

Schwimmende Lagerung von Brückenüberbauten bei Erdbebenbeanspruchung

Michael Baur & Andreas Fäcke

NOK, CH-5401 Baden, SMP Ingenieure, D-76133 Karlsruhe

Slobodan Kasic

SMP Ingenieure, D-76133 Karlsruhe

ZUSAMMENFASSUNG: Durch neue wissenschaftliche Erkenntnisse und der damit verbundenen Einführung neuer Erdbebennormen hat sich die seismische Gefährdung von zahlreichen bestehenden Brückenbauwerken stark erhöht, so dass diese teilweise den neuen Anforderungen nicht mehr genügen und ertüchtigt werden müssen. Dem projektierenden Ingenieur stellt sich nun die Aufgabe die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der bestehenden Brücke für die erhöhte Erdbebengefährdung nachzuweisen und zu beurteilen. In einem evtl. notwendigen zweiten Schritt sind Ertüchtigungsmaßnahmen zu planen, die individuell und unter Berücksichtigung von technischen und wirtschaftlichen Aspekten auf das jeweilige Tragwerk abgestimmt sein müssen.

Entscheidend für das dynamische Verhalten einer Brücke ist deren Lagerungsart, da diese das Bindeglied zwischen dem Überbau und den Unterbauten wie Widerlagern und Pfeilern darstellt. Durch eine geeignete Wahl der mechanischen Eigenschaften der Lager können die auftretenden Horizontalkräfte in den Pfeilern und den Widerlagern gezielt begrenzt werden. Dies ist insbesondere bei bestehenden Brücken, wo die Pfeiler zumeist nur eine beschränkte Tragfähigkeit und Duktilität aufweisen, von Bedeutung.

In dem Beitrag wird die günstige Wirkungsweise einer schwimmenden und einer elastischen Lagerung des Brückenüberbaus am Beispiel einer 2-feldrigen Balkenbrücke diskutiert. Die elastische Lagerung der Brücke erfolgt mit Hilfe von Elastomerlagern. Die Abbildung des nichtlinearen zyklischen Verformungsverhaltens unter seismischer Beanspruchung wird mit nichtlinearen Stoffgesetzen für beide Varianten beschrieben.

1. EINLEITUNG

In den D-A-CH Staaten wurden in den letzten Jahren dem Eurocode 8-1 konforme neue Erdbebennormen für Hochbauten bauaufsichtlich eingeführt. Diese können aber nicht direkt auf Brückenbauwerke übertragen werden, da sich das Verhalten von Brücken unter seismischer Beanspruchung erheblich vom Verhalten üblicher Hochbauten unterscheidet. Der Eurocode 8-2 (2005) befasst sich mit der Auslegung von Brückenbauwerken gegen Erdbeben und regelt die besonderen Anforderung an die Bemessung und die konstruktive Durchbildung. Nachfolgend werden einleitend einige Besonderheiten die bei Brückenbauwerken zu beachten diskutiert.

Im Gegensatz zu den Hochbauten konzentriert sich bei Brücken der größte Teil der Masse im Überbau in einer horizontalen Ebene und die Steifigkeit in die beiden horizontalen Richtungen unterscheidet sich wesentlich. Da der Überbau im allgemeinen einen hohen Tragwiderstand besitzt und durch Vorspannung bei seismischer Beanspruchung weitgehend im elastischen Bereich bleibt, steht insbesondere die Vulnerabilität bzw. Verletzbarkeit der Widerlager und der Pfeiler im Vordergrund.

Auch sind zusätzliche Einwirkungen aus Verkehr, wie zum Beispiel Bremslasten, aus Kriechen und Schwinden des Betons, aus Temperatur und aus Wind zu berücksichtigen. Schließlich unterscheiden sich die Auslegungs- und Schutzziele gegenüber denen des allgemeinen Hochbaus.

Grundsätzlich sollten Brücken, die Bestandteil wichtiger Verkehrswegen sind, nach einem Erdbeben gebrauchstauglich bzw. funktionstüchtig bleiben und nur unwesentliche Beschädigungen aufweisen. Bei mäßiger seismischer Gefährdung sind vorwiegend Schäden an den Lagern und Fahrbahnübergängen zu erwarten.

Bisher werden überwiegend mechanisch geführte Lagerungen mit starren Festhaltungen auf den Pfeilern oder Widerlagern ausgeführt. Um das Versagen der festen Lager zu vermeiden sollten diese bei einer Instandsetzung zum Beispiel durch Elastomerlager ausgetauscht werden. Jedoch kann eine schwimmende Lagerung des Überbaus zu großen Verschiebungen führen, die insbesondere bei der konstruktiven Ausbildung der Fahrbahnübergänge zu berücksichtigen sind (Braun, 2004).

2. KONVENTIONELLER ENTWURF VON BRÜCKEN

Bei der herkömmlichen Auslegung von Brücken werden die Tragelemente so bemessen, dass sie bei einer Erdbebenbeanspruchung nahezu im elastischen Zustand verbleiben. Dieses Bemessungskonzept ist jedoch nur bei Erdbebeneinwirkungen geringer Intensität sinnvoll und zielführend. Bei der Auslegung für größere Intensitäten führt dies im Regelfall zu einer unwirtschaftlichen Bemessung, da die Horizontallasten je nach System sehr hohe Werte annehmen können. Bei größeren Intensitäten es sinnvoller die Auslegung für eine reduzierte Erdbebeneinwirkung bei gleichzeitiger Sicherung der notwendigen Duktilität vorzunehmen. Im Erdbebeningenieurwesen nutzt man deshalb gezielt das duktile Verformungsvermögen des Tragsystems oder setzt spezielle Vorrichtungen bzw. Erdbebenschutzsysteme bei der Lagerung des Überbaus ein.

Die Duktilität des Tragwerks kann zum Beispiel mittels speziell ausgebildeter plastischer Gelenke an den Pfeilern beeinflusst werden. Dafür müssen die Pfeiler eine hohe Verschiebeduktilität gewährleisten, die auch bei wiederholten Belastungszyklen erhalten bleibt. Vergangene Erdbeben haben jedoch gezeigt, dass ein Großteil der Schäden in Brücken gerade auf ein induktiles Verformungsverhalten von Pfeilern zurückzuführen ist. Zudem muss vom projektierenden Ingenieur beachtet werden, dass es infolge plastischer Verformungen am Tragwerk zu Schäden kommt, so dass evtl. umfangreiche Ertüchtigungsarbeiten notwendig werden. Gegebenenfalls ist die Gebrauchstauglichkeit der Brücke nach einem Erdbeben beeinträchtigt oder nicht mehr gewährleistet.

