

ERDBEBENINGENIEURWESEN UND BAUDYNAMIK

Eine gemeinsame Publikation von

D G E B

Deutsche Gesellschaft für
Erdbeningenieurwesen und Baudynamik
www.dgeb.org

O G E

Österreichische Gesellschaft für
Erdbeningenieurwesen und Baudynamik
www.oge.or.at

S G E B

Schweizer Gesellschaft für
Erdbeningenieurwesen und Baudynamik
www.sgeb.ch

S 2 Tagungsbeitrag / Nachruf Prof. D. Werner

Aufsätze

S 3 **Untersuchung des Tragwiderstandes
von Ankerschienensystemen unter
Erdbebenbeanspruchungen**
J. Park, D. Plamper-Hellwig

S 9 **Dynamic Foundation-Soil Interaction:
a Comparative Study**
K. Mykoniou, F. Taddei, H. Zejun

S 14 **Schwingungen von Tribünen –
ein Beitrag zur baodynamischen Auslegung**
D. Heiland, M. Mistler

EDITORIAL

Die größte gemeinsame Aktivität der drei Gesellschaften im letzten Jahr war die erfolgreich durchgeführte 12. D-A-CH Tagung in Hannover, deren beeindruckende Resonanz die Wichtigkeit der Themen Erdbeben und Baudynamik in Forschung und Praxis aufgezeigt hat. Eine kurze Rückschau auf die Tagung findet sich in diesem Mitteilungsblatt. Wie gewohnt fand am Rande der Tagung auch die Mitgliederversammlung der DGE B statt, auf der die Wahl eines neuen Vorstands durchgeführt wurde. Nach insgesamt acht Jahren erfolgreicher Tätigkeit für die Gesellschaft beendeten der Vorsitzende Prof. Dr.-Ing. Carsten Könke, der stellvertretende Vorsitzende Prof. Dr. Klaus-G. Hinzen sowie die Beisitzer Dr. rer. nat. Thomas Bistry, Dr.-Ing. Hamid Sadegh-Azar und Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski satzungsgemäß ihre Vorstandstätigkeit. Der neue Vorstand setzt sich aus Dr.-Ing. Christoph Butenweg (Vorsitzender), Dr. rer. nat. Diethelm Kaiser (stellvertretender Vorsitzender) und den Beisitzern Dr.-Ing. Robert Borsutzky, Prof. Dr. Manfred Joswig, Dr.-Ing. Michael Mistler, Dr. Silvio Tschudi und Dr.-Ing. Volkmar Zabel zusammen. Die Schriftleitung des D-A-CH-Mitteilungsblatts übernimmt Dr.-Ing. Christoph Butenweg von der RWTH Aachen. Auch in der OGE ergaben sich personelle Änderungen, da nach über 20 Jahren Prof. Dr. Franz Ziegler (Vorsitzender) und Prof. Dr. Rainer Flesch (Generalsekretär) am 12. Mai 2011 auf der OGE-Generalversammlung in Wien zurücktraten. Die Nachfolge traten Prof. Dr. Andreas Kolbitsch (Vorsitzender) und Prof. Dr. Rudolf Heuer (Generalsekretär) an. Im Namen aller Mitglieder der drei Gesellschaften danken wir den ausgeschiedenen Vorstandsmitgliedern herzlich für das langjährige Engagement. Weitergehende Informationen über die Gesellschaften finden Sie wie gewohnt auf unseren Internetseiten:

<http://www.dgeb.org>

<http://www.oge.or.at>

<http://www.sgeb.ch>

Wir freuen uns über neue Mitglieder, die sich für die Ziele und Aktivitäten der Gesellschaften interessieren. Weiterhin möchten wir bereits jetzt auf die 13. D-A-CH Tagung hinweisen, die vom 28.-30. August 2013 in Wien veranstaltet wird und in die Tagung VEESD 2013 (Vienna Congress on Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics, <http://veesd2013.conf.tuwien.ac.at>) integriert ist. Abschließend bitten wir, Themenvorschläge mit Angabe des geplanten Seitenumfangs (2, 4 oder 6 Seiten) für Beiträge in den nächsten D-A-CH Mitteilungsblättern an eine der drei Gesellschaften einzusenden.

Christoph Butenweg
Rudolf Heuer
Thomas Wenk

S 1



Christoph Butenweg
(Vorsitzender DGE B)



Rudolf Heuer
(Generalsekretär OGE)



Thomas Wenk
(Vorsitzender SGE B)

D-A-CH-Tagung „Erdbeben und Baudynamik“ 2011 in Hannover

Um die Erdbebensicherheit von Wohnhäusern bis hin zu Industrieanlagen ging es auf der 12. D-A-CH-Tagung „Erdbeben und Baudynamik“, die vom 15. bis 16. September 2011 in Hannover stattfand. Die Deutsche (DGEB), die Österreichische (OGE) und die Schweizer (SGEB) Gesellschaften für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik führen diese Veranstaltung gemeinsam im zweijährigen Turnus durch. Gastgeber und Mitveranstalter der diesjährigen Tagung war die Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR) in Hannover. Die örtliche Tagungsorganisation lag in den Händen des Arbeitsbereichs „Ingenieurseismologische Gefährdungsanalysen“ der BGR. Die Tagung wurde vom bisherigen Vorsitzenden der DGEB Prof. Dr.-Ing. Carsten Könke von der Bauhaus-Universität Weimar geleitet.

Die Tagung bot Bauingenieuren und Seismologen ein gemeinsames Plenum zur Diskussion aktueller Entwicklungen in Forschung und Praxis in den Bereichen des Erdbebeningenieurwesens, der Baudynamik und der Ingenieurseismologie. Das Programm umfasste ein breites Themenspektrum von der Beschreibung der Erdbebeneinwirkungen und der Boden-Bauwerks-Interaktionseffekte, über das System-Monitoring und die Messungen dynamischer Kenngrößen bis hin zu Fragen der Beurteilung und Ertüchtigung bestehender Bauwerke. Im Jahr 2011 jährte sich zum einhundertsten Mal das Albstadt-Erdbeben von 1911. Dieses Beben und Untersuchungen anderer historischer Erdbeben in Deutschland, Österreich und der Schweiz bildeten deshalb einen besonderen Schwerpunkt. Den Eröffnungsvortrag hielt das Ehrenmitglied der DGEB, Prof. Dr. Götz Schneider, zum Thema „Welche Lehren hat uns das Erdbeben vom 16. November 1911 erteilt?“. Das Beben auf der Schwäbischen Alb gilt als das stärkste der vergangenen 250 Jahre in Deutschland.

Die rund 50 Vorträge und die Diskussionen der 150 Teilnehmer zeigten eindrucksvoll, dass mit den wachsenden Anfor-



Tagungsleitung durch Prof. Dr.-Ing. Carsten Könke

Foto: Thomas Spies

derungen an die Sicherheit von Bauwerken – insbesondere im Fall von hochsensiblen Anlagen und Kraftwerken – das Erdbebeningenieurwesen und die Baudynamik weltweit eine große Bedeutung erlangt haben. Die Diskussionen wurden in den Pausen intensiv weitergeführt, auch an den Ständen der Aussteller, vor den Postern mit den wissenschaftlichen Beiträgen und nicht zuletzt während des festlichen Abendessens im typisch niedersächsischen Gasthof Meyer im Zoo Hannover.

Das Programm und der Tagungsband mit allen wissenschaftlichen Beiträgen stehen auf der Webseite der DGEB www.dgeb.org zur Verfügung.

*Diethelm Kaiser, Thomas Spies, Jörg Schlittenhardt
(BGR Hannover)*

Nachruf Prof. Dr.sc.techn. Diethelm Werner (2.5.1932 – 22.6.2011)

Am 22. Juni 2011 verstarb Prof. Dr.sc.techn. Diethelm Werner – ein verdienstvoller Wissenschaftler und Hochschullehrer. Nach Studium in Dresden und Zusatzstudium in Moskau war Diethelm Werner Assistent, Mitarbeiter und später Hochschuldozent an der Fakultät Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dresden. 1979 wurde er zum außerordentlichen Professor für Baudynamik berufen.

Diesem Fachgebiet war er sein ganzes Arbeitsleben lang verpflichtet. Das spiegelt sich in seiner Dissertationsschrift und in seinen zahlreichen Veröffentlichungen zum breit gefächerten Spektrum der Baudynamik wieder. Wind- und maschinenerregte Schwingungen, das dynamische Verhalten von Geschossbauten, Probleme der Erdbebensicherheit, der Erschütterungsschutz kulturhistorischer Bauten sowie dynamische Probleme bei Bauwerksabbruch und -sprengungen standen im Mittelpunkt seiner Forschungstätigkeit. Sein Rat war sehr gefragt. Er organisierte und leitete mehrere Fachtagungen und Kolloquien, war als Gutachter für die Baupraxis tätig, leitete Arbeitsgruppen im Rahmen der Bauakademie und der Hauptforschungsrichtung „Physik der Erde“ und war Mitglied im Redaktionsbeirat der Fachzeit-

schrift „Bauplanung – Bautechnik“ sowie im Normenausschuss DIN 4150.

Neben dieser Forschungstätigkeit war ihm die Lehre ein außerordentlich wichtiges Anliegen. Er hat es verstanden, das sicherlich nicht einfache Lehrgebiet Baudynamik den Studierenden vieler Jahrgänge theoretisch fundiert und sehr anschaulich zu vermitteln. Auch seinen Promovenden war er ein sehr hilfsbereiter, freundschaftlich verbundener Betreuer. Das gilt insbesondere für die Promovenden aus dem Ausland, so z.B. aus Syrien und Kuba.

Seine reichen Erfahrungen konnte er in der Lehre umsetzen, äußerer Ausdruck sind seine Lehrbriefe für das Fernstudium und vor allem das von ihm verfasste Buch „Baudynamik“, das 1989 im Verlag für Bauwesen erschien. Es ist sowohl für die Studierenden als Lehrbuch als auch für den praktisch tätigen Bauingenieur als Fachbuch eine außerordentlich wertvolle Hilfe.

Seine umfangreiche wissenschaftliche Tätigkeit fand 1992 ihre Würdigung in der Ehrenmitgliedschaft der „Deutschen Gesellschaft für Erdbeben-Ingenieurwesen“.

Wir werden Professor Diethelm Werner immer ein ehrendes Gedenken bewahren.

Gerhard Burkhardt

Untersuchung des Tragwiderstandes von Ankerschienensystemen unter Erdbebenbeanspruchungen

J. Park, D. Plamper-Hellwig

Zusammenfassung Einbetonierte Ankerschienensysteme werden in Bauwerken des üblichen Hochbaus zur Befestigung nichttragender Einbauten und im Anlagenbau zur Fixierung von anlagentechnischen Komponenten eingesetzt. Ankerschienensysteme werden in der Regel für ständige und vorübergehende Einwirkungen ausgelegt. Im Falle von Erdbebeneinwirkungen ergeben sich zyklische Zusatzbeanspruchungen, die den Einsatz spezieller Schienensysteme erfordern. Die Eignung zur Aufnahme von Erdbebenlasten wird durch experimentelle Untersuchungen mit zyklischen Ersatzbelastungen nachgewiesen. Der nachfolgende Beitrag stellt die Untersuchung der Erdbebensicherheit von Ankerschienensystemen der Halfen GmbH auf Grundlage von experimentellen Versuchsprogrammen amerikanischer Normen und Richtlinien vor. Ergänzend dazu wird ein Simulationsmodell präsentiert, mit dem das Last- und Verformungsverhalten der Ankerschienen unter zyklischen Beanspruchungen prognostiziert werden kann. Den Abschluss bildet der Vergleich von Versuchs- und Simulationsergebnissen.

1 Einleitung

Ankerschienen sind einbetonierte Befestigungssysteme, an denen nichttragende Einbauten fixiert werden können. Die Schienen setzen sich aus einem C-förmigen Querschnitt mit auf der Rückseite angeordneten Ankern zusammen. Die Befestigung der Einbauteile im Beton erfolgt mit Ankern (Bild 1).

Bei einem Erdbeben werden von den Einbauten über die Kopfschraube Zugkräfte sowie Schubkräfte in Längs- und Querrichtung auf die Schiene übertragen (Bild 1). Ein sinnvoller seismischer Bemessungsansatz ist es, die Ankerschienen so zu bemessen, dass sich die plastischen Verformungen in den angeschlossenen oder zu verbindenden Bauteilen einstellen, wobei die Ankersysteme selbst im elastischen Zustand verbleiben. Für die seismische Auslegung ist es erforderlich den Bemessungswiderstand $R_{d,eq}$ des Ankerschienensystems zu ermitteln. Dieser ist nach der DIN CEN/TS 1992-4-1:2009 [1] wie folgt zu berechnen:

$$R_{d,eq} = \alpha_{eq} \cdot \frac{R_{k,eq}}{\gamma_M} \quad (1)$$

Hierbei wird der Beiwert α_{eq} für Betonversagen mit 0,75 und für Stahlversagen mit 1,0 angesetzt. Der charakteristische Bemessungswiderstand $R_{k,eq}$ ist auf Grundlage von zugehörigen europäisch technischen Spezifikationen zu ermitteln

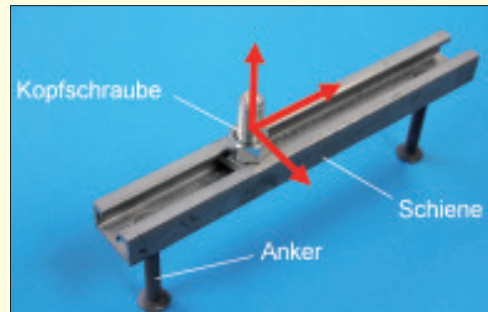


Bild 1. HALFEN-Ankerschiene mit seismischen Einwirkungen in drei Richtungen

und der Teilsicherheitsbeiwert γ_M ist gemäß Abschnitt 4.4.5 der DIN CEN/TS 1992-4-1:2009 [1] anzusetzen. Im Rahmen dieses Bemessungskonzepts wird ausgeschlossen, dass die Ankersysteme in planmäßig plastischen Bereichen einer Kapazitätsbemessung eingebaut werden. Das Tragverhalten von Ankerschienen wurde in verschiedenen Forschungsarbeiten experimentell untersucht und durch Rechenmodelle beschrieben. Kraus [2] untersuchte das Verhalten unter zentrischen Zugbelastungen und von Güres [3] wurden Untersuchungen unter kombinierten ruhenden und nicht-ruhenden Zug- und Schubbelastungen durchgeführt. Von Hoehler [4] wurden Untersuchungen zum Verhalten von Befestigungssystemen unter seismischen Beanspruchungen durchgeführt. Einen umfassenden Überblick über den Stand der Technik zur Bemessung von Befestigungssystemen findet sich in Eligehausen et al [5]. Trotz der Forschungsaktivitäten gibt es bislang noch keine eingeführte europäische Spezifikation, in der die Ermittlung des charakteristischen Bemessungswiderstands $R_{k,eq}$ geregelt ist. Die Ermittlung der seismischen Bemessungswiderstände für die Ankerschienensysteme der Halfen GmbH erfolgte deshalb im Wesentlichen auf Grundlage des ACI 355.2-2007 [6] mit kraftgesteuerten Versuchen. Zusätzlich wurden repräsentative Ankerschienen mit weggesteuerten Versuchen auf Grundlage der Richtlinie FEMA 461 [7] untersucht, um Aussagen über Schädigungsgrad und Dissipationsvermögen zu erhalten. Vergleichend erfolgten numerische Simulationen der Ankerschienensysteme.

2 Experimentelle Ermittlung des seismischen Widerstandes

Für die Ermittlung des seismischen Widerstandes von Ankerschienen werden repräsentative Erdbebenbelastungen benötigt, die entweder durch Bebenzeitverläufe oder zyklische Ersatzlastfunktionen beschrieben werden können. Die Anwendung von Bebenzeitverläufen setzt genaue Kenntnisse über die Einbausituation der Ankerschiene voraus. Das Bauwerk ist zusammen mit den Einbauten in einem Rechenmodell abzubilden und mit der standortspezifischen Erdbebenbelastung zu beaufschlagen. Damit ergibt sich eine

Dipl.-Ing. Jin Park, wissenschaftlicher Mitarbeiter
Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik RWTH Aachen
Mies-van-der-Rohe-Str. 1, 52074 Aachen

Dipl.-Ing. Dieter Plamper-Hellwig
Research-Development-Engineering
Verankerungstechnik, Montagesysteme
HALFEN GmbH
Liebigstr. 14, 40764 Langenfeld

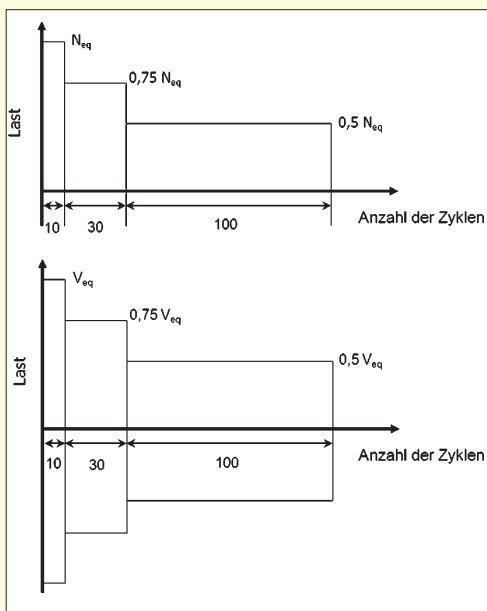


Bild 2. Zyklische Belastungsfunktionen nach ACI 355.2-2007 [6]: Zug (oben), Schub (unten)

standortspezifische Belastung der Ankerschienen, die von der Filterwirkung des Bauwerks aber auch von der Zeitdauer, dem Frequenzgehalt und der Anzahl der Belastungszyklen abhängig ist.

Deshalb ist es sinnvoller auf Grundlage von zyklischen Ersatzlastfunktionen eine allgemeingültigere Bewertung des seismischen Widerstands durchzuführen. Diese müssen eine repräsentative Anzahl von Zyklen mit entsprechenden Amplituden aufweisen. Typischerweise werden Schubbelastungen für Ankersysteme mit wechselndem Vorzeichen angesetzt. Eine Zusammenstellung der verschiedenen Ansätze von zyklischen Ersatzlastfunktionen findet sich in der Arbeit von Hoehler [4]. Im Folgenden werden die Ansätze der ACI 355.2-2007 [6] und der FEMA 461 [7] erläutert, die im Rahmen der Beurteilung der Ankerschienen von Halfen zum Einsatz kamen.

2.1 Kraftgesteuertes Verfahren nach ACI 355.2-2007

Gemäß ACI 355.2-2007 [6] ist das seismische Verhalten von Ankern auf Grundlage von kraftgesteuerten zyklischen Zug- und Schubbelastungen zu beurteilen (Bild 2). Das maximale Lastniveau N_{eq} wird in Abhängigkeit der charakteristischen statischen Traglast definiert. Nach Aufbringung von insgesamt 140 Lastzyklen, unter denen die getestete Ankerschiene nicht versagen darf, wird anschließend die statische

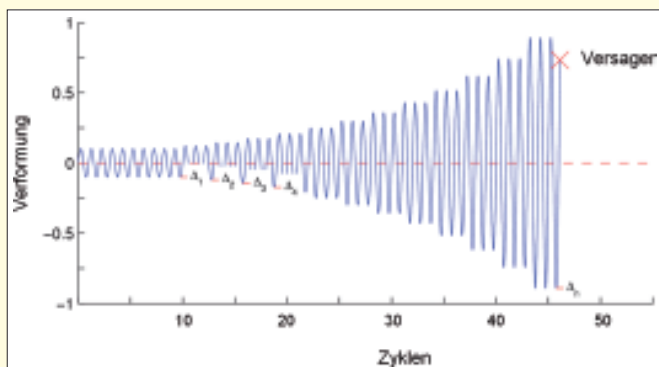


Bild 3. Verformungsgesteuerte zyklische Belastungsfunktion nach FEMA 461 [7]

Bruchlast ermittelt. Diese muss größer als 160 % des aufgetragenen maximalen Lastniveaus N_{eq} sein. Durch den Vergleich der Bruchlast mit dieser Referenzlast wird die seismische Eignung bewertet, so dass die gesamte Beurteilung ausschließlich auf Grundlage maximal aufnehmbarer Kräfte erfolgt.

2.2 Weggesteuertes Verfahren nach FEMA 461

Die amerikanische FEMA-Richtlinie 461 [7] empfiehlt zur experimentellen Untersuchung von nichttragenden Strukturen eine weggesteuerte zyklische Belastungsfunktion mit stufenweiser Steigerung des Lastniveaus (Bild 3). Der Test wird fortgeführt bis ein vollständiges Versagen eintritt. Aus den Versuchsdaten wird im Anschluss eine Schädigungsfunktion ermittelt, an der verschiedene Schädigungszustände definiert und die korrespondierenden Tragwiderstände abgeleitet werden. Die Definition eines Schädigungszustandes ist von besonderer Bedeutung, da sowohl Kenntnisse über die Nutzung der Ankerschienen, sowie die möglichen Folgen einer Schädigung notwendig sind. Somit werden im Vergleich zum ACI 355.2-2007 [6] nach dem Konzept der FEMA 461 [7] nicht nur maximale Traglasten für den Erdbebenfall ermittelt, sondern auch verschiedene Schädigungszustände, zugehörige Grenzlaster und Verformungen abgeleitet. Zielsetzung ist die Verwendung der Funktion in einem modernen verhaltensorientierten Bemessungskonzept.

3 Experimentelle und numerische Untersuchungen gemäß ACI 355.2-2007

Es wurden zwei experimentelle Versuchsreihen nach ACI 355.2-2007 [6] zur Untersuchung und Bewertung des seismischen Tragwiderstandes von HALFEN-Ankerschienenmodellen des Typs HZA durchgeführt. Das für nachträglich in den Beton eingebaute Verankerungsmittel konzipierte Bewertungskonzept wurde mit nur wenigen Modifikationen direkt auf die Ankerschienen angewendet. Die Schienen wurden mit vier verschiedenen zyklischen Zug- und Schublastfunktionen beaufschlagt.

3.1 Halfen-Ankerschienen und Probekörper

Gegenstand der experimentellen Untersuchungen waren die HALFEN-Ankerschienen HZA 29/20, HZA 38/23 und HZA 53/34. Die HZA Ankerschienen verfügen über gezahnte Schienenlippen, die in Kombination mit den ebenfalls gezahnten Kopfschrauben höhere Schublasten in Schienenlängsrichtung übertragen können.

Die Tests wurden an Stahlbeton-Probekörpern durchgeführt, in denen ein HZA-Ankerschienenabschnitt mit zwei Ankern einbetoniert wurde. Die Abmessungen der Probekörper wurden so gewählt, dass alle Rand- und Ankerabstände gemäß der bauaufsichtlichen Zulassungen [8] der Ankerschienen eingehalten wurden. Die Probekörper wurden aus C20/25-Beton hergestellt und mit Standardstahlmatten Q 188A bewehrt. Bild 4 zeigt exemplarisch die Schalung und Bewehrung des Probekörpers der HZA 38/23 Ankerschiene und dessen Einbauzustand in der Versuchsvorrichtung für Schubbelastungen in Schienenlängsrichtung.

3.2 Versuchsprogramm

In den Versuchen wurden zwei Zuglastfälle „zentrischer Zug über dem Anker“ und „zentrischer Zug in Feldmitte“ sowie die Schublastfälle „Schub in Schienenlängsrichtung“

und „Schub quer zur Schiene“ berücksichtigt (**Bild 5**). Durch die Wahl der Lastfälle werden die typischen Stahlversagensformen von Ankerschienen erfasst. Die Versuche wurden so konzipiert, dass sich für die betrachteten Lastfälle duktiles Stahlversagen der Ankerschiene einstellt. Die erwarteten Versagensformen für die Lastfälle „zentrischer Zug über dem Anker“ und „zentrischer Zug in Feldmitte“ sind das lokale Aufbiegen der Schienenlippen und das globale Biegeversagen der Schiene. Für den Fall „Schub in Schienenlängsrichtung“ ist die Plastifizierung einzelner Zähne oder Zahnreihen der Schienenlippen und für den Fall „Schub quer zur Schiene“ das lokale Aufbiegen der Schiene unter Querlasten zu erwarten.

Der ACI 355.2–2007 [6] fordert die Durchführung der Versuche im gerissenen Beton. Nach Elgehausen et al. [5] ist der Einfluss des gerissenen Betons auf das Last-Verformungsverhalten von einbetonierten Ankerschienen unter Zug- oder Schubbelastung vergleichbar mit dem Einfluss auf den Widerstand von Kopfbolzen. Demnach ist der Einfluss auf die Traglasten durch den gerissenen Beton bei duktilen Stahlversagensformen vernachlässigbar, jedoch erheblich bei Betonversagensformen. Da die Bewehrung der Probekörper so angeordnet wurde, dass Betonversagensformen nicht auftreten können, erfolgten die Untersuchungen für ungerissenen Beton [9].

3.3 Simulationsmodell

Als Grundlage für die rechnerischen Simulationen dient ein dreidimensionales Finite-Elemente Modell, das mit dem Programm ANSYS [10] erstellt wurde. Das Modell des Ankerschienensystems besteht aus zwei separaten Strukturen: zum einen der Schiene mit zwei Ankern und zum anderen der Kopfschraube mit Mutter (**Bild 6**). Die Lastübertragung zwischen Ankerschiene und Schraube wurde durch Fläche-zu-Fläche Kontaktelemente abgebildet. Da die duktilen Versagensformen im Fokus der Untersuchungen standen, wurde der Beton nicht explizit modelliert. Stattdessen wurden die durch den Beton bedingten Randbedingungen der Ankerschiene durch Kontaktelemente in Kombination mit nichtlinearen Federelementen erfasst. Eine detaillierte Beschreibung des Modells findet sich in [11].

3.4 Versuchsergebnisse und Vergleich

Gemäß den Vorgaben der ACI 355.2–2007 [6] wurden die Ankerschienen zunächst einer kraftgesteuerten zyklischen Belastung ausgesetzt. Im Anschluss wurden die Schienen weggesteuert bis zum Bruch belastet. Die gemessenen Bruchlasten sind in **Tabelle 1** den nach ACI 355.2–2007 ermittelten minimalen Bruchlasten gegenübergestellt. Für alle Ankerschienenmodelle und Lastfälle übertrafen die experimentell ermittelten mittleren Bruchlasten die erforderlichen [9], womit die Eignung der Ankerschienen unter Erdbebeneinwirkungen in allen Fällen nachgewiesen werden konnte. Nachfolgend werden die Ergebnisse der experimentellen und numerischen Versuche aus den abschließenden statischen Versuchen präsentiert und gegenübergestellt.

3.4.1 Zentrischer Zug über dem Anker

Bei zentrischer Zugbelastung über dem Anker konnte bei den experimentellen Versuchen für die untersuchten Ankerschienen-



Bild 4. Schaltung und Bewehrung des Probekörpers der HZA 38/23 Ankerschiene (links) und dessen Einbauzustand in der Versuchsvorrichtung (rechts)

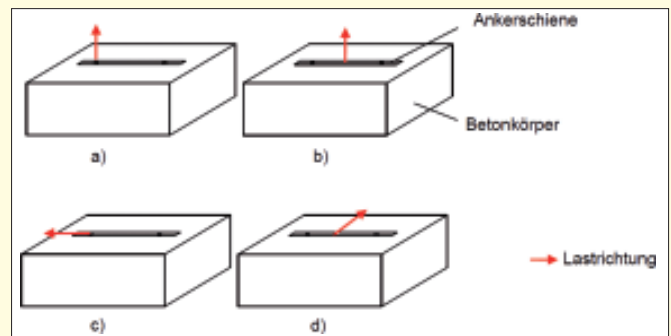


Bild 5. Untersuchte Lastfälle a) zentrischer Zug über dem Anker, b) zentrischer Zug in Feldmitte, c) Schub in Schienenlängsrichtung und d) Schub quer zur Schiene

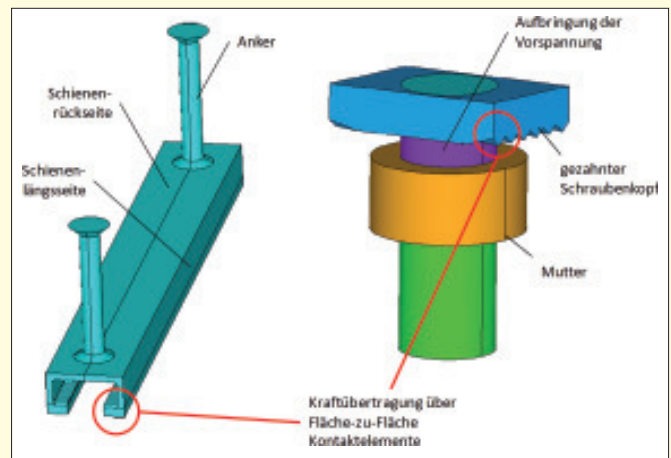


Bild 6. Schematische Darstellung des Ankerschienensystems bestehend aus Ankerschiene (links) und Kopfschraube (rechts)

Tabelle 1. Mittlere gemessene und minimale Bruchlasten nach ACI 355.2–2007 [6]

HALFEN Ankerschiene	Anzugsdrehmoment Kopfschraube [Nm]	Mittlere Bruchlast [kN]				Minimale Bruchlast nach ACI 355.2-2007 [kN]
		SL	SQ	ZZA	ZZF	
HZA 29/20	80	26,8	27,4	28,3	23,1	19,2
HZA 38/23	200	37,5	61,3*	38,9*	35,0*	28,8
HZA 53/34	350	76,9	110,0	78,6	87,6	52,8

SL Schub in Schienenlängsrichtung

SQ Schub quer zur Schiene

ZZA Zentrischer Zug über dem Anker

ZZF Zentrischer Zug in Feldmitte

* Werte wurden bei einem Anzugsdrehmoment von 120 Nm ermittelt.

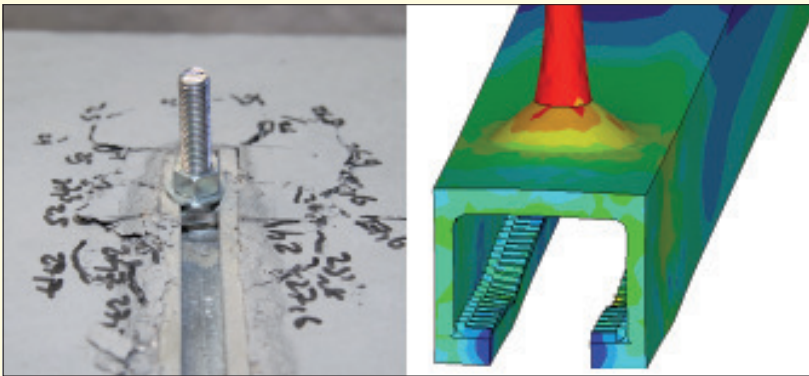


Bild 7. Versagensform für zentrischen Zug über dem Anker (links), qualitative Verformungsfigur aus numerischer Simulation (rechts)

modelle ein von oberflächlichen Betonabplatzungen begleitetes Stahlversagen des Ankers beobachtet werden (Bild 7). Das lokale Aufbiegen der Schienenlippen war nicht maßgebend. Auch bei den FE-Simulationen stellte sich ein Versagen des Ankers ein. In Bild 8 sind die experimentell und numerisch ermittelten Last-Verformungskurven exemplarisch für die Ankerschiene HZA 29/20 gegenübergestellt. Es ist eine gute Übereinstimmung der maximalen Traglast und der maximalen Verformungen zu erkennen.

3.4.2 Zentrischer Zug in Feldmitte

Für die untersuchten Ankerschienenmodelle stellten sich ein lokales Aufbiegen der Schiene am Ansatzpunkt der Kopfschraube und eine globale Biegung der Ankerschiene ein. Das lokale starke Aufbiegen in Feldmitte wurde durch ein oberflächliches Abplatzen des Betons begleitet. Das Aufreißen der gezahnten Schienenlippe führt zum endgültigen Versagen der Schiene. Bild 9 zeigt die beschriebene Versagensform, die sich auch bei den numerischen Untersuchungen für alle Schienenmodelle einstellte. In Bild 10 sind die experimentell und numerisch ermittelten Last-Verformungskurven exemplarisch für die Ankerschiene HZA 29/20 gegenübergestellt. Das Simulationsmodell gibt das Last-Verformungsverhalten der Ankerschiene für den betrachteten Lastfall hinsichtlich der Tragfähigkeiten gut wieder. Die sich einstellenden großen Verformungen wurden mit dem Simulationsmodell jedoch nicht vollständig erreicht.

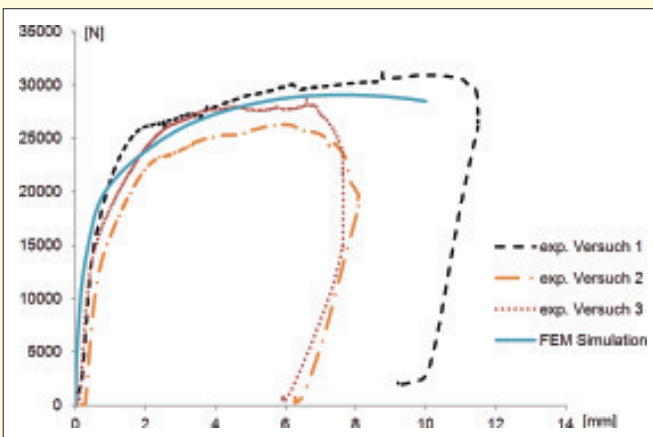


Bild 8. Lastverformungskurven für zentrischen Zug über dem Anker (HZA 29/20)



Bild 9. Versagensform für zentrische Zugbelastung in Feldmitte: Globale Biegung der Ankerschiene (links) und lokales Aufbiegen und Reißen der Schienenlippe

3.4.3 Schub in Schienenlängsrichtung

Unter Schubbelastung in Schienenlängsrichtung stellte sich für die untersuchten Ankerschienenmodelle das Plastifizieren der Schienenzähne ein. Bild 11 zeigt die beschädigte Schienenlippe, deren Zähne teilweise von der Kopfschraube herausgerissen wurden. In Bild 12 werden die experimentell und numerisch ermittelten Last-Verformungskurven exemplarisch für die Ankerschiene HZA 38/23 gegenübergestellt. Es lässt sich eine gute Übereinstimmung zwischen den experimentellen und numerischen Ergebnissen erkennen.

Die Last-Verformungskurve der numerischen Simulation zeigt das reißschlussartige Versagen mehrerer hintereinanderliegender Zähne, was auch in den experimentellen Versuchen vielfach beobachtet werden konnte. Die numerischen Kurven der Schubversuche wurden nachträglich verschoben, um dem in der Realität gegebenen Schlupf zwischen Kopfschraube und Schiene gerecht zu werden, der nicht im numerischen Modell berücksichtigt wurde.

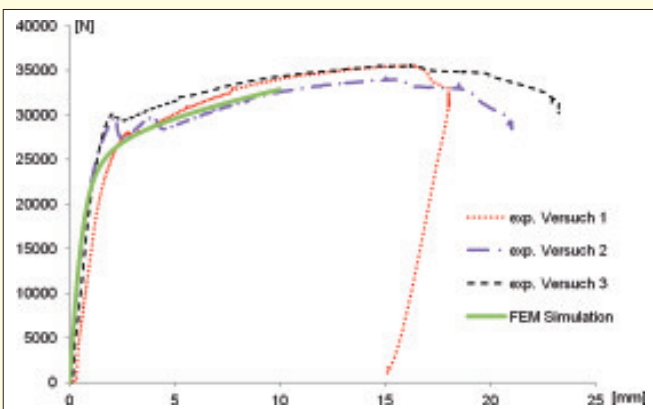


Bild 10. Lastverformungskurven für zentrischen Zug in Feldmitte (HZA 38/23)

3.4.4 Schub quer zur Schiene

Bei Schubbelastung quer zur Schiene stellten sich bei den untersuchten Ankerschienenmodellen in den experimentellen und numerischen Untersuchungen lokale plastische Verformungen der Schienenlippen am Befestigungspunkt der Kopfschraube und teilweise auch der Schraube selbst ein (Bild 13). In Bild 14 sind die zugehörigen experimentell

und numerisch ermittelten Last-Verformungskurven exemplarisch für die Ankerschiene HZA 29/20 zusammengestellt. Es ist eine gute Übereinstimmung der Kurven bis zum Erreichen der maximalen Traglast erkennbar.

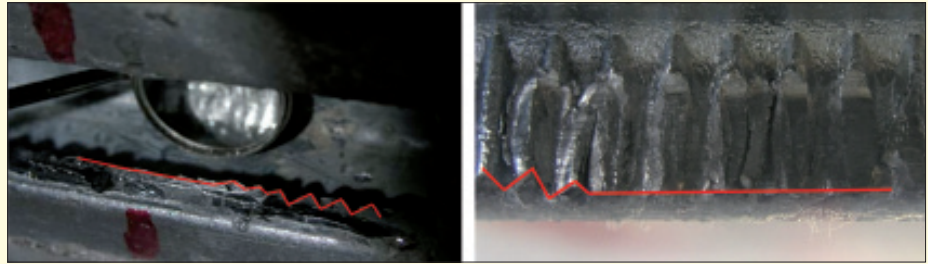


Bild 11. Versagen der gezahnten Schienen bei Schub in Schienenlängsrichtung

4 Experimentelle Untersuchungen gemäß FEMA 461

Die Versuche nach den Vorgaben der FEMA 461 [7] wurden für den Lastfall „Schub längs zur Schienenlängsachse“ und für „Schub quer zur Schiene“ durchgeführt. Zunächst wurden die Ankerschienen durch stufenweise Laststeigerung zyklisch bis zum Versagen belastet. Die Lastniveaus der einzelnen Belastungsstufen wurden in Abhängigkeit der experimentell ermittelten statischen Verformungsfähigkeit definiert. Die minimale gemessene Traglast der letzten vollständig aufgebrachten Laststufe vor dem Versagen wurde dem hundertprozentigen Schädigungszustand zugewiesen. Die Werte der kumulativen Schädigung der vorangegangenen Laststufen wurden anhand einer verformungs- und zyklenabhängigen Berechnungsformel bestimmt und über die Zyklen aufgetragen. Zusätzlich wurden in einem zweiten Graph die gemessenen Lasten über die Zyklen aufgetragen. Anhand der Versuchsdaten wurden im Anschluss die für die jeweiligen Lastfälle typischen Schädigungszustände identifiziert. Über die Zyklennummer, bei der diese Schädigungszustände eingetreten waren, konnten dann die zugehörigen Lasten bzw. Schädigungswerte ermittelt werden. Im Folgenden werden die Ergebnisse exemplarisch für den Lastfall „Schub quer zur Schiene“ präsentiert.

4.1 Schub quer zur Schiene (HZA 29/20)

Aus statischen Versuchen wurde die maximale Verformung Δ_{ult} für die HZA 29/20 Ankerschiene zu 18 mm bestimmt. Hierbei stellte sich ab einer Verformung von etwa 5 mm nur noch eine geringe Laststeigerung ein. Das Versagen tritt nicht schlagartig auf, sondern kündigt sich durch zunehmende Verformungen an. Dieses Verhalten spiegelte sich grundsätzlich auch in den zyklischen Versuchen nach FEMA 461 [7] wieder. Die ermittelte Hysteresekurve der HZA 29/20 Ankerschiene zeigt **Bild 15**. Für größere Verformungen konnte daraus eine mittlere hysteretische Dämpfung von 12 % abgeleitet werden. Bei der Festlegung der Schädigungszustände wurde zunächst die hundertprozentige Schädigung dem vollständigen Versagen der Ankerschiene zugeordnet. In diesem Stadium wäre ein Austausch der Schiene zwingend notwendig. Ein moderater Schädigungszustand wurde über die Bildung oberflächlicher Risse im Beton definiert. In diesem Zustand könnte die Tragfähigkeit des Ankerschienensystems durch die Änderung der Schraubenposition wiederhergestellt werden.

Die resultierenden Kraft- und Schädigungsverläufe sind in **Bild 16** mit den beiden definierten Schädigungszuständen

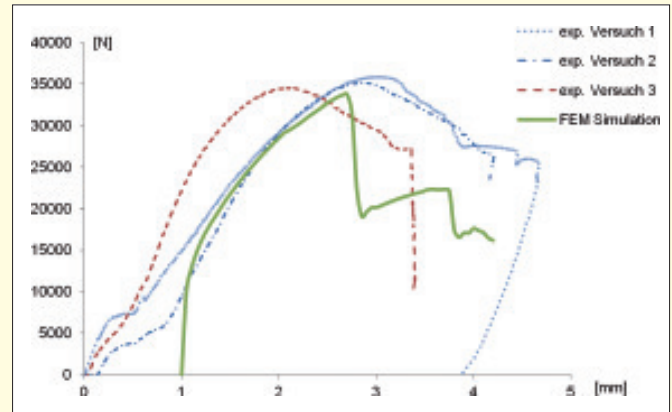


Bild 12. Lastverformungskurven für Schub in Schienenlängsrichtung (HZA 38/23)

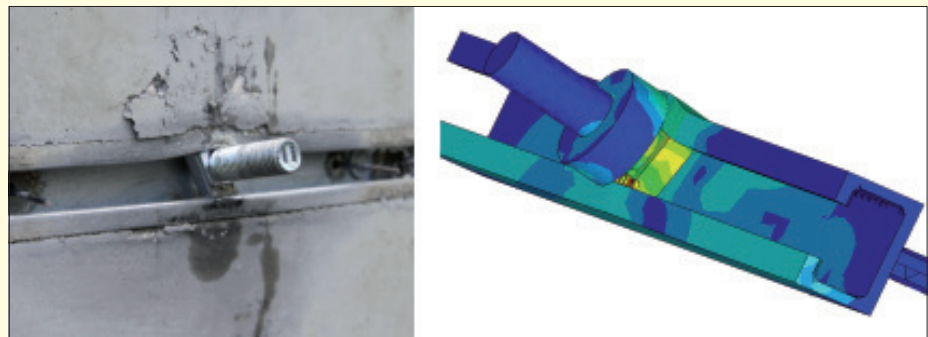


Bild 13. Versagensform für Schubbelastung quer zur Schiene (links), qualitative Verformungsfigur aus numerischer Simulation (rechts)

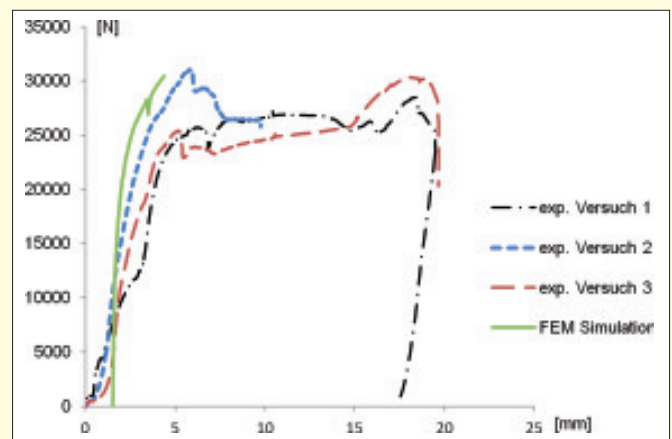


Bild 14. Lastverformungskurven für Schub quer zur Schiene (HZA 29/20)

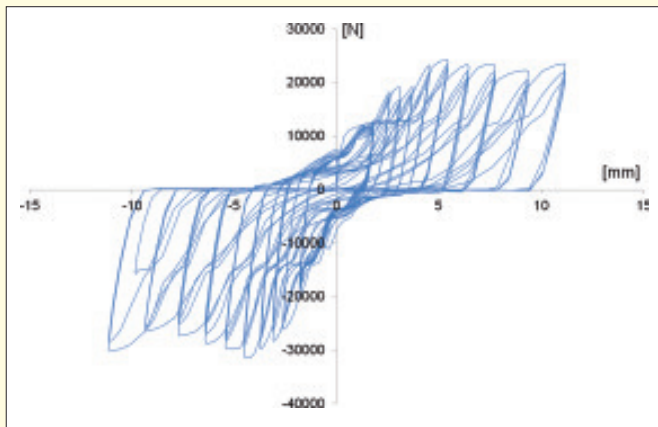


Bild 15. Hysteresekurve der HZA 29/20 Ankerschiene für Schubbelastung quer zur Schiene

dargestellt. Die zugehörigen Zyklennummern, Traglasten und Schädigungswerte der untersuchten Ankerschiene sind in **Tabelle 2** angegeben. Gemäß bauaufsichtlicher Zulassung beträgt die charakteristische statische Traglast der HZA 29/20 Ankerschiene 8 kN [8], was deutlich unter dem Grenzwert für den hier definierten moderaten Schädigungszustand liegt.

5 Zusammenfassung

Mögliche Konzepte zur experimentellen Untersuchung und Beurteilung der Tragfähigkeit von Ankerschienen unter Erdbebenlasten bieten ACI 355.2–2007 [6] und FEMA 461 [7], deren empfohlene Vorgehensweisen grundlegend verschieden sind.

Um die Erdbebensicherheit von Halfen Ankerschienen zu beurteilen, wurden experimentelle Untersuchungen gemäß der ACI 355.2–2007 [6] für verschiedene Zug- und Schublastfälle durchgeführt. Für alle untersuchten Ankerschienen konnte dabei die seismische Eignung gemäß dieser Norm

Tabelle 2. Schädigungszustände der HZA 29/20 für Schub quer zur Schiene

Schädigungszustand	Lastzyklus	Schädigung [%]	Aufnehmbare Last [kN]
Moderat	13	23,5	20,87
Erheblich	22	71,5	24,85

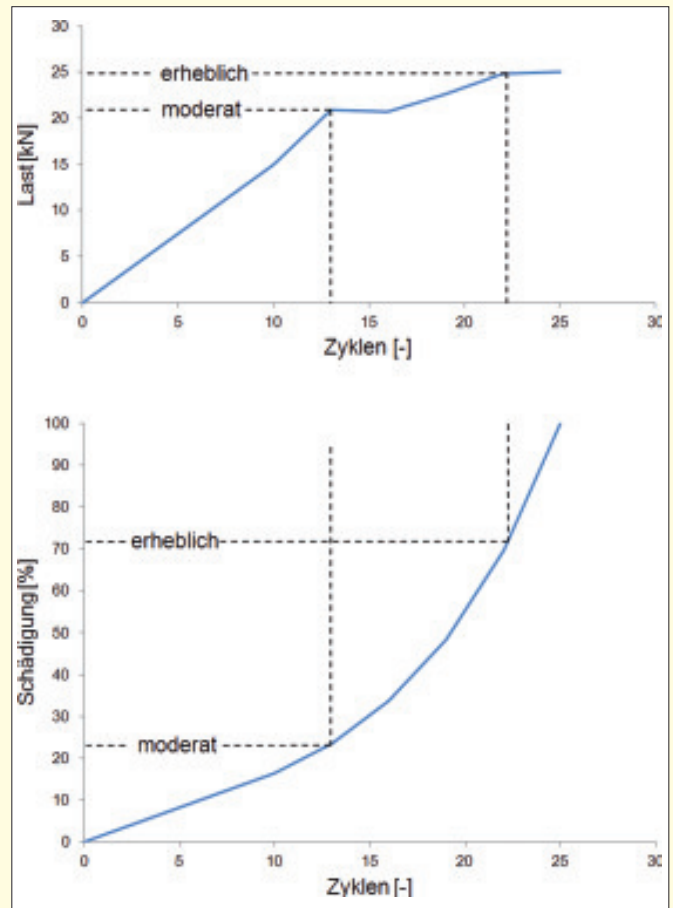


Bild 16. Zyklusabhängige Last- (oben) und Schädigungsfunktion (unten) der HZA 29/20 Ankerschiene für Schub quer zur Schiene nach FEMA 461 [7]

nachgewiesen werden. Auch ein parallel entwickeltes Finite-Elemente Modell konnte mit den Versuchsergebnissen verifiziert werden und bildet somit eine gute Grundlage für weiterführende numerische Untersuchungen. Erste Tastversuche nach den Vorgaben der FEMA 461 [7] deuten ebenfalls an, dass die untersuchten Ankerschienen für die betrachteten Lastfälle einen ausreichenden seismischen Widerstand aufweisen.

Literatur

- [1] *Deutsches Institut für Normung (DIN):* DIN CEN/TS 1992–4–1: 2009 – Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton – Teil 4–1: Allgemeines. Beuth Verlag, Berlin, 2009.
- [2] *Kraus, J.:* Tragverhalten und Bemessung von Ankerschienen unter zentrischer Zugbelastung. Dissertation, Universität Stuttgart, 2003.
- [3] *Güres, S.:* Zum Tragverhalten von Ankerschienenbefestigung unter nicht ruhenden Beanspruchungen. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, 2005.
- [4] *Hoehler, S. H.:* Behavior and Testing of Fastenings to Concrete for use in Seismic Applications. Dissertation, Universität Stuttgart, 2006.
- [5] *Elegehausen, R., Mallee, R., Silva, J. F.:* Anchorage in Concrete Construction. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2006
- [6] *American Concrete Institute:* ACI 355.2–2007 – Qualification of Post-Installed Mechanical Anchors in Concrete and Commentary. American Concrete Institute, Farmington Hills, 2007.
- [7] *Applied Technology Council (ATC):* Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components (FEMA 461). Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington D.C., 2007.
- [8] *Deutsches Institut für Bautechnik:* Zulassung Z-21.4–1691 – Halfen-Ankerschienen HZA 29/20, HZA 38/23 und HZA 53/34. Berlin, 2010.
- [9] *Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik (LBB):* Technical Report – Evaluation of the seismic performance of HALFEN anchor channels according to ACI 355.2–2007. Aachen, 2011
- [10] *ANSYS® Inc.:* FEM-Software ANSYS®. SAS IP Inc. URL <http://www.ansys.com>, Version: 12.1.
- [11] *Butenweg, C., Park, J.:* Verhalten von Ankerschienensystemen unter statisch zyklischen Beanspruchungen. 12. D-A-CH Tagung – Erdbeben und Baudynamik, Hannover, 2011.

Dynamic Foundation-Soil Interaction: a Comparative Study

K. Mykoniou, F. Taddei, Z. Han

Abstract It is generally recognized that the interaction between the structures and the underlying soil through the foundations is a significant and sometime critical factor in the analysis of the infrastructures response, especially in seismic zones. With the intent to draw the attention to this subject and to its latest developments, a study of the dynamic response of foundation-soil systems is presented via 3-D numerical models based on two different techniques: the Finite Element Method/Boundary Element Method coupling (FEM/BEM) and the Precise Integration Method (PIM). This investigation was carried out in the framework of a DFG Sino-German project on complex issues of soil-structure interaction (SSI) phenomena including structure-soil-structure interaction (SSSI), whose ultimate aim is to improve the current standard provisions for SSI consideration in engineering practice.

1 Introduction

Dynamic SSI effects have been always important in the context of assessing the seismic safety and vulnerability of large and complex infrastructures, such as bridges, dams, industrial units etc. as well as tall buildings and other structures founded on a soft compliant soil and excited by wind loads. Looking at the contemporary developments of the subject, with the arrival of data processing machines and numerical methods during the years from mid-1960s to mid-1970s, a turning point for the SSI occurred, in that on one hand the focus shifted away from pure analytical methods and on the other hand it became possible to develop simplified approaches and to address complex problems, such as arbitrary shaped flexible foundations, embedment, inhomogeneous media and so on. The use of computers acted as a springboard to a very significant advancement in the development of sophisticated techniques for SSI and today the research area has spread so hugely that many sub-disciplines have become research fields on their own. Indeed, several extensions of the topic have attracted researchers who devote their efforts to very specific aspects such as the cross-interaction between foundations, between structures or even whole urban agglomerations, uplift or sliding phenomena between structures and the soil, underground structure-soil inter-

action, fluid-structure-soil interaction and so on, spilling over to a considerable number of other engineering fields. A complete review of the historical development in SSI has been recently reported by Kausel (1); here the focus is on the background and progresses which favored the development of the two employed methods FEM/BEM and PIM.

2 Numerical techniques in SSI

The numerical methods first employed in SSI were the finite element method (FEM) and the boundary element method (BEM), of which the former took much less time to establish itself for its suitability for nonlinear structures and anisotropic materials. However by now the standard FEM for SSI can be considered obsolete because of the wave reflection effects at the boundary of the finite soil domain. Therefore artificial boundaries, combinable with FEM, have been developed; among the most well-established approaches there are the viscous/viscoelastic boundaries, the paraxial boundaries, the perfectly-matched layer and other equivalent techniques (2). Alternatively, the unbounded soil can be modeled by means of infinite elements, based on a similar concept and formulation to those of the FEM apart from the geometrical decay of the displacement shape functions which fulfill the radiation condition to infinity. All of the aforementioned techniques entail a one-stage analysis for the SSI system; they therefore fall in the category of direct methods, which in general give accurate results only for a sufficiently extensive and computationally expensive model. In contrast, if the system is analyzed in two stages, treating the sub-systems separately, this leads to a substructure method, in which the irregular, bounded and eventually non-linear structure can be modeled by FEM or some other procedure for introducing a finite number of degrees of freedom, while the soil can be modeled by means of analytical or semi-analytical methods which incorporate the radiation condition in a straightforward manner. In other words, the differential equation of the wave propagation problem for the soil can be solved exactly and the fundamental solutions can be used to formulate a boundary integral equation, which leads to the above mentioned boundary element method (BEM) when expressed in a discretized form (3). Additionally, with the BEM only the boundary needs to be discretized, thus reducing the size of the spatial problem by one, which means simpler geometry and less unknowns to be calculated. If a full-space solution is used, a cut-off in the discretization domain is generally necessary. Therefore to compensate for such deficiencies Green's Functions for the half-space may be used so that the stress-free surface is contained directly in the fundamental solution. By proceeding thus, the discretization is limited to the area with different conditions than zero-stresses or modified geo-

Dipl.-Ing. Konstantinos Mykoniou

M.Sc. Francesca Taddei

Chair of Structural Statics and Dynamics,
RWTH-Aachen University

Mies-van-der-Rohe-Str. 1, 52074 Aachen

B.Sc. Zejun Han

Earthquake Engineering Department, Dalian
University of Technology

Linggong Rd.2, 116023 Dalian

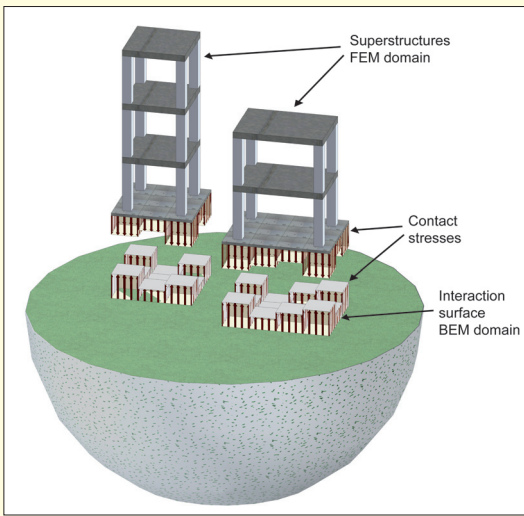


Fig 1. FEM/BEM coupling representation

metries in respect to the half-space (embedding or excavation). For this reason the BEM is considered to be one of the most powerful rigorous methods for modeling infinite domains and furthermore it lends itself easily for coupling with other methods. It has obviously also shortcomings, in that it requires the knowledge of the fundamental solution for the specific problem, which is not always available, and moreover the mathematical skills required to deal with its implementation are quite complex and unfamiliar for an engineer. Of interest are also the thin layer method (TLM) (4), an efficient semi-analytical method which accounts for stratification, including reflection, refraction at the layer boundary, dispersion and geometrical damping, and the so called scaled boundary finite element method (SBFEM), developed by Wolf and Song (5), that can be classified as neither BEM nor FEM but possesses the merits of both methods while avoiding some of their shortcomings. An alternative technique for the computation of wave propagation in stratified materials, called Precise Integration Method (PIM), has been developed by Zhong (6). For layered soil, the spectral method which transforms the wave motion into the frequency-wavenumber domain is conventionally employed, so that it is only necessary to solve the resulting ordinary differential equation with the frequency and wavenumber considered as parameters. In the next sections the two employed methods, the FEM/BEM and the PIM, are discussed with reference to their application in the SSI field and more precisely to their use in the present work.

2.1 FEM-BEM coupling

For the investigation of soil-structure interaction effects, the coupling of FEM and BEM appears inherently attractive since the advantages of each method can be fully utilized. The first FEM-BEM applications were developed in the frequency domain but significant work has been afterwards carried out in the time domain, which has been further extended to account for non-linear behavior of the finite region and/or contact non-linearities (7). In this paper the substructure method is used and the governing equations of the two subsystems are written down separately and combined appropriately by means of compatibility conditions at their interface leading to a mixed boundary-value problem. The analysis is performed in the frequency domain on the basis of a 3-D BEM representation of the half-space.

The displacement equations of motion of a homogeneous, isotropic, linear elastic body such as in the present case, assuming zero body forces and initial conditions, can be

transformed to a boundary integral equation through various well-known techniques. Expressed in symbolic vector-tensor notation, we obtain:

$$u_i(\xi) = \int_{\Gamma} u_{ij}^*(\xi, x) \cdot p_j(x) d\Gamma