi_i\omega_i\dot{y}_i + \omega_i^2 y_i = \sum_{k=1}^m \beta_{ki}\ddot{u}_k(t) \quad i = 1, \dots, n \quad (\text{D.12})$$

wobei der modale Anteilfaktor die Form:

$$\beta_{ki} = \frac{\boldsymbol{\varphi}_i^T (\mathbf{M}\mathbf{r}_k + \mathbf{M}_c\mathbf{i}_k)}{\boldsymbol{\varphi}_i^T \mathbf{M}\boldsymbol{\varphi}_i} \quad (\text{D.13})$$

hat, in der r_k die k -te Spalte von **R** und i_k die k -te Spalte der $n \times n$ -Einheitsmatrix ist.

(4) Es ist zweckmäßig, eine normierte modale Antwort $s_{ki}(t)$ zu definieren, die die Antwort eines Einmassenschwingers mit der Frequenz und der Dämpfung der i -ten Eigenform für eine Fußpunktbeschleunigung $\ddot{u}_k(t)$ liefert:

$$\ddot{s}_{ki} + 2\xi_i\omega_i\dot{s}_{ki} + \omega_i^2 s_{ki} = \ddot{u}_k(t) \quad (\text{D.14})$$

Offensichtlich gilt:

$$y_i(t) = \sum_{k=1}^m \beta_{ki} s_{ki}(t) \quad (\text{D.15})$$

(5) Eine allgemeine Antwortgröße $z(t)$ (Knotenverschiebung, Schnittgröße usw.) kann als lineare Funktion der Knotenverschiebungen $\mathbf{x}(t)$ beschrieben werden:

$$\mathbf{z}(t) = \mathbf{q}^T \mathbf{x}(t) = \mathbf{q}^T [\mathbf{x}^s(t) + \mathbf{x}^d(t)] \quad (\text{D.16})$$

Einsetzen der Ausdrücke für \mathbf{x}^s und \mathbf{x}^d liefert:

$$z(t) = \sum_{k=1}^m \mathbf{a}_k u_k(t) + \sum_{k=1}^m \sum_{i=1}^n b_{ki} s_{ki}(t) \quad (\text{D.17})$$

mit:

$$\mathbf{a}_k(t) = \mathbf{q}^T \mathbf{r}_k \quad b_{ki} = \mathbf{q}^T \boldsymbol{\varphi}_i \boldsymbol{\beta}_{ki} \quad (\text{D.18})$$

D.3.4.3 Lösung mit Antwortspektren

(1) Die Anwendung der klassischen Zufallsschwingungstheorie in Verbindung mit einem Modell, wie in **D.1** für die Lagerbewegungen $\mathbf{u}(t)$ beschrieben, erlaubt die direkte Angabe der Standardabweichung der interessierenden Antwort $z(t)$ als Funktion der Standardabweichungen der Eingangsprozesse $\mathbf{u}(t)$ und der normierten Modalantworten $\mathbf{s}(t)$, sowie durch die Korrelation zwischen Eingabe- und Ausgabedaten.

(2) Weiterhin erhält man unter Berücksichtigung der Beziehung zwischen den Leistungsspektraldichten der Eingangsprozesse, $\mathbf{G}_{\ddot{\mathbf{u}}\ddot{\mathbf{u}}}(\omega)^5$, und den oben genannten Standardabweichungen und Korrelationen, sowie der Beziehungen zwischen der Leistungsspektraldichte des Antwortprozesses und des Antwortspektrums, folgenden Ausdruck für den Mittelwert der Maximalantwort (z. B. der elastischen Zustandsgröße)⁶:

$$\mu_{z_{\max}} = \sqrt{\sum_{k=1}^m \sum_{l=1}^m \mathbf{a}_k \mathbf{a}_l \rho_{u_k u_l} u_{k,\max} u_{l,\max} + \sum_{k=1}^m \sum_{l=1}^m \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n b_{ki} b_{lj} \rho_{s_{ki} s_{lj}} D_k(\omega_i, \xi_i) D_l(\omega_j, \xi_j)} \quad (\text{D.19})$$

Hier sind $u_{k,\max}$ und $u_{l,\max}$ die maximalen Bodenverschiebungen an den Auflagern k und l , in Übereinstimmung mit dem entsprechenden lokalen elastischen Antwortspektrum nach EN 1998-1:2004, **3.2.2.4**; $D_k(\omega_i, \xi_i)$ und $D_l(\omega_j, \xi_j)$ sind die Werte des elastischen Verschiebungsantwortspektrums an den Auflagern k und l für Frequenzen und Dämpfungsgrade der betrachteten Eigenformen, in Übereinstimmung mit dem entsprechenden lokalen elastischen Antwortspektrum nach EN 1998-1:2004, **3.2.2.2**.

5) $\mathbf{G}_{\ddot{\mathbf{u}}\ddot{\mathbf{u}}}(\omega)$ bezeichnet die Leistungsspektraldichte-Matrix des Bodenbeschleunigungsprozesses, welche zur Vereinfachung der Notation in D.1 nur mit $\mathbf{G}(\omega)$ benannt wird.

6) In Ausdruck (D.19) wurde ein Beitrag weggelassen, der die Korrelation zwischen den u -Termen und den s -Termen berücksichtigt, d. h. $\rho_{u_k s_{lj}}$. Numerische Berechnungen zeigen, dass dieser Beitrag nicht wesentlich ist und vernachlässigt werden kann.

(3) Die Korrelationskoeffizienten $\rho_{u_k u_l}$ zwischen den maximalen Bodenverschiebungen, und $\rho_{s_k s_l}$ zwischen den normierten Modalantworten, sind gegeben durch:

$$\begin{aligned}\rho_{u_k u_l} &= \frac{1}{\sigma_{u_k} \sigma_{u_l}} \int_{-\infty}^{\infty} G_{u_k u_l}(\omega) d\omega \\ \rho_{s_k s_l} &= \frac{1}{\sigma_{s_k} \sigma_{s_l}} \int_{-\infty}^{\infty} H_i(\omega) H_j(-\omega) G_{\ddot{u}_k \ddot{u}_l}(\omega) d\omega \\ \sigma_{u_k}^2 &= \int_{-\infty}^{\infty} G_{u_k u_k}(\omega) d\omega \\ \sigma_{s_k}^2 &= \int_{-\infty}^{\infty} |H_i(\omega)|^2 G_{\ddot{u}_k \ddot{u}_k}(\omega) d\omega\end{aligned}\tag{D.20}$$

wobei $G_{u_k u_l}(\omega)$ der kl -te Term der Leistungsspektraldichte-Matrix der Bodenverschiebungsprozesse ist, der mit dem entsprechenden Wert für die Beschleunigungsprozesse wie folgt zusammenhängt: $\mathbf{G}_{\mathbf{u}\mathbf{u}}(\omega) = \frac{1}{\omega^4} \mathbf{G}_{\ddot{\mathbf{u}}\ddot{\mathbf{u}}}(\omega)$; $H_i(\omega)$ ist die Übertragungsfunktion der normierten Modalverschiebung:

$$H_i(\omega) = \frac{1}{\omega_i^2 - \omega^2 + i2\xi_i \omega_i \omega}\tag{D.21}$$

(4) Für die Auswertung der Integrale in Gleichung (D.20) sollten die Leistungsspektraldichten auf die Antwortspektren bezogen werden, die dem Anwender des gegenwärtigen Ansatzes zur Verfügung stehen sollten. Die folgende Näherungsbeziehung, die gegenüber der in [4] vorgeschlagenen leicht verändert wurde, kann dazu benutzt werden, um Antwortspektrum und Leistungsspektraldichte an einer beliebigen Stelle miteinander in Verbindung zu bringen:

$$\mathbf{G}_{\ddot{\mathbf{u}}\ddot{\mathbf{u}}}(\omega) = \omega^2 \left(\frac{2\xi\omega}{\pi} + \frac{4}{\pi\tau} \right) \left[\frac{D(\omega, \xi)}{2,5} \right]^2 \quad \omega \geq 0\tag{D.22}$$

Hier ist τ die Dauer des stationären Teils der Bodenbewegung, die dem seismischen Ereignis entsprechen muss, der für die Ermittlung von a_g maßgeblich war.

(5) In der Praxis, wenn die lokalen Bodenbedingungen sich vom einen zum anderen Lager unterscheiden, wird die Wirkung dieses Unterschieds bedeutsamer sein als die beiden anderen Phänomene, welche die Korrelation beeinträchtigen. Numerische Berechnungen zeigen außerdem, dass die Berücksichtigung des dritten Terms $\gamma_{ij,3}(\omega)$ in der Kohärenzfunktion nur einen kleinen Einfluss auf die Ergebnisse hat, so dass er näherungsweise gleich Null gesetzt werden kann. Basierend auf diesen Betrachtungen und unter Berücksichtigung des Näherungscharakters der beschriebenen Antwortspektralmethode, liegt eine wesentliche Vereinfachung darin, eine Diagonalmatrix $\mathbf{G}(\omega)$ anzunehmen, d. h. das Bauwerk unter der Belastung eines Vektors unabhängiger Bodenbewegungsprozesse zu betrachten, wobei jeder einzelne durch seine eigene Spektraldichtefunktion charakterisiert wird. Entsprechend vereinfacht sich Gleichung (D.19) zu:

$$\mu_{z_{\max}} = \sqrt{\sum_{k=1}^m a_k^2 u_{k,\max}^2 + \sum_{k=1}^m \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n b_{ki} b_{kj} \rho_{s_{ki} s_{kj}} D_k(\omega_i, \xi_i) D_k(\omega_j, \xi_j)}\tag{D.23}$$

Literatur

- [1] Luco, J. and Wong, H., 1986, "Response of a rigid foundation to a spatially random ground motion" Earth. Eng. Struct. Dyn., 14: 891–908
- [2] Der Kiureghian, A., 1996, "A coherency model for spatially varying ground motions" Earth. Eng. Struct. Dyn., 25: 99–111
- [3] Shinozuka, M., 1972, "Monte Carlo solution of structural dynamics" Comp. Struct., 2: 855–874
- [4] Der Kiureghian, A. and Neuenhofer, A., 1992, "Response spectrum method for multi-support seismic excitations" Earth Eng. Struct. Dyn., 21: 713–740

Anhang E (informativ)

Wahrscheinliche Werkstoffeigenschaften und Verformungskapazität plastischer Gelenke für nicht-lineare Berechnungen

E.1 Allgemeines

(1) Dieser Anhang gibt Anhaltspunkte für die Auswahl der wahrscheinlichen Werkstoffeigenschaften und für die Abschätzung der Deformationskapazität der plastischen Gelenke an. Diese Anhaltspunkte sind nur für die Benutzung im Zusammenhang mit nicht-linearen Berechnungen nach 4.2.4 und 4.2.5 gedacht.

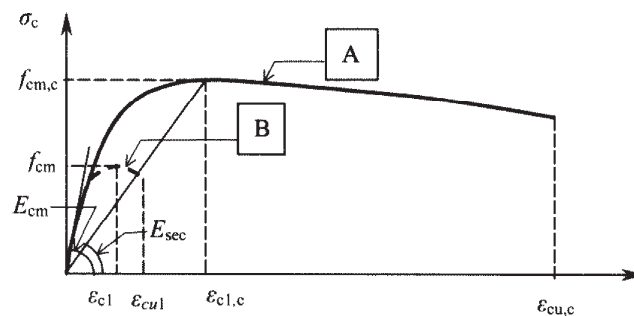
E.2 Wahrscheinliche Werkstoffeigenschaften

E.2.1 Beton

(1) Es sollten Mittelwerte f_{cm} , E_{cm} nach EN 1992-1-1: 2004, Tabelle 3.1 benutzt werden.

(2) Für nicht umschnürten Beton sollte die Spannungs-Dehnungs-Beziehung für nicht-lineare Berechnungen nach EN 1992-1-1:2004, 3.1.5(1) mit den Dehnungswerten ε_{c1} und ε_{cu1} nach Tabelle 3.1 dieser Norm benutzt werden.

(3) Für umschnürten Beton kann folgende Prozedur als Alternative zu EN 1992-1-1:2004, 3.1.9, benutzt werden (siehe Bild E.1):



Legende

- A Umschnürter Beton
- B Nicht umschnürter Beton

Bild E.1 — Spannungs-Dehnungs-Beziehung für umschnürten Beton

ANMERKUNG Dieses Modell der Eigenschaften von umschnürtem Beton ist mit den Werten Φ_u und L_p in den Gleichungen (E.18) und (E.19) konsistent.

(a) Betonspannung σ_c :

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm,c}} = \frac{xr}{r-1+x^r} \quad (E.1)$$

mit:

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1,c}} \quad (E.2)$$

$$r = \frac{E_{cm}}{E_{cm} - E_{sec}} \quad (E.3)$$

Sekanten-Steifigkeitsmodul für die Betondruckfestigkeit:

$$E_{sec} = \frac{f_{cm,c}}{\varepsilon_{c1,c}} \quad (E.4)$$

Betondruckfestigkeit:

$$f_{cm,c} = f_{cm} \lambda_c \quad (E.5)$$

$$\lambda_c = 2,254 \sqrt{1 + 7,94 \frac{\sigma_e}{f_{cm}} - \frac{2\sigma_e}{f_{cm}} - 1,254} \quad (E.6)$$

Dehnung bei Erreichen der Betondruckfestigkeit:

$$\varepsilon_{c1,c} = 0,002 \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cm,c}}{f_{cm}} - 1 \right) \right] \quad (E.7)$$

(b) Wirksame Umschnürungsspannung σ_e :

σ_e ist die wirksame Umschnürungsspannung in beiden Querrichtungen 2 und 3 ($\sigma_e = \sigma_{e2} = \sigma_{e3}$). Diese Spannung kann auf der Grundlage des Verhältnisses der Umschnürungsbewehrung ρ_w , definiert in **6.2.1.2** oder **6.2.1.3**, und ihrer wahrscheinlichen Streckgrenze f_{ym} wie folgt berechnet werden:

— Für kreisförmige Bügel oder Wendel:

$$\sigma_e = \frac{1}{2} \alpha \rho_w f_{ym} \quad (E.8)$$

— Für rechtwinklige Bügel oder Querhaken:

$$\sigma_e = \alpha \rho_w f_{ym} \quad (E.9)$$

wobei α der Beiwert für die Wirksamkeit der Umschnürung ist (siehe EN 1998-1: 2004, **5.4.3.2.2**).

Für nach den konstruktiven Regeln in **6.2.1** umschnürte Brückenpfeiler, die eine Mindestabmessung von $b_{min} \cong 1,0$ m besitzen, kann $\alpha \cong 1,0$ angenommen werden.

ANMERKUNG Wenn bei Anwendung orthogonaler Bügel die Werte von ρ_w in beiden Querrichtungen nicht gleich sind ($\rho_{w2} \neq \rho_{w3}$), dann darf die wirksame Umschnürungsspannung als $\sigma_e = \sqrt{\sigma_{e2}\sigma_{e3}}$ berechnet werden.

(c) Grenz-Betonstauchung $\varepsilon_{cu,c}$

Diese Dehnung sollte mit dem ersten Bruch der Umschnürungs-Ringbewehrung einhergehen. Soweit keine anderen begründeten Aussagen vorliegen, darf sie wie folgt angenommen werden:

$$\varepsilon_{cu,c} = 0,004 + \frac{1,4\rho_s f_{ym} \varepsilon_{su}}{f_{cm,c}} \quad (\text{E.10})$$

mit:

$\rho_s = \rho_w$ für kreisförmige Wendel- oder Ringbewehrung

$\rho_s = 2\rho_w$ für rechtwinklige Bewehrung, und

$\varepsilon_{su} = \varepsilon_{um}$ Mittelwert der Dehnung im Bewehrungsstahl bei maximaler Beanspruchung (siehe EN 1992-1-1:2004, 3.2.2.2)

E.2.2 Bewehrungsstahl

(1) Liegen keine näheren Informationen über den in dem betreffenden Projekt verwendeten Stahl vor, so dürfen die folgenden Werte benutzt werden:

$$\frac{f_{ym}}{f_{yk}} = 1,15 \quad (\text{E.11})$$

$$\frac{f_{tm}}{f_{tk}} = 1,20 \quad (\text{E.12})$$

$$\varepsilon_{su} = \varepsilon_{uk} \quad (\text{E.13})$$

E.2.3 Baustahl

(1) Liegen keine näheren Informationen über den in dem betreffenden Projekt verwendeten Stahl vor, so dürfen die folgenden Werte benutzt werden:

$$\frac{f_{ym}}{f_{yn}} = 1,25 \quad (\text{E.14})$$

$$\frac{f_{um}}{f_{un}} = 1,30 \quad (\text{E.15})$$

wobei f_{yn} und f_{un} jeweils die Nennwerte der Streckgrenze und der Zugfestigkeit sind.

E.3 Rotationskapazität von plastischen Gelenken

E.3.1 Allgemeines

(1) Im Allgemeinen sollte die Rotationskapazität der plastischen Gelenke, $\theta_{p,u}$ (siehe **4.2.4.4(2)c**), unter Einhaltung der Bedingungen aus **2.3.5.2(3)** über Laborversuche bestimmt werden, die an ähnlichen Bauteilen durchgeführt wurden. Dies gilt für die Verformungskapazität von durch Zug beanspruchten Bauteilen oder für plastische Schub-Mechanismen, die in exzentrischen Stahlverbänden benutzt werden.

(2) Die oben genannte Ähnlichkeit bezieht sich auf die folgenden Aspekte der Bauteile, soweit sie relevant sind:

- Geometrie des Bauteils
- Belastungsgeschwindigkeit
- Verhältnis der Zustandsgrößen untereinander (Biegemoment, Normalkraft, Querkraft)
- Bewehrungsanordnung (Längs- und Querbewehrung, Umschnürungen inbegriffen), für bewehrte Betonbauteile
- Lokale Bedingungen und/oder Bedingungen für das Schubbeulen von Stahlbauteilen

(3) Ist keine Herleitung aufgrund von Messergebnissen möglich, darf der Reduktionsfaktor $\gamma_{R,p}$ des Ausdrucks (4.21) als $\gamma_{R,p} = 1,40$ angenommen werden.

E.3.2 Stahlbeton

(1) Liegen keine aussagekräftigen Versuchsergebnisse vor, wie in **E.3.1** erwähnt, dürfen die plastische Rotationskapazität $\theta_{p,u}$, und die gesamte Sehnendrehung θ_u der plastischen Gelenke (Bild 2.4) auf der Basis der maximalen Krümmung ϕ_u und der Länge des plastischen Gelenks L_p (Bild E.2) wie folgt berechnet werden:

$$\theta_u = \theta_y + \theta_{p,u} \quad (\text{E.16a})$$

$$\theta_{p,u} = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(1 - \frac{L_p}{2L} \right) \quad (\text{E.16b})$$

mit:

L Abstand vom Endquerschnitt des plastischen Gelenks zum Momentennullpunkt des Pfeilers

ϕ_y Fließkrümmung

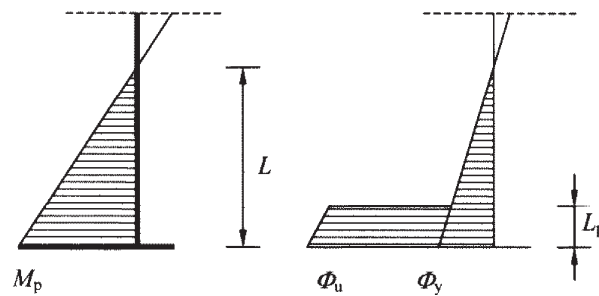


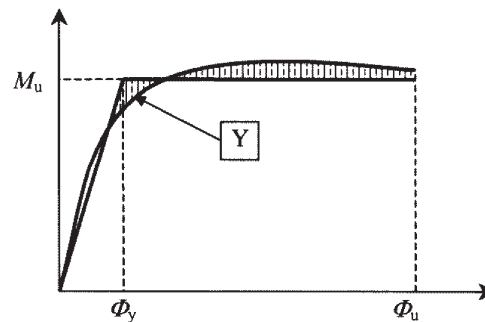
Bild E.2 — Φ_y und Φ_u

Bei linearem Verlauf des Biegemoments darf die Fließrotation θ_y angenommen werden als:

$$\theta_y = \frac{\Phi_y L}{3} \quad (\text{E.17})$$

(2) Sowohl Φ_y als auch Φ_u sollten anhand einer Momenten-Krümmungs-Berechnung des Querschnitts bestimmt werden, bei einer Normalkraft entsprechend der seismischen Bemessungskombination (siehe auch (4)). Wenn $\varepsilon_c \geq \varepsilon_{cu1}$ ist sollte nur der umschnürte Betonkernquerschnitt betrachtet werden.

(3) Φ_y sollte mittels Idealisierung des tatsächlichen $M-\Phi$ -Diagramms durch ein bilineares Diagramm mit gleicher Fläche jenseits des Punktes für das erste Fließen der Bewehrung berechnet werden, dargestellt in Bild E.3.



Legende

Y Fließen des ersten Bewehrungsstabes

Bild E.3 — Definition von Φ_y

(4) Die größte Krümmung Φ_u am plastischen Gelenk des Bauteils sollte angenommen werden als:

$$\Phi_u = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_c}{d} \quad (\text{E.18})$$

Dabei ist

d die effektive Querschnittshöhe

ε_s und ε_c die Bewehrungs- und Betondehnungen (Stauchungen negativ), die aus der Bedingung abgeleitet wurden, dass entweder eine oder beide Dehnungen die folgenden Maximalwerte erreicht haben:

- ε_{cu1} für die Stauchung von nicht umschnürtem Beton (siehe EN 1992-1-1:2004, Tabelle 3.1)
- $\varepsilon_{cu,c}$ für die Stauchung von umschnürtem Beton (siehe **E.2.1(3)(c)** oder EN 1992-1-1: 2004, **3.1.9(2)**)
- ε_{su} für die Zugdehnung der Bewehrung (siehe **E.2.1(3)(c)**)

(5) Tritt ein plastisches Gelenk an dem oberen oder unteren Anschluss eines Pfeilers mit dem Überbau oder dem Fundamentkörper (Einzelfundament oder Pfahlkopfplatte), mit Längsbewehrung der charakteristischen Streckgrenze f_{yk} (in MPa) und Stabdurchmesser d_{bL} auf, dann darf die Länge L_p des plastischen Gelenks wie folgt angenommen werden:

$$L_p = 0,10L + 0,015f_{yk}d_{bL} \quad (E.19)$$

wobei L der Abstand des Querschnitts mit dem plastischen Gelenk bis zum Querschnitt mit dem Biegemoment gleich Null unter der seismischen Einwirkung ist.

(6) Die oben genannte Berechnung der plastischen Rotationskapazität gilt für Pfeiler mit der Schubschlankheit

$$\alpha_s = \frac{L}{d} \geq 3,0 \quad (E.20)$$

Für $1,0 \leq \alpha_s < 3,0$ sollte die plastische Rotationskapazität mit dem folgenden Abminderungsbeiwert multipliziert werden:

$$\lambda(\alpha_s) = \sqrt{\frac{\alpha_s}{3}} \quad (E.21)$$

Anhang F (informativ)

Zusatzmasse des mitbewegten Wassers bei im Wasser stehenden (eingetauchten) Pfeilern

(1) Soweit keine genaueren Berechnungsergebnisse vorliegen, sollte die gesamte effektive Masse in einer horizontalen Richtung eines im Wasser stehenden Pfeilers gleich der Summe der folgenden Anteile sein:

- die tatsächliche Masse des Pfeilers (ohne Berücksichtigung des Auftriebs);
- die möglicherweise im Pfeiler eingeschlossene Wassermasse (für hohle Pfeiler);
- die zusätzliche Masse m_a von dem mitbewegten Wasser je Längeneinheit des im Wasser stehenden Pfeilers.

(2) Für Pfeiler mit kreisförmigem Querschnitt mit dem Radius R darf m_a wie folgt berechnet werden:

$$m_a = \rho \pi R^2 \quad (\text{F.1})$$

wobei ρ die Dichte des Wassers ist.

(3) Für Pfeiler mit elliptischem Querschnitt (siehe Bild F.1) und den Achsen $2a_x$ und $2a_y$ sowie einer horizontalen seismischen Einwirkung in Richtung θ zur X -Achse des Querschnitts kann m_a wie folgt berechnet werden:

$$m_a = \rho \pi (a_y^2 \cos^2 \theta + a_x^2 \sin^2 \theta) \quad (\text{F.2})$$

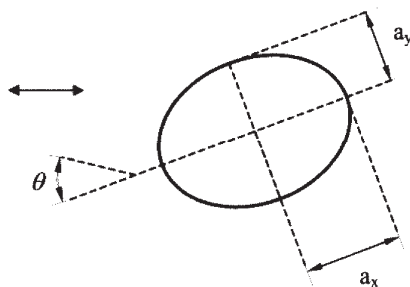


Bild F.1 — Definition der Abmessungen eines elliptischen Pfeilerquerschnitts

(4) Für Pfeiler mit rechteckigem Querschnitt und den Abmessungen $2a_x$ und $2a_y$ sowie der Erdbebeneinwirkung in X -Richtung (siehe Bild F.2) kann m_a wie folgt berechnet werden:

$$m_a = k \rho \pi a_y^2 \quad (\text{F.3})$$

wobei k der Tabelle F.1 entnommen wird (Lineare Interpolation erlaubt).

Tabelle F.1 — Abhängigkeit des Zusatzmassen Koeffizienten von rechtwinkligen Pfeilern vom Seitenverhältnis des Querschnitts

a_y/a_x	K
0,1	2,23
0,2	1,98
0,5	1,70
1,0	1,51
2,0	1,36
5,0	1,21
10,0	1,14
∞	1,00

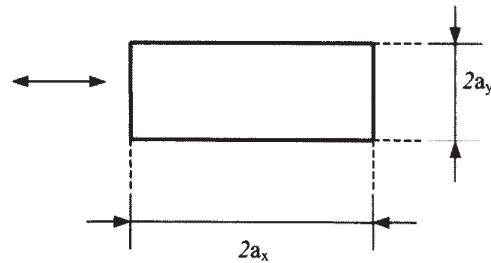


Bild F.2 — Definition der Abmessungen eines rechteckigen Pfeilerquerschnitts

Anhang G (normativ)

Berechnung von Zustandsgrößen nach der Kapazitätsbemessung

G.1 Generelle Vorgehensweise

(1)P Die folgende Vorgehensweise muss in der Regel getrennt für jede der beiden horizontalen Komponenten der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung mit den Vorzeichen + oder – angewandt werden:

(2)P Schritt 1:

Berechnung der Bemessungs-Biegefestigkeiten $M_{Rd,h}$ der Querschnitte der beabsichtigten plastischen Gelenke, entsprechend der betrachteten horizontalen Richtung der seismischen Einwirkung (A_E) mit dem entsprechenden Vorzeichen (+ oder –). Die Festigkeiten müssen auf den tatsächlichen Abmessungen der Querschnitte und dem endgültigen Ausmaß der Längsbewehrung basieren. Die Berechnung muss die Interaktion mit der Normalkraft und möglicherweise dem Biegemoment in der Querrichtung berücksichtigen, die beide aus der Berechnung in der Erdbeben-Bemessungssituation nach Gleichung (5.4) von 5.5 resultieren.

(3)P Schritt 2:

Berechnung der Änderung der Zustandsgrößen ΔA_c des plastischen Mechanismus, entsprechend der Erhöhung der Momente der plastischen Gelenke (ΔM_h), aus (a) den Werten aufgrund der ständigen Einwirkungen ($M_{G,h}$) und (b) den Überfestigkeitsmomenten der Querschnitte.

$$\Delta M_h = \gamma_0 M_{Rd,h} - M_{G,h} \quad (G.1)$$

wobei γ_0 der Überfestigkeitsbeiwert aus 5.3 ist.

(4) Die Zustandsgrößen ΔA_c dürfen in der Regel aus den Gleichgewichtsbedingungen berechnet werden, während angemessene Näherungen bezüglich der Kompatibilität der Verformungen akzeptabel sind.

(5)P Schritt 3:

Die endgültigen Zustandsgrößen der Kapazitätsbemessung A_c müssen durch Überlagerung der Änderung ΔA_c mit der ständigen Einwirkung A_G bestimmt werden:

$$A_c = A_G + \Delta A_c \quad (G.2)$$

G.2 Vereinfachte Annahmen

(1) Vereinfachungen der allgemeinen Vorgehensweise aus G.1 sind zulässig, solange G.1(4) erfüllt ist.

(2) Wenn das Biegemoment infolge von ständigen Einwirkungen an dem plastischen Gelenk vernachlässigbar gegenüber der Biegemoment-Überfestigkeit des Querschnitts ist ($M_{G,h} \ll \gamma_0 M_{Rd,h}$), darf Schritt 2 aus G.1(3)P durch eine direkte Schätzung der Schnittkräfte ΔA_c aus der Erdbeben-Bemessungseinwirkung A_E ermittelt werden. Dies ist üblicherweise in Querrichtung des Pfeilers der Fall, oder in beiden

Richtungen wenn die Pfeiler gelenkig mit dem Überbau verbunden sind. In solchen Fällen darf der Kapazitätsbemessungswert der Querkraft von Pfeiler „i“ wie folgt abgeschätzt werden:

$$V_{C,i} = \Delta V_i = \frac{\gamma_0 M_{Rd,h,l}}{M_{E,i}} V_{E,i} \quad (G.3)$$

und die Zustandsgrößen der Kapazitätsbemessung für den Überbau und die Widerlager dürfen aus folgender Beziehung berechnet werden:

$$\Delta A_C \cong \frac{\sum V_{C,i}}{\sum V_{E,i}} A_E \quad (G.4)$$

Anhang H (informativ)

Statische nicht-lineare Berechnung (Pushover)

H.1 Berechnungsrichtungen, Referenzpunkt und Zielverschiebungen

(1) Die nicht-lineare Berechnung nach 4.2.5 sollte für die zwei folgenden horizontalen Richtungen durchgeführt werden:

- in Längsrichtung x , definiert durch die Mittelpunkte der zwei Endquerschnitte des Überbaus;
- in Querrichtung y , welche rechtwinklig zur Längsrichtung angenommen werden sollte.

(2) Der Referenzpunkt sollte der Massenmittelpunkt des verformten Überbaus sein.

(3) In beiden horizontalen Richtungen x und y , definiert in (1), sollte eine statische nicht-lineare Berechnung in Übereinstimmung mit 4.2.5 durchgeführt werden, bis die folgenden Zielverschiebungen des Referenzpunktes erreicht sind:

- in X -Richtung (Längsrichtung):

$$d_{T,x} = d_{E,x} \quad (\text{H.1})$$

- in Y -Richtung: (Querrichtung):

$$d_{T,y} = d_{E,y} \quad (\text{H.2})$$

mit:

$d_{E,x}$ Verschiebung in X -Richtung des Massenmittelpunktes des verformten Überbaus, resultierend aus der unter der Annahme $q = 1,0$ aufgrund von $E_x + 0,3E_y$ durchgeführten äquivalenten linearen multimodalen Antwortspektrumsberechnung (in Übereinstimmung mit 4.2.1.3). Die Antwortspektrumsberechnung sollte unter Benutzung der effektiven Steifigkeit von duktilen Bauteilen nach 2.3.6.1 durchgeführt werden.

$d_{E,y}$ Verschiebung in Y -Richtung des gleichen Punktes, berechnet analog zu oben für $d_{E,x}$.

H.2 Lastverteilung

(1) Die Zuwächse der horizontalen Last $\Delta F_{i,j}$, die auf die konzentrierte Masse M_i in der betrachteten Richtung und für jeden Lastschritt j einwirken, sollten angenommen werden zu:

$$\Delta F_{i,j} = \Delta \alpha_j g M_i \zeta_i \quad (\text{H.3})$$

mit:

$\Delta \alpha_j$ Zuwachs der horizontalen Kraft, normiert auf das Gewicht gM_i , das in Schritt j aufgebracht wurde, und

ζ_i Formfaktor, der die Lastverteilung entlang des Bauwerks definiert.

(2) Solange keine bessere Näherung Anwendung findet, sollten die beiden folgenden Verteilungen untersucht werden:

a) *konstant entlang des Überbaus*, wobei

für den Überbau

$$\zeta_i = 1 \quad (\text{H.4})$$

und für die Pfeiler, die mit dem Überbau verbunden sind

$$\zeta_i = \frac{z_i}{z_P} \quad (\text{H.5})$$

gilt.

Dabei ist

z_i der Abstand des Punktes i vom Fundament des einzelnen Pfeilers und

z_P die gesamte Höhe von Pfeiler P (Abstand vom Baugrund bis zur Mittellinie des Überbaus).

b) *proportional zu der ersten Eigenform*, wobei

ζ_i proportional zu der Komponente der modalen Verschiebung von Punkt i in der betrachteten horizontalen Richtung in der Grundeigenform und in der gleichen Richtung ist. Die Eigenform mit dem größten Anteilfaktor in der betrachteten Richtung sollte als die Grundeigenform in dieser Richtung angenommen werden. Speziell für die Pfeiler darf alternativ folgende Näherung benutzt werden:

$$\zeta_i = \zeta_{T,P} \frac{z_i}{z_P} \quad (\text{H.6})$$

wobei $\zeta_{T,P}$ der Wert von ζ ist, der dem Verbindungspunkt des Überbaus und des Pfeilers P entspricht.

H.3 Verformungsbedarf

(1) Die Werte des Verformungsbedarfs an jedem plastischen Gelenk sollten mit (4.20) nachgewiesen werden, wobei θ_{Ed} die maximale Nachfrage für die Sekantenrotation bei Erreichen der Zielverschiebung bezeichnet (siehe 4.2.4.4(2)c).

(2) In jeder Richtung definiert die gesamte Verformung im ersten Lastschritt, wenn beide Seiten der Beziehung (4.20) im plastischen Gelenk gleich werden, den Bemessungs-Grenzverformungszustand der Brücke. Wenn die Verschiebung des Referenzpunktes in diesem Zustand kleiner als die Zielverschiebung in der entsprechenden Richtung ist, sollte der Entwurf als unbefriedigend gelten und entsprechend verändert werden.

ANMERKUNG 1 Erhöht man die Längsbewehrung der kritischen Querschnitte des plastischen Gelenks bis zur Grenze des konstruktiv Machbaren, dann führt dies hauptsächlich zu einer entsprechenden Erhöhung der effektiven Steifigkeit der duktilen Bauteile (nach 2.3.6.1) und konsequenterweise zu einer Abminderung der Zielverschiebung nach H.1(3) sowie der Verformungsnachfrage θ_{Ed} nach H.3(1). Im Allgemeinen führt eine Erhöhung der Abmessungen der Querschnitte der duktilen Bauteile zu einer Abminderung des Verformungsbedarfs sowie zu einer Erhöhung der Verformungskapazität der Bauteile.

ANMERKUNG 2 Die hier beschriebene Vorgehensweise zur Bemessung der duktilen Bauteile beinhaltet nur Nachweise der Verformungen/Nerschiebungen (keine Festigkeitsnachweise). Nicht-duktiler Versagensnachweise (Querkraft) für duktile und nicht-duktiler Bauteile werden jedoch über Festigkeitsnachweise nach **4.2.4.4(2)(e)** durchgeführt.

(3) In Längsrichtung einer im Wesentlichen geraden Brücke sind die Verschiebungen aller Pfeilerköpfe, die mit dem Überbau verbunden sind, praktisch gleich der Verschiebung des Referenzpunktes. In diesem Fall können die Werte des Verformungsbedarfs der plastischen Gelenke direkt von den Zielverschiebungen abgeleitet werden.

H.4 Nachweise für den Überbau

(1) Es sollte nachgewiesen werden, dass kein wesentliches Fließen nach **5.6.3.6(2)** und **5.6.3.6(3)** im Überbau auftritt, bevor die Zielverschiebung erreicht ist (siehe **4.2.4.4(2)(d)**).

(2) Ein Abheben aller Lager des gleichen Auflagers, bevor die Zielverschiebung erreicht ist, sollte vermieden werden. Ein Abheben einzelner Lager des gleichen Auflagers, bevor die Zielverschiebung erreicht ist, ist akzeptabel, solange es keine negative (schädigende) Auswirkung auf die Lager hat.

H.5 Nachweis nicht-duktiler Versagensformen und des Baugrunds

(1) Alle Bauteile sollten gegen nicht-duktiler Versagensformen (Schub), nach **4.2.4.4(2)(e)**, unter Anwendung der Kräfteverteilung entsprechend der Zielverschiebung als Bemessungseinwirkung nachgewiesen werden. Das gleiche gilt für den Nachweis des Baugrunds.

Anhang J (normativ)

Veränderlichkeit der Bemessungseigenschaften seismischer Isolationsvorrichtungen

J.1 Faktoren, die zu einer Veränderlichkeit der Bemessungseigenschaften führen

(1) Die Beurteilung von oberen und unteren Grenzwerten der Bemessungseigenschaften (Upper Bound Design Properties und Lower Bound Design Properties, UBDPs und LBDPs) wie sie für die Bemessung des Isolationssystems nach 7.5.2.4 benötigt werden, sollte durch Auswertung des Einflusses folgender Faktoren auf jede Eigenschaft erfolgen:

- f_1 : Alterung (einschließlich Korrosion);
- f_2 : Temperatur (Mindesttemperatur für die Bemessung der Isolationsvorrichtung $T_{\min,b}$);
- f_3 : Verunreinigung;
- f_4 : kumulativer Weg (Abnutzung).

Im Allgemeinen sind es folgende Bemessungseigenschaften bei zyklischer Beanspruchung, die von obigen Faktoren beeinflusst werden (siehe Bild 7.1 und Bild 7.3).

- Die post-elastische Steifigkeit K_p .
- Die Kraft bei einer Nullverschiebung F_0 .

A2 (2) Die Mindesttemperatur der Isolationsvorrichtung für die seismische Bemessungssituation, $T_{\min,b}$, sollte den klimatischen Bedingungen des Brückenstandorts entsprechen.

ANMERKUNG Das Verfahren zur Bestimmung des Werts der Mindesttemperatur der Isolationsvorrichtung zur Anwendung in einem Land in der Erdbeben-Bemessungssituation darf im Nationalen Anhang des Landes festgelegt werden. Der empfohlene Wert ist wie folgt:

$$T_{\min,b} = T_{av} - \psi_2 (T_{av} - T_{\min}) + \psi_2 \Delta T_1$$

Dabei ist

T_{av} der jährliche Mittelwert der Mindest-Lufttemperatur im Schatten am Brückenstandort. Er darf als Mittelwert aus den charakteristischen Werten der Höchst- und Mindest-Lufttemperatur im Schatten am Brückenstandort nach EN 1991-1-5:2003, 6.1.3.2, d. h. $T_{av} = (T_{\max} + T_{\min})/2$, angenommen werden. Sofern keine spezifischen Angaben verfügbar sind, darf der Wert $T_{av} = 10 \text{ °C}$ verwendet werden.

ψ_2 der Kombinationsbeiwert für thermische Einwirkungen für die Erdbeben-Bemessungssituation nach EN 1990:2002 und EN 1990:2002/A1:2005, Anhang A.2 und

$\Delta T_1 = T_{e,\min} - T_{\min}$ die Differenz zwischen der minimalen konstanten Temperatur der Brücke $T_{e,\min}$ und der Mindest-Lufttemperatur im Schatten T_{\min} nach EN 1991-1-5:2003 und EN 1991-1-5:2003/AC:2009, 6.1.3.1(4). **A2**

J.2 Auswertung der Veränderlichkeit

(1) Im Allgemeinen sollte der Einfluss eines jeden der in J.1 aufgeführten Faktoren f_i ($i = 1$ bis 4) auf jede Bemessungseigenschaft durch Vergleich von: (a) den Größt- und Kleinstwerten ($maxDP_{fi}$ und $minDP_{fi}$) der Bemessungseigenschaft infolge des Einflusses des Faktors f_i zu (b) den nominalen Größt- und Kleinstwerten ($maxDP_{nom}$ und $minDP_{nom}$) derselben Eigenschaft, wie bei Versuchen an Prototypen gemessen, bestimmt werden. Folgende Verhältniszahlen sollten zur Auswertung des Einflusses von jedem Faktor f_i auf die untersuchte Bemessungseigenschaft ermittelt werden.

$$\lambda_{max,fi} = \frac{maxDP_{fi}}{maxDP_{nom}} \quad (J.2)$$

$$\lambda_{min,fi} = \frac{minDP_{fi}}{minDP_{nom}} \quad (J.3)$$

ANMERKUNG 1 Der informative Anhang K liefert Anweisungen über Prototyp- oder Typversuche in Fällen wo prEN 15129:200X („Antiseismische Vorrichtungen“) keine genauen Anforderungen für solche Versuche enthält.

ANMERKUNG 2 Der den λ -Beiwerten zur Verwendung in einem Land zugewiesene Wert kann in seinem Nationalen Anhang festgelegt sein. Empfohlene Werte/Anleitungen für oft verwendete Isolationsvorrichtungen, z. B. spezielle Elastomerlager, Gummilager mit Bleikern, Gleitlager und viskose Flüssigkeitsdämpfer werden in dem informativen Anhang JJ gegeben.

(2) Der bei der Bemessung verwendete effektive UBDP-Wert sollte wie folgt ermittelt werden:

$$UBDP = maxDP_{nom} \cdot \lambda_{U,f1} \cdot \lambda_{U,f2} \cdot \dots \cdot \lambda_{U,f5} \quad (J.4)$$

mit den modifizierenden Beiwerten

$$\lambda_{U,f1} = 1 + (\lambda_{max,fi} - 1) \psi_{fi} \quad (J.5)$$

Die Kombinationswerte ψ_{fi} berücksichtigen die kleinere Wahrscheinlichkeit des gleichzeitigen Auftretens der maximalen ungünstigen Einflüsse aller Faktoren und sollten nach Tabelle J.2 angenommen werden:

Tabelle J.2 — Kombinationsbeiwerte ψ_{fi}

Bedeutungskategorie	ψ_{fi}
III	0,90
II	0,70
I	0,60

(3) Im Allgemeinen sollte für den effektiven LBDP-Wert (und den einschlägigen modifizierenden Beiwerten $\lambda_{L,fi}$) ein ähnlicher Ansatz wie bei (J.4) und (J.5) verwendet werden, zusammen mit $\lambda_{min,fi}$. Für die oft verwendeten Elastomer- und Reiblager kann jedoch im Allgemeinen angenommen werden, dass:

$$\lambda_{min,fi} = 1 \quad (J.6)$$

und folglich

$$LBDP = minDP_{nom} \quad (J.7)$$

(4) Für Flüssigkeitsdämpfer und wenn keine Ergebnisse besonderer Untersuchungen vorliegen, darf angenommen werden dass:

$$UBDP = \max DP_{\text{nom}}$$

$$LBDP = \min DP_{\text{nom}}$$

Anhang JJ (informativ)

λ -Beiwerte für übliche Isolationstypen

JJ.1 λ_{\max} -Werte für Elastomerlager

(1) Soweit keine anderen Werte durch geeignete Versuche gewonnen wurden, können die in den Tabellen JJ.1 bis JJ.4 angegebenen λ_{\max} -Werte für die Abschätzung der UBDP verwendet werden.



Tabelle JJ.1 — f_1 – Alterung

Komponente	$\lambda_{\max, f1}$ für	
	K_p	F_0
LDRB	1,1	1,1
HDRB1	1,2	1,2
HDRB2	1,3	1,3
Bleikern	—	1,0

mit den folgenden Bezeichnungen der Gummikomponenten:

LDRB: Schwach gedämpfte Gummilager mit einem Schubmodul $> 0,5$ MPa bei 100 % Schubverformung

HDRB1: Stark gedämpfte Gummilager mit $\zeta_{\text{eff}} \leq 0,15$ und einem Schubmodul $> 0,5$ MPa bei 100 % Schubverformung

HDRB2: Stark gedämpfte Gummilager mit $\zeta_{\text{eff}} > 0,15$ oder einem Schubmodul $\leq 0,5$ MPa bei 100 % Schubverformung

Bleikern: Bleikern für Gummilager mit Bleikern (LRB)

Tabelle JJ.2 — f_2 – Temperatur

Bemessungs- Temperatur $T_{\text{min},b}$ (°C)	$\lambda_{\max, f2}$ für					
	K_p			F_0		
	LDRB	HDRB1	HDRB2	LDRB	HDRB1	HDRB2
20	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
0	1,1	1,1	1,2	1,3	1,3	1,3
-10	1,1	1,2	1,4	1,4	1,4	1,4
-30	1,3	1,4	2,0	1,5	2,0	2,5

$T_{\min,b}$ ist die kleinste Temperatur des Isolators für die Erdbeben-Bemessungssituation, in Abhängigkeit vom Brückenstandort (siehe (2) in J.1 von Anhang J). $\overline{A_1}$

Tabelle JJ.3 — f_3 – Verunreinigung

$\lambda_{\max,f3} = 1,0$

Tabelle JJ.4 — f_4 – Kumulative Wege

Gummi	$\lambda_{\max,f4} = 1,0$
Bleikern	Bestimmung durch Versuche

JJ.2 λ_{\max} -Werte für gleitende Isolierungseinheiten

(1) Soweit keine anderen Werte durch geeignete Versuche gewonnen wurden, können die in den Tabellen JJ.5 bis JJ.8 angegebenen λ_{\max} -Werte für die Abschätzung der maximalen Kraft bei einer Nullverschiebung F_0 entsprechend den UBDP verwendet werden. Die Werte für ungeschmierte PTFE können auch für Reibpendellager verwendet werden.

Tabelle JJ.5 — f_1 – Alterung

Komponente	$\lambda_{\max,f1}$					
	Ungeschmierte PTFE		Geschmierte PTFE		Metall-Metall-Kontaktflächen	
Umgebungsbedingungen	Versiegelt	Unversiegelt	Versiegelt	Unversiegelt	Versiegelt	Unversiegelt
Normal	1,1	1,2	1,3	1,4	2,0	2,2
Aggressiv	1,2	1,5	1,4	1,8	2,2	2,5

Die Werte in Tabelle JJ.5 gelten bei folgenden Bedingungen:

- Es werden Edelstahl-Gleitflächen vorausgesetzt
- Es werden unversiegelte Bedingungen angenommen, mit Einwirkung von Wasser und Salz auf die Gleitflächen
- Aggressive Umgebungsbedingungen umfassen Meeres- und Industriebedingungen

Die Werte für Metall-Metall-Kontaktflächen gelten für Edelstahl und Bronze-Gleitflächen.

Tabelle JJ.6 — f_2 – Temperatur

Bemessungs- temperatur	$\lambda_{\max,f2}$		
	Ungeschmierte PTFE	Geschmierte PTFE	Metall-Metall- Kontaktflächen
$T_{\min,b}$ (°C)			
20	1,0	1,0	Bestimmung durch Versuche
0	1,1	1,3	
- 10	1,2	1,5	
- 30	1,5	3,0	

Tabelle JJ.7 — f_3 – Verunreinigung

Installation	$\lambda_{\max,f3}$		
	Ungeschmierte PTFE	Geschmierte PTFE	Metallische Kontaktflächen
Versiegelt, mit der Edelstahlfläche nach unten	1,0	1,0	1,0
Versiegelt, mit der Edelstahlfläche nach oben	1,1	1,1	1,1
Unversiegelt, mit der Edelstahlfläche nach unten	1,2	3,0	1,1

Die Werte in Tabelle JJ.7 gelten für folgende Bedingungen:

- Es wird angenommen, dass die Versiegelung der Lager einen ausreichenden Schutz gegen Verunreinigungen für alle Gebrauchstauglichkeitszustände bietet

Tabelle JJ.8 — f_4 – Kumulative Wege

Kumulative Wege (km)	$\lambda_{\max,f4}$		
	Ungeschmierte PTFE	Geschmierte PTFE	Metall-Metall- Kontaktflächen
$\leq 1,0$	1,0	1,0	Bestimmung durch Versuche
$1,0 < \text{und} \leq 2$	1,2	1,0	Bestimmung durch Versuche

Anhang K (informativ)

Versuche zur Bestätigung der Bemessungseigenschaften von Isolationsvorrichtungen

K.1 Anwendungsgebiet

(1) Ziel dieses informativen Anhang ist es, eine Anleitung zu Prototyp- oder Typversuchen in Fällen anzubieten, wo prEN 15129:200X („Antiseismische Vorrichtungen“) keine detaillierten Anforderungen für derartige Versuche beinhaltet.

(2) Die Wertebereiche für die Verformungskennwerte und die Dämpfungswerte der Isolationsvorrichtungen, die für den Entwurf und die Berechnung von seismisch isolierten Brücken verwendet werden, können durch die in diesem Anhang beschriebenen Versuche bestätigt werden. Diese Versuche sind nicht für die Verwendung als Versuche zur Qualitätskontrolle vorgesehen.

(3) Die Prototypversuche nach **K.2** zielen darauf ab, den Bereich der im Entwurf angenommenen nominellen Bemessungseigenschaften der Isolatoren-Einheiten zu ermitteln oder zu bestätigen. Diese Versuche sind im Allgemeinen projektspezifisch. Dennoch sind vorhandene Ergebnisse von durchgeführten Versuchen mit Prüfkörpern von ähnlichem Typ, ähnlicher Größe und mit vergleichbaren Werten der Entwurfsparameter akzeptabel.

(4) Ziel der Versuche in **K.3** ist es, die üblicherweise nicht projektspezifischen Eigenschaften der Isolatoren zu untermauern.

K.2 Prototypversuche

K.2.1 Allgemeines

(1) Die Versuche sollten mit mindestens zwei Versuchskörpern durchgeführt werden. Die Prüfkörper sollten vor den Prototypversuchen keinen horizontalen oder vertikalen Lasten ausgesetzt werden.

(2) Im Allgemeinen sollten Prüfkörper in Originalgröße verwendet werden. Die zuständigen, fachkundigen Stellen können die Durchführung bestimmter Versuche an Prüfkörpern kleineren Maßstabs erlauben, doch nur wenn in den vorhandenen Versuchseinrichtungen keine Möglichkeiten für Versuche an Prüfkörpern in Originalgröße vorhanden sind.

(3) Wenn Prüfkörper kleineren Maßstabs verwendet werden, sollten diese aus dem gleichen Material und vom gleichen Typ, geometrisch ähnlich zu den Versuchskörpern in Originalgröße und mit dem gleichen Verfahren und der gleichen Qualitätskontrolle hergestellt sein.

K.2.2 Versuchsabfolge

(1) Die folgende Abfolge der Versuche sollte für die vorgeschriebene Anzahl von Zyklen unter einer vertikalen Belastung gleich der durchschnittlichen ständigen Belastung für alle Isolationsvorrichtungen gleichen Typs und gleicher Größe durchgeführt werden.

T_1 Drei vollständige Zyklen mit der positiven und negativen Amplitude der maximalen Temperaturverschiebung bei einer Versuchsgeschwindigkeit größer oder gleich 0,1 mm/min.

- T_2 Zwanzig vollständige Belastungszyklen mit der positiven und negativen Amplitude der maximalen nicht-seismischen Bemessungsauflagerkraft bei einer mittleren Versuchsfrequenz von 0,5 Hz. Im Anschluss an den zyklischen Versuch sollte die Belastung auf dem Probekörper für 1 Minute konstant gehalten werden.
- T_3 Fünf vollständige Zyklen mit der Amplitude der gesamten Erdbeben-Bemessungsverschiebung.
- T_4 Fünfzehn vollständige Zyklen mit der Amplitude der gesamten Bemessungsverschiebung. Die Zyklen können in drei Gruppen zu je fünf Zyklen aufgebracht werden, wobei zwischen jeder Gruppe eine Pause zur Abkühlung der Probe einzuhalten ist.
- T_5 Wiederholung von Versuch T_2 , jedoch mit einer Reduzierung auf drei Zyklen.
- T_6 Falls eine Isolationseinheit gleichzeitig ein vertikales lastabtragendes Element ist, sollte sie ebenfalls für einen vollständigen Zyklus mit der gesamten Erdbeben-Bemessungsverschiebung unter den folgenden vertikalen Lasten untersucht werden;

$$1,2 Q_G + |\Delta F_{Ed}|$$

$$0,8 Q_G - |\Delta F_{Ed}|$$

mit

Q_G Ständige Last und

ΔF_{Ed} Zusätzliche vertikale Last infolge seismisch bedingter Kippeffekte, basierend auf der maximalen Antwort unter der Erdbeben-Bemessungseinwirkung.

(2) Die Versuche T_3 , T_4 und T_6 sollten bei einer Frequenz gleich dem Reziprokwert der effektiven Schwingungsdauer des Isolationssystems durchgeführt werden. Ausnahmen von dieser Regel sind für Isolationseinheiten zugelassen, die nicht von der Belastungsgeschwindigkeit (deren Hauptfolge die viskose oder Reibungserwärmung der Probe ist) abhängig sind. Die Kraft-Verformungs-Eigenschaften einer Isolator-Einheit gelten als unabhängig von der Belastungsgeschwindigkeit, wenn in den Werten für F_o und K_p , welche die Hystereseschleife definieren (siehe Bild 7.1), eine jeweils kleinere Änderung als 15 % für folgenden Versuch auftritt: Drei vollständige Zyklen mit der Bemessungsverschiebung als Amplitude und Frequenzen zwischen dem 0,2- und dem 2fachen Reziprokwert der effektiven Schwingungsdauer des Isolationssystems.

K.2.3 Bestimmung der Isolatorkennwerte

K.2.3.1 Kraft- Verformungs- Eigenschaften

(1) Die effektive Steifigkeit einer Isolationsvorrichtung sollte für jeden Belastungszyklus wie folgt berechnet werden:

$$K_{\text{eff}} = \frac{F_p - F_n}{d_p - d_n} \quad (\text{K.1})$$

mit:

d_p und d_n Maximale positive bzw. maximale negative Versuchsverformungen, und

F_p und F_n Maximale positive und negative Kräfte für Einheiten mit hysteretischem oder Reibungsverhalten, oder die positiven und negativen Kräfte entsprechend d_p und d_n für Einheiten mit viskoelastischem Verhalten.

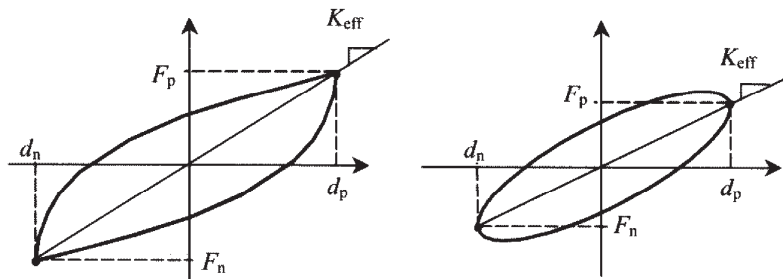


Bild K.1 — Kraft-Verschiebungs Diagramme
 (Links: hysteretisches- oder Reibungsverhalten; rechts: viskoses Verhalten)

K.2.3.2 Dämpfungseigenschaften

(1) Die je Zyklus dissipierte Energie E_{D_i} einer Isolator-Einheit i sollte für jeden Belastungszyklus als Fläche der entsprechenden Hystereseschleife von den fünf vollen Zyklen bei der gesamten Bemessungsver-schiebung des Tests T_3 in **K.2.2** ermittelt werden.

K.2.3.3 Eignung des Systems

(1) Das Verhalten der Prüfkörper sollte als zufrieden stellend eingestuft werden, wenn folgende Anforderungen erfüllt sind:

R_1 mit Ausnahme viskoser Flüssigkeitsdämpfer, sollten die Kraft-Verschiebungsverläufe aller Versuche nach **K.2.2** eine positive inkrementelle Lastaufnahmefähigkeit aufweisen.

R_2 in Test T_1 nach **K.2.2** sollte die maximale gemessene Kraft den Bemessungswert um nicht mehr als 5 % überschreiten

R_3 in den Tests T_2 und T_5 nach **K.2.2** sollte der Höchstwert der gemessenen Verschiebung 110 % des Bemessungswertes nicht überschreiten. A_1

R_4 Im Test T_3 nach **K.2.2** sollten die Größt- und Kleinstwerte sowohl der effektiven Steifigkeit K_{eff} der Isolator-Einheit i (und der korrespondierenden Kraft-Verformungs-Diagramme), als auch der je Zyklus dissipierten Energie, E_{D_i} bestimmt werden, und zwar als Maxima und Minima der Mittelwerte von jedem dieser vier Paare aufeinander folgender Versuchszyklen. Diese nominellen Eigenschaften sollen innerhalb des Bereichs der für den Entwurf angenommenen nominellen Eigenschaften liegen.

R_5 Im Test T_4 aus **K.2.2** sollte das Verhältnis der minimalen zu der maximalen effektiven Steifigkeit, in jedem der 15 Zyklen gemessen, nicht kleiner als 0,7 sein.

R_6 Im Test T_4 aus **K.2.2** sollte das Verhältnis $\min E_D / \max E_D$ für jeden der 15 Zyklen nicht kleiner als 0,7 sein.

- R_7 Alle vertikalen lastabtragenden Einheiten sollten stabil bleiben (z. B. mit positiver inkrementeller Steifigkeit) bei dem Test T_6 von **K.2.2**.
- R_8 Nach Abschluss der Tests sollten alle Versuchskörper auf Hinweise für signifikante Entfestigung (Deterioration) untersucht werden, die eventuell ein Grund zur Aussortierung sein könnte. Das wären zum Beispiel (falls zutreffend):
- Kein Verbund Gummi-Stahl
 - Fehler beim Einbau der Laminatscheiben
 - Oberflächenrisse im Gummi, breiter oder tiefer als 70 % der Dicke der Gummideckschicht
 - Materialabschälung über mehr als 5 % der Haftfläche
 - Kein Verbund PTFE-Metall über mehr als 5 % der Haftfläche
 - Riefenbildung der Edelstahlplatte durch Kratzer tiefer oder breiter als 0,5 mm und über eine Länge größer als 20 mm
 - Bleibende Verformungen
 - Undichtigkeit

K.3 Weitere Versuche

K.3.1 Abnutzungs- und Ermüdungsversuche

- (1) Diese Versuche sollten den Einfluss kumulativer Wege infolge von Verschiebungen durch Temperatur- und Verkehrslasten über eine Lebensdauer von mindestens 30 Jahren berücksichtigen.
- (2) Für Brücken mit üblichen Längen (bis zu 200 m) kann ein minimaler kumulativer Weg von 2 000 m angenommen werden, wenn nicht ein anderer Wert durch Berechnungen begründet wird.

K.3.2 Tieftemperaturversuche

- (1) Wenn es beabsichtigt ist, die Isolationsvorrichtungen in Gebieten niedriger Temperatur mit einer minimalen Isolatortemperatur von $T_{\min,b} < 0$ °C für die Erdbebenbemessung (siehe **J.1(2)**), einzusetzen, dann sollte ein Versuch bei dieser Temperatur durchgeführt werden. Der Versuch sollte fünf vollständige Zyklen mit der Amplitude der Bemessungverschiebung umfassen, wobei die übrigen Bedingungen wie beim Test T_3 in Abschnitt **K.2.2** sein sollen. Der Prüfkörper sollte vor dem Versuch mindestens zwei Tage lang unter dem Gefrierpunkt aufbewahrt werden. Die Ergebnisse sollten, wie in R_4 von **K.2.3.3(1)** näher beschrieben, ausgewertet werden.
- (2) In den Versuchen nach **K.3.1** sollten 10 % der Wege bei der Temperatur $T_{\min,b}$ durchgeführt werden.