Grundsätzlich sollten deshalb solche Brückensysteme gewählt werden, die entweder der Beanspruchung infolge eines Erdbebens ohne größere Beschädigung widerstehen können oder durch geeignete Maßnahmen nach einem Erdbeben schnell ertüchtigt werden können.

3. NICHTLINEARE MATERIALGESETZE

Für die Energiedissipation in einem Brückentragwerk können lediglich die Pfeiler, die Lager oder spezielle Vorrichtungen herangezogen werden. Der vorliegende Beitrag beschränkt sich auf die Energiedissipation durch die Pfeiler aus Stahlbeton und die Elastomerlager. Bei zyklischer Beanspruchung zeigen beide ein stark nichtlineares Verhalten. Für die Abbildung der Materialeigenschaften wurden nichtlineare Stoffgesetze weiterentwickelt, deren Grundzüge nachfolgend diskutiert werden. Für eine detaillierte Darstellung wird auf die Literatur (Baur, 2003, Fäcke, 2006) verwiesen.

3.1 ELASTOMERLAGER

In den letzten Jahrzehnten wurde eine Vielzahl von verschiedenen Elastomertypen für unterschiedliche Anforderungen und Einsatzbereiche entwickelt, da diese besonderen Anforderungen in Bezug auf das Verformungs- und Dämpfungsverhalten unterliegen. In Hinblick auf die Materialdämpfung werden Elastomerlager in schwach dämpfende LDRB-Lager (LDRB - Low-Damping-Rubber-Bearings) und stark dämpfende HDRB-Lager (HDRB - High-Damping-Rubber-Bearings) unterteilt.

Schwach dämpfende Lager sind durch nichtlineares Materialverhalten mit einem äquivalenten viskosen Dämpfungsgrad von $\xi \leq 0.06$ charakterisiert. Das Verformungsverhalten von LDRB-Lagern kann nach Eurocode 8-2 näherungsweise durch Annahme einer äquivalenten linear-elastischen Steifigkeit beschrieben werden. Stark dämpfende HDRB-Lager zeigen hingegen ein stark nichtlineares Materialverhalten mit einem äquivalenten viskosen Dämpfungsgrad von $0.1 \leq \xi \leq 0.2$. Nachfolgend sollen kurz die wichtigsten Eigenschaften von Elastomerlagern bei zyklischer Verformung erläutert werden.

Das Materialverhalten von Werkstoffen ist durch die Art und Stärke ihrer Reaktionen auf einwirkende Kräfte und erzwungene Deformationen gekennzeichnet. Diese Reaktionen hängen bei Elastomeren überwiegend von der Temperatur, der Verformungsamplitude, der Lastgeschichte und dem Formfaktor ab, wodurch diese Werkstoffe ein sehr komplexes Materialverhalten aufweisen. Der Formfaktor S_F ist eine geometrische Größe die das Verhältnis der gedrückten Oberfläche zur freien Oberfläche ausdrückt.

Da Elastomere ähnlich wie Flüssigkeiten nahezu inkompressibel sind, d.h. Verformungen erfolgen unter nahezu konstantem Volumen, ist das Materialverhalten überwiegend durch die Schubsteifigkeit bzw. den Schubmodul G charakterisiert. Zur Ausführung kommen Elastomerlager, wie in Abbildung 1 beispielhaft gezeigt, als unverankertes oder als in den Überbau verankertes Lager.

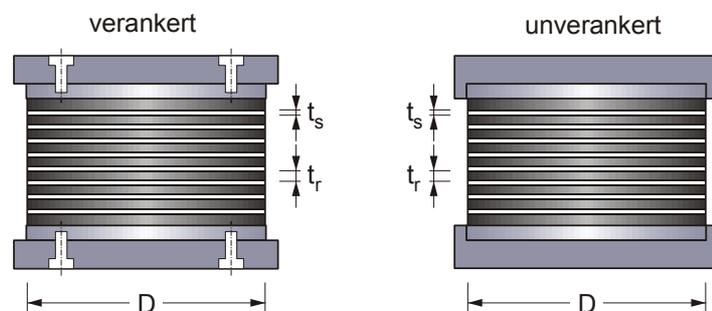


Abbildung 1: Verankerte und unverankerte Lagerkonstruktion

In Abbildung 2 ist beispielhaft das Verformungsverhalten einer verankerten und einer unverankerten Lagerkonstruktion bis zum Bruch dargestellt. Verankerte Lager haben gegenüber unverankerten Lagern den konstruktiven Vorteil Zugspannungen senkrecht zur Verankerungsplatte aufzunehmen, wodurch ein stabileres Verformungsverhalten gewährleistet ist. Für die sichere Auslegung von Elastomerlagern sind die zulässigen Scherverformungen für den Lastfall Erdbeben nach Eurocode 8-2 auf den Wert von $\tan \gamma = 2$ begrenzt.

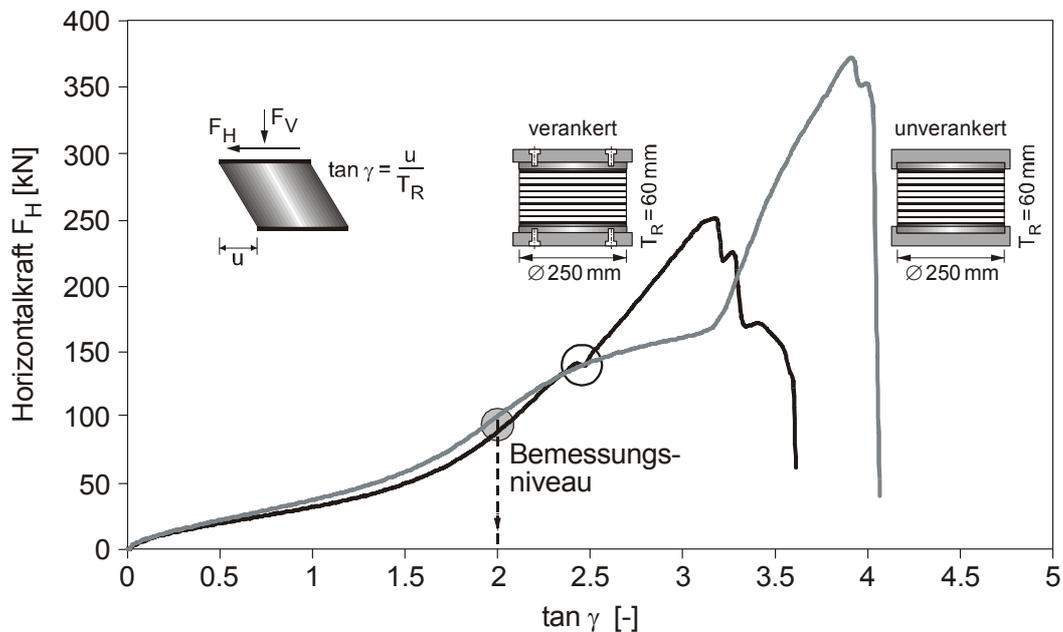


Abbildung 2 Verformungsverhalten bis zum Bruchversagen, Lager $\varnothing = 250$ mm, $T_R = 60$ mm, Formfaktor $S_F = 24$, Vertikalkraft $F_N = 400$ kN

Die Verformungsgröße $\tan \gamma$ bezieht sich auf die Lagerverschiebung u zur gesamten Gummidicke T_R . Eine weitere wichtige Eigenschaft von Elastomerlagern ist das stark nichtlineare Verhalten bei zunehmender Scherung. Bei kleinen Scherverformungen verhält sich das Lager relativ steif und die Dämpfung ist gering. Die Steifigkeit nimmt dann bei zunehmender Scherverformung stark ab, bevor sie im Bereich von $\tan \gamma = 2$ wieder ansteigt.

Für die praktische Anwendung ist dieses Verhalten günstig. Bei geringen Belastungen, wie zum Beispiel bei Windeinwirkung, zeigt das Lager eine große Steifigkeit und die Verformungen sind gering. Bei Erdbebenbeanspruchung kommt das Lager dann in seinen 'Arbeitsbereich' und die Steifigkeit nimmt ab. Schließlich steigt bei großen Scherdehnungsamplituden die Steifigkeit zur Begrenzung der Verformungen wieder an. In Abbildung 3 ist das zyklische Verformungsverhalten eines verankerten HDRB-Lagers bis zum Bemessungsniveau von $\tan \gamma = 2$ gezeigt.

Um das komplexe Materialverhalten rechnerisch zu simulieren wurde an der Universität Karlsruhe (TH) ein bestehender Ansatz kontinuierlich erweitert, so dass nunmehr die wichtigsten physikalischen Eigenschaften, insbesondere bei dynamischer Belastung, abgebildet werden können (Eibl, 1996, Eibl, 1998, Baur, 2003).

Zur Erläuterung sind nachfolgend die wichtigsten Gleichungen des in einen kommerziellen Finite-Elemente-Code implementierten Stoffgesetzes in knapper Form dargestellt. Das finite visko-elastische Stoffgesetz ist additiv in einen linear elastischen volumetrischen und einen nichtlinearen deviatorischen Anteil aufgespalten und beinhaltet drei physikalische Stoffkennwerte, den elastischen Kompressionsmodul K^0 und die Schubmoduln G^0 und G^∞ , die sich aus Versuchen bestimmen lassen. Die Formulierung lautet

$$\sigma(t) = \underbrace{K^0 \ln J \mathbf{1}}_{\text{linearer volumetrischer Anteil}} + \underbrace{\int_0^t \mu(t-\tau) \frac{d}{d\tau} g(\varphi_D, \tau) h(\kappa, \tau) \text{dev}[\bar{\mathbf{C}}](\tau) d\tau}_{\text{nichtlinearer deviatorischer Anteil}}$$

mit dem deviatorischen rechten Cauchy-Green-Tensor $\bar{\mathbf{C}}$, der Jacobischen Determinante J und der Einheitsmatrix $\mathbf{1}$. Im nichtlinearen deviatorischen Anteil wird die zeitabhängige Relaxation durch die Funktion $\mu(t)$ mit der Zeitfunktion $v(\phi, t)$

$$\mu(t) = \left[G^0 + (G^0 - G^\infty) e^{-\frac{t}{v}} \right]$$

$$v(\phi, t) := \zeta_1 \cdot \phi^{\zeta_2} \quad ; \quad \phi(t) = \|\text{dev}[\dot{\bar{\mathbf{C}}}(t)]\| \quad ; \quad \phi(t) \in [0.05, 50.0]$$

beschrieben. Die Schädigung bzw. Steifigkeitsabnahme bei zunehmender Scherverformung bildet die Funktion $g(\varphi_D, t)$ mit erweiterter Geschichtsfunktion ab.

$$g(\varphi_D, t) := \left[\beta + (1-\beta) \frac{1 - e^{-\varphi_D/\alpha}}{\varphi_D/\alpha} \right] \quad ; \quad \varphi_D(t) = \|\text{dev}[\bar{\mathbf{C}}](t)\|$$

Die Zunahme der Steifigkeit bei großen Deformationen beschreibt die Versteifungsfunktion

$$h(\kappa, t) := \delta \cdot \kappa + 1 \quad ; \quad \kappa(t) = \|\text{dev}[\bar{\mathbf{C}}](t)\|^2$$

Für die in Abbildung 3 berechneten HDRB-Lagerversuche ergaben sich die in Tabelle 1 aufgeführten Stoffparameter.

Tabelle 1 Stoffparameter für die Lagerberechnung

K^0 [MPa]	G^0 [MPa]	G^∞ [MPa]	ζ_1 [-]	ζ_2 [-]	α [-]	β [-]	δ [-]
2550	3.0	1.1	0.6	-0.9	0.1	0.3	0.02

Die Berechnung in Abbildung 3 zeigt, dass mit dem Stoffgesetz das komplexe Verformungsverhalten von HDRB-Lagern bei zyklischer Beanspruchung gut abgebildet werden kann.

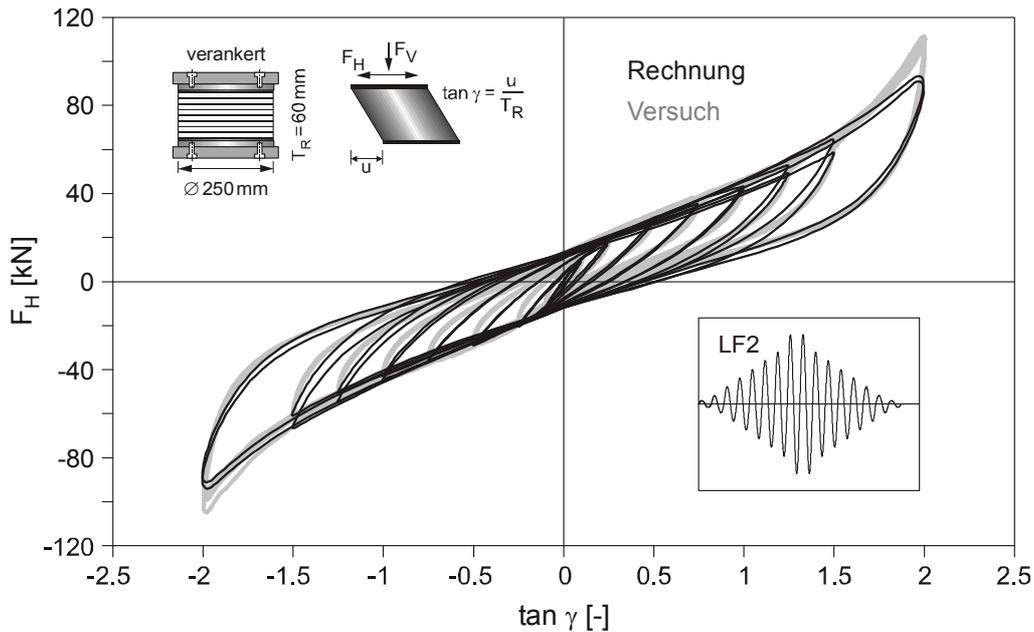


Abbildung 3 Elastomerlager $\varnothing 250$ mm, $T_R = 60$ mm, Formfaktor $S_F = 24$, Belastungsfrequenz $f = 2.0$ Hz, Vertikalkraft $F_N = 400$ kN

3.2 BRÜCKENPFEILER AUS STAHLBETON

Um das zyklische und nichtlineare Verformungsverhalten von schlanken Brückenpfeilern aus Stahlbeton unter Erdbebeneinwirkungen zu simulieren wurde ein Fasermmodell auf Grundlage der Finiten Elemente Methode entwickelt (Fäcke, 2006). Die klassische Fasermmodellierung wurde um einen Verbundansatz erweitert, mit dem der Schlupf zwischen Beton und Bewehrung diskret abgebildet werden kann. Der Vorteil hiervon ist, dass das Schädigungsverhalten von Beton, Bewehrung und Verbund realistischer erfasst und eine Verankerung der Längsbewehrung in angrenzenden Bauteilen berücksichtigt werden kann. Mit dem Modell wurde eine Lücke zwischen detaillierten kontinuumsmechanischen und vereinfachten strukturmechanischen Modellen geschlossen, so dass dynamische Erdbebensimulationen auch für große Strukturen mit hohem Detaillierungsgrad innerhalb praktikabler Rechenzeiten durchgeführt werden können.

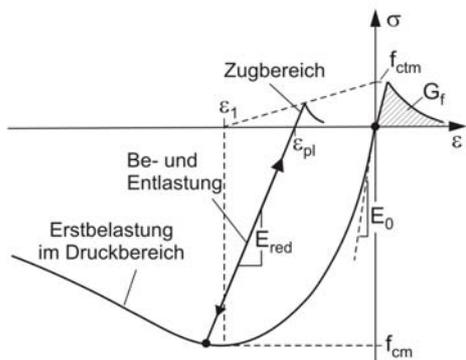
Das Spannung-Dehnungs-Verhalten des Betons im Druckbereich bei Erstbelastung wird durch folgende Gleichung beschrieben

$$\sigma = \frac{E_0 \cdot \varepsilon}{1 + \left(\frac{f_{cm} \cdot E_0}{\varepsilon_1} - \frac{n}{n-1} \right) \cdot \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_1} \right) + \frac{1}{n-1} \cdot \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_1} \right)^n}$$

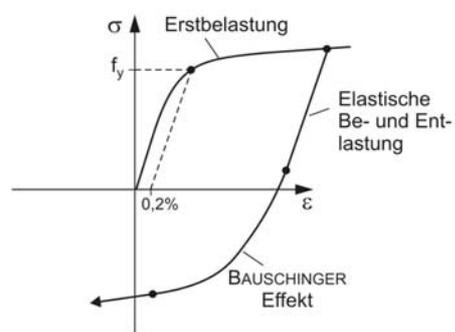
mit dem Tangentenmodul E_0 , der Zylinderdruckfestigkeit f_{cm} , der Dehnung ε_1 bei Erreichen der Druckfestigkeit und einem Kalibrierungsfaktor n zum Anpassen von Versuchsdaten. Diese Funktion bildet die Umhüllende für alle weiteren Ent- und Wiederbelastungszyklen. Die Ent- und Wiederbelastung ist näherungsweise linear-elastisch und nimmt bei zunehmender Druckbeanspruchung sukzessive ab. Der reduzierte Tangentenmodul E_{red} für die Ent- und Wiederbelastung berücksichtigt die zunehmende Schädigung des Betons bei zyklischer Belastung.

Die Belastung im Zugbereich erfolgt linear elastisch bis die Zugfestigkeit f_{ctm} erreicht ist. Bei zunehmender Zugdehnung erfolgt eine Entfestigung. Diese wird nach dem bekannten Ansatz von Hillerborg mit Hilfe einer exponentiellen Abklingfunktion und der Bruchenergie G_f beschrieben. Die Zugfestigkeit nimmt weiterhin bei zunehmender plastischer Druckdehnung von f_{ctm} auf Null ab. Der Ursprung für die Spannungs-Dehnungs-Beziehung im Zugbereich ist somit an die plastischen Druckdehnungen ε_{pl} gekoppelt. Für die Beschreibung des nichtlinearen Verbundes zwischen Bewehrung und Beton wird die Formulierung von Elgehausen (1983) verwendet. Das nichtlineare Verformungsverhalten des Bewehrungsstahls wird durch ein Ramberg & Osgood-Modell abgebildet. Die stoffgesetzlichen Formulierungen sind in Abbildung 4 erläutert.

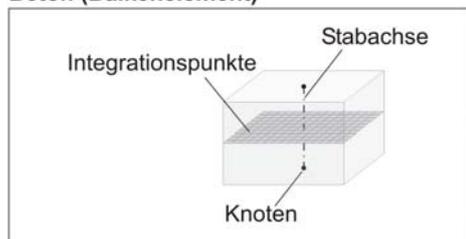
a) Betonstoffgesetz



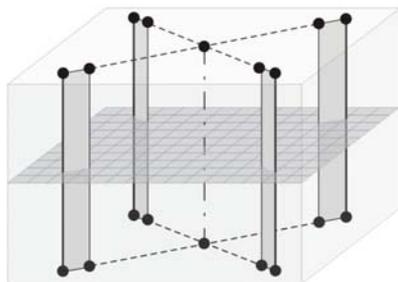
b) Stahlstoffgesetz



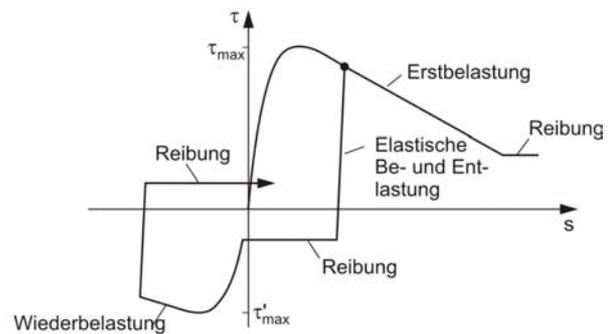
Beton (Balkenelement)



Makro Element



c) Verbundgesetz



Bewehrung und Verbund

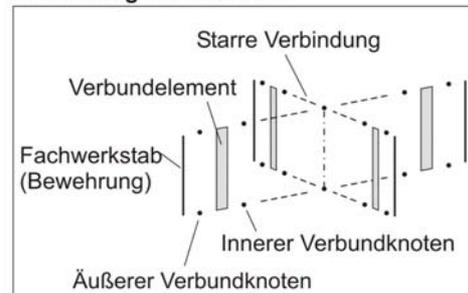


Abbildung 4 Stoffgesetze und Makro-Element für die Abbildung des nichtlinearen zyklischen Verhaltens von Brückenfeilern aus Stahlbeton

Für die Implementierung in einen Finite-Elemente-Code wurde ein Makro-Element basierend auf der Fasertheorie entwickelt. Die Beschreibung des Betons erfolgt mit Hilfe eines dreidimensionalen Balkenelementes mit linearem Verschiebungsansatz. Die Bewehrung wird mit einem Fachwerkstab abgebildet. Schließlich erfolgt die Kopplung beider über ein Verbundelement. Des weiteren wurde, um Netzabhängigkeiten zu vermeiden, das nichtlokale Modell von Bazant (1998) für die Entfestigung des Betons im Druckbereich implementiert. Das diskretisierte Makro-Element zeigt Abbildung 4.

In Abbildung 5 ist die Verifikation der Formulierungen anhand eines Versuches für die San Francisco-Oakland Bay Brücke gezeigt (Dazio, 2002). Der Doppelpfeiler wurde im Maßstab 1:4 im Labor getestet. Anhand der Berechnung wird deutlich das sich das nichtlineare zyklische Verhalten von Brückenpfeilern realistisch abbilden lässt.

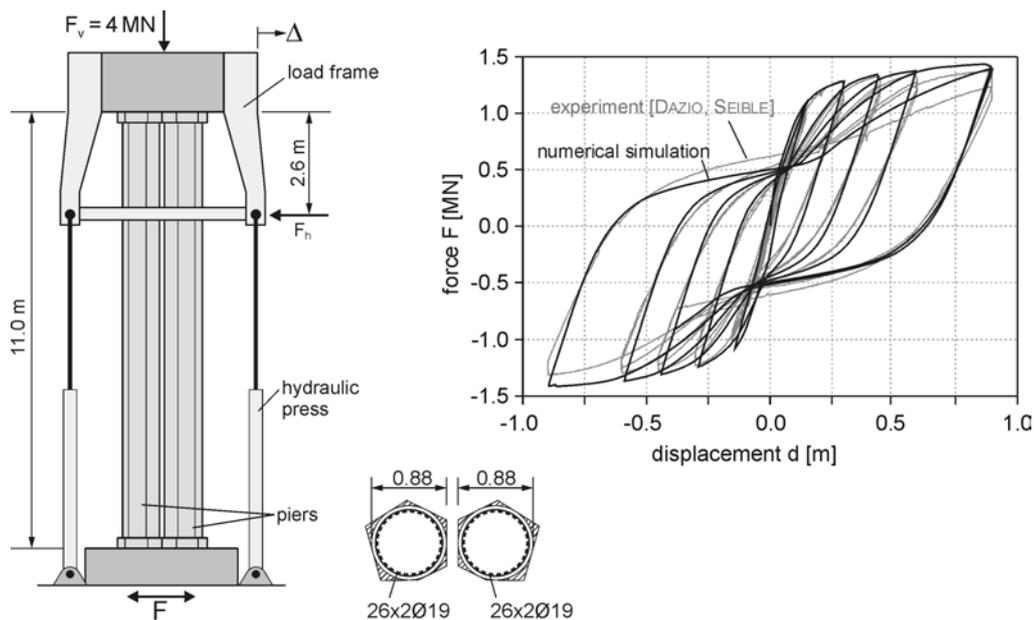


Abbildung 5 Versuchsanordnung für die Verifikation der Pfeiler für die Oakland Bay Bridge (links) und Kraft-Verformungs-Kurve (rechts)

4. BEISPIEL EINER 2-FELDRIGEN BALKENBRÜCKE

Am Beispiel einer in Abbildung 6 dargestellten 2-feldrigen Balkenbrücke mit vorgespanntem Überbau soll der Einfluss einer schwimmenden und einer elastischen Lagerung auf das dynamische Verhalten der Brücke bei Erdbebenbeanspruchung diskutiert werden. Bei einer schwimmenden Lagerung werden die Bauwerksverschiebungen nicht planmäßig durch Anschläge unterbunden oder begrenzt. Als Sonderfall einer schwimmenden Lagerung gilt die elastische Lagerung mittels Elastomerlagern. Des weiteren ist bei der elastischen Lagerung zu beachten, dass an jedem Widerlager an einem Lager Anschläge in Querrichtung vorhanden sein müssen. Auf diese Forderung kann verzichtet werden wenn die Dehnlänge $< 15 \text{ m}$, gemessen vom Verformungsruehpunkt bis zum Überbauende und die Brückenschiefe $> 80^{\text{gon}}$ ist (BMVBS-Richtlinie, 1999). Bei einer schwimmenden Lagerung, die Brücke ist hier an beiden Widerlagern beweglich gelagert, ergibt sich in Längsrichtung ein relativ einfaches dynamisches System, welches zur Bemessung von Stützen und Lagern als Einmassenschwinger modelliert werden kann.

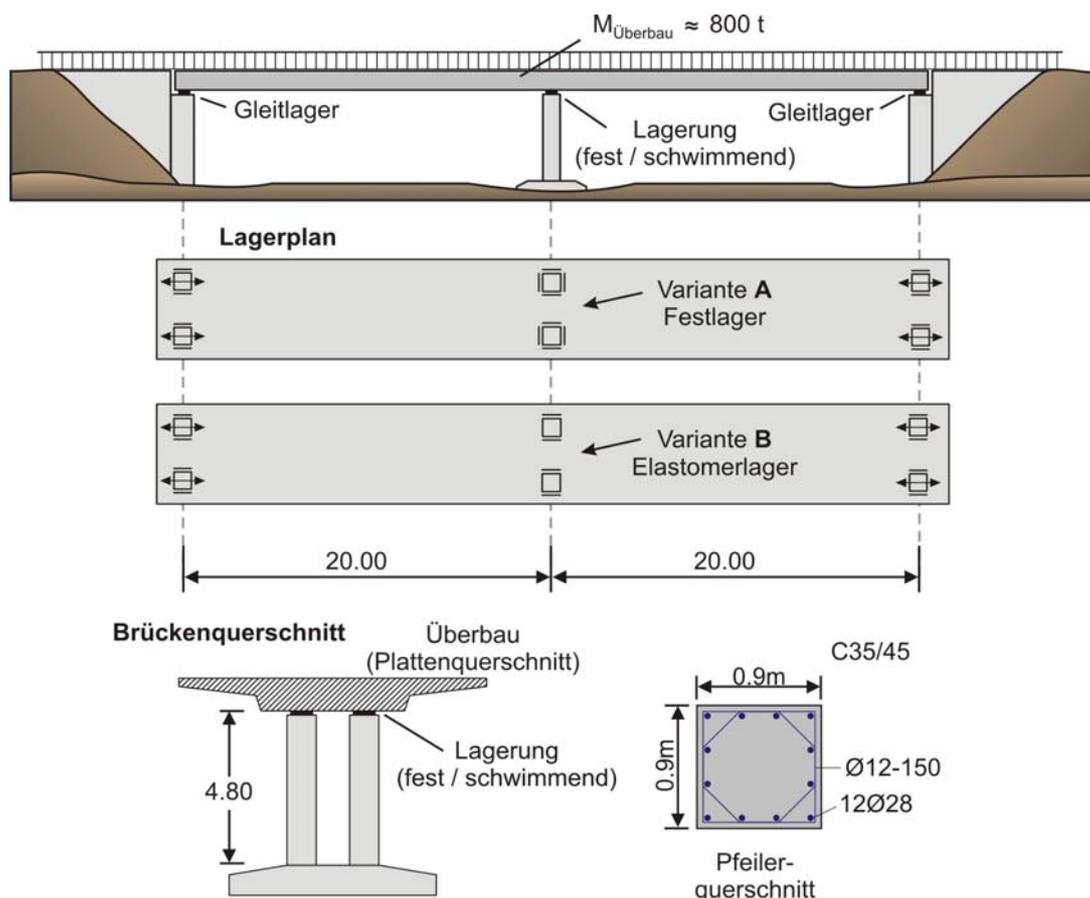


Abbildung 6 Brückensystem

Bei Variante A wird der Brückenträger in Längsrichtung auf dem Mittelpfeiler fest gelagert, während bei Variante B die Lagerung auf Elastomerlagern erfolgt. An den Widerlagern sind für beide Varianten Gleitlager in Längsrichtung vorgesehen. In Querrichtung ist der Brückenträger sowohl beim Mittelpfeiler als auch bei den Widerlagern fest gelagert.

Grundsätzlich wirkt die Erdbebeneinwirkung in Richtung aller drei räumlichen Achsen. Bei der vorliegenden Balkenbrücke genügt jedoch die Berücksichtigung der beiden horizontalen Komponenten der Erdbebeneinwirkung in Brückenlängs- und querrichtung. Da die Brücke in Querrichtung an drei Stellen fest gelagert ist und somit eine viel größere laterale Steifigkeit besitzt, beschränken sich die Untersuchung deshalb auf die Erdbebeneinwirkung in Brückenlängsrichtung. Des weiteren verhält sich der Überbau infolge Erdbebeneinwirkung praktisch linear elastisch, da er längs vorgespannt ist. Folglich kann für die Bemessung des Überbaus die Erdbebeneinwirkung vernachlässigt werden.

Das Schlankheitsverhältnis des in Abbildung 6 dargestellten Mittelpfeilers beträgt $h/d=5.3$ und liegt somit im mittleren Bereich. Das Eigengewicht des Überbaus beträgt $\Sigma P_K=200$ KN/m. Des weiteren wird angenommen das es sich um eine Brücke mit normalem Verkehr handelt, so dass der Kombinationsbeiwert für die Verkehrslasten $\psi_{21}=0$ nach Eurocode 8-Part 2 zu setzen ist. In einer hier nicht dargestellten Berechnung wurden die anzusetzenden horizontalen Bremslasten nach dem DIN-Fachbericht 101 (2003) zu $F_{\text{Brems}}=0.4$ MN ermittelt. Das Rechenmodell für die nicht-linearen Berechnungen für die Variante B ist in Abbildung 7 dargestellt. Das Rechenmodell für die Variante A entspricht dem eines Einmassenschwingers.

Die Belastung wurde in Anlehnung an die DIN 4149-1 (2005) abgeleitet. Für das normierte Antwortspektrum vom Typ B-T in Abbildung 8 wurde ein konformer Zeitlauf generiert und mit der Spitzenbeschleunigung von 2.4 m/s^2 skaliert. Dieser Wert steht für Gebiete mit mittlerer bis hoher Seismizität.

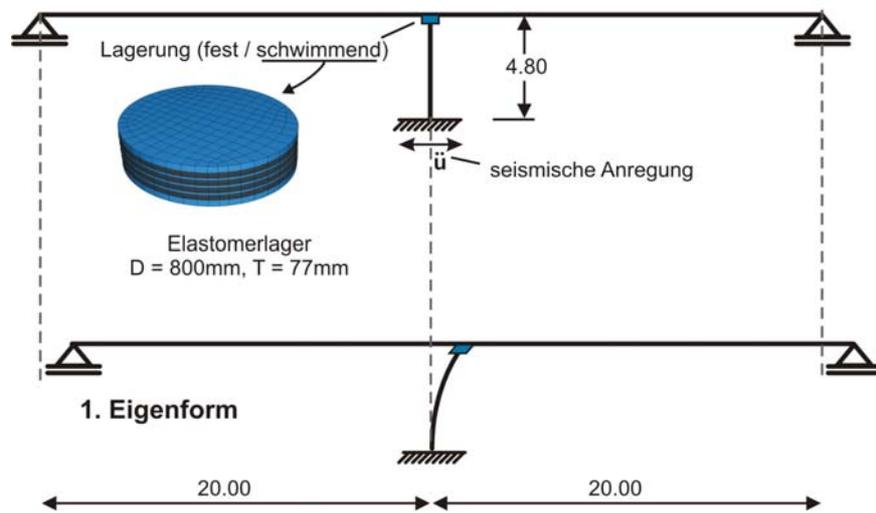


Abbildung 7 Rechenmodell für Variante B

Die Grundperiode berechnet sich unter Annahme eines ungerissenen Betonquerschnitts zu $T=0.6 \text{ s}$. Hieraus folgt die spektrale Beschleunigung von $S_e(T) = 1.25 \text{ m/s}^2$. Anschließend lässt sich die gesamte elastische Horizontalkraft für einen Pfeiler mit $F_{el} = a_g \cdot S_e(T) \cdot M = 2.4 \cdot 1.25 \text{ m/s}^2 \cdot 0.4 \text{ MNs}^2/\text{m} = 1.2 \text{ MN}$ berechnen.

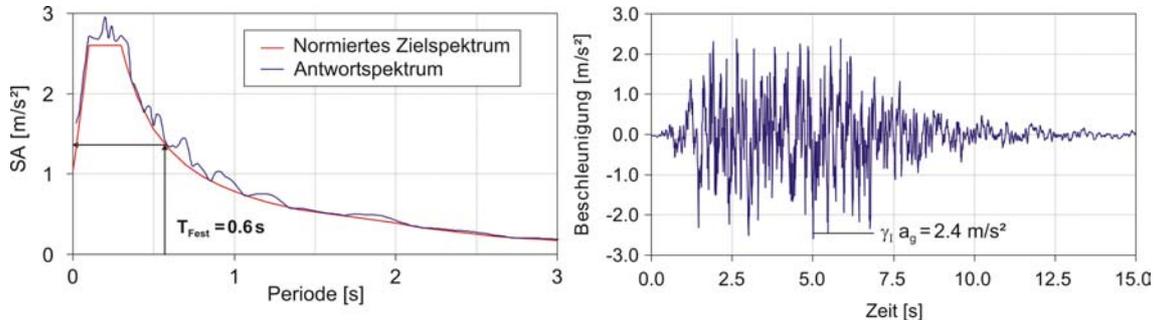


Abbildung 8 Antwortspektrum und generierter Beschleunigungszeitverlauf

In Abbildung 9 ist die berechnete Kraft-Verschiebungskurve für die Variante B, also die elastische Lagerung mittels Elastomerlagern, gezeigt. Die max. Horizontallast beträgt 170 KN/Lager und die max. Verschiebung 5 cm , was einer Scherverformung des Lagers von $\tan \gamma = 0.7$ entspricht. Die Kopfverschiebung des Pfeilers beträgt 0.5 cm , so dass sich eine Gesamtverschiebung des Überbaus von 5.5 cm ergibt. Die geringe Horizontalkraft rührt einerseits von dem Effekt der Periodenverschiebung im Antwortspektrum und andererseits von der hohen Materialdämpfung des Elastomerlagers. Im Vergleich zu der elastischen Berechnung beträgt die angreifende Horizontalkraft am Pfeiler lediglich 15% . Des weiteren ist zu bemerken, dass der Pfeiler bei diesem Beanspruchungsniveau nahezu im elastischen Bereich bleibt.

Im Vergleich hierzu zeigt Abbildung 10 das Verformungsverhalten des Stahlbetonpfeilers. Mit einer Kopfverschiebung von nahezu 5cm und einer Horizontalkraftbeanspruchung von ca. 500 kN. Die Horizontalkraftbeanspruchung durch das duktile Materialverhalten beträgt gegenüber der elastischen Berechnung 40%. Die globale Verschiebeduktilität des Pfeilers beträgt $\mu_{\Delta} \cong 2$. Diese bezieht sich auf Verformungen am Gesamttragwerk bzw. auf die Verschiebung zwischen Fundament und dem obersten Tragwerksabschnitt. Die Verschiebeduktilität μ_{Δ} bezeichnet das Verhältnis der gesamten Kopfverschiebung Δ_u zur elastischen Kopfverschiebung Δ_y , kurz bevor die ersten Plastifizierungen im Tragwerk auftreten.

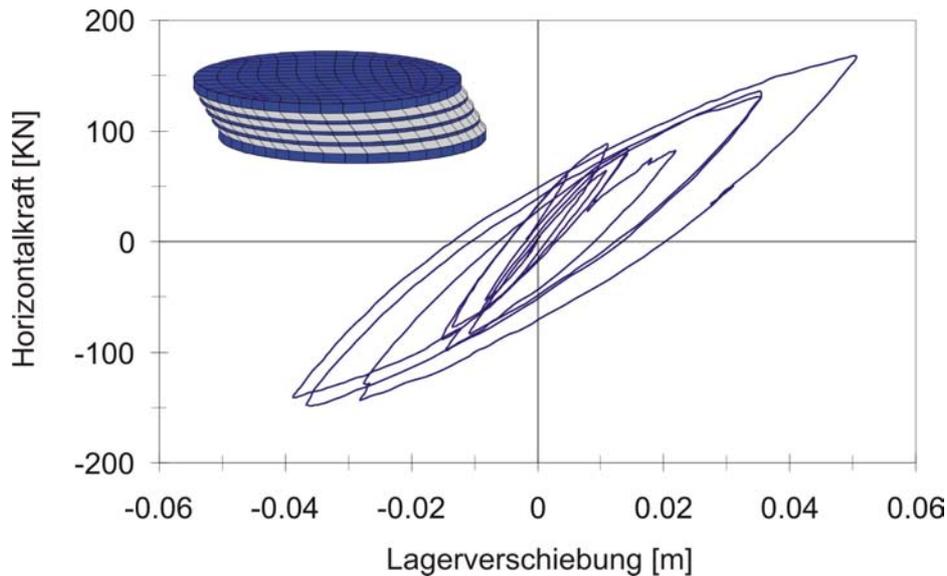


Abbildung 9 Elastische Lagerung, Variante B: Berechnete nichtlineare Kraft-Verschiebungs-Kurve pro Lager

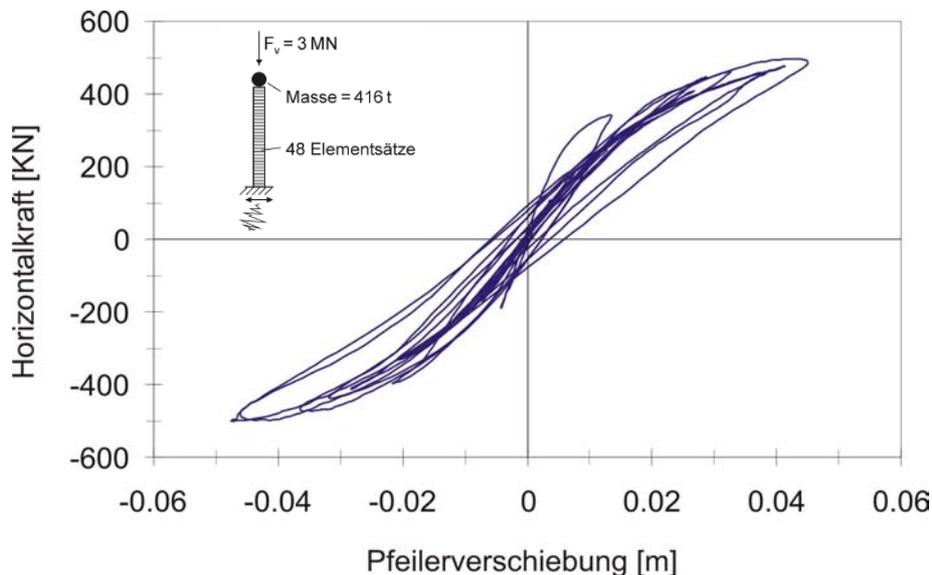


Abbildung 10 Schwimmende Lagerung, Variante A: Berechnete nichtlineare Kraft-Verschiebungs-Kurve pro Pfeiler

5. SCHLUSSBEMERKUNGEN

Die Ergebnisse aus den nichtlinearen Berechnungen am Beispiel einer 2-feldrigen Balkenbrücke zeigen, dass mit einer schwimmenden bzw. einer elastischen Lagerung des Überbaus eine merkliche Reduktion der einwirkende Erdbebenkräfte auf das Tragwerk erreicht werden kann. Jedoch sind die lokalen Untergrund- und Baugrundverhältnisse, im Zusammenspiel mit den dynamischen Systemeigenschaften zu beachten. Insbesondere können bei der elastischen Lagerung und weichen Baugrundverhältnissen die Verschiebungen stark zunehmen. Eine weitere Reduktion könnte bei der schwimmenden Lagerung durch Erhöhung der Duktilität des Pfeilers erreicht werden. Allerdings sind hierbei zusätzliche konstruktive Maßnahmen für die Schubbemessung und das Verhindern von Betonabplatzungen mittels zusätzlicher Umschnürungsbewehrung zu treffen. Auch muss darauf geachtet werden, das hochduktiler Baustahl im Bereich der duktil ausgebildeten Bereiche verwendet wird.

Bedingt durch die geringe Steifigkeit treten bei einer seismischen Beanspruchung größere horizontale Verschiebungen auf, welche bei der konstruktiven Ausbildung zu berücksichtigen sind. Hier sind die Fugenbreiten ausreichend zu wählen und die Fahrbahnübergänge hinsichtlich einer räumlichen Beanspruchung flexibel auszulegen.

SCHRIFTENVERZEICHNIS

- Baur, M., 2003. Elastomerlager und nichtlineare Standorteffekte bei Erdbebeneinwirkung. Dissertation, Universität Karlsruhe.
- Bazant, Z.P., Planas, J., 1998. Fracture and size effect in concrete and other quasi-brittle materials. CRC Press, Boston.
- BMVBS-Richtlinie, 1999. Richtlinie für den Einsatz bewehrter Elastomerlager zur elastischen Lagerung von Brücken. Bundesministerium für Verkehr, Berlin.
- Braun, C., Bergmeister, K., 2004. Brückenausstattung. Betonkalender 2004, Teil 1, S. 249 – 308, Ernst&Sohn Verlag, Berlin.
- Dazio, F. Seible, F., 2002. Structural Testing of the San Francisco Oakland Bay Bridge East Spans Pier W2. Report SSRP 2002/11, University of California, Berkeley.
- DIN Fachbericht 101, 2003. Einwirkung auf Brücken. Beuth Verlag, Berlin.
- DIN 4149-1, 2005. Bauten in deutschen Erdbebengebieten - Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten. Beuth Verlag, Berlin.
- Eibl, J., Hehn, K.-H., Baur, M., Böhm, M., Schmidt-Hurtienne, B., 1996. Technical Report No. 6: Detailed numerical model of bearings. Brite-EURam II Project BE 7010, University of Karlsruhe.
- Eibl, J., 1998. Seismic isolation with high damping rubber bearings. DGEB-Publikation Nr.9, Savidis, S.A. (Hrsg.).
- Eligehausen, R., Popov, E.P., Bertero, V.V., 1983. Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations. Report UCB/EERC-83/23, University of California.
- Eurocode 8-Part 2, 2005. Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges. EN 1998-2:2005-11. European Committee for Standardization, Brussels.
- Fäcke, A., 2006. Numerische Simulation des Schädigungsverhaltens von Brückenpfeilern aus Stahlbeton unter Erdbebenlasten. Dissertation, Universität Karlsruhe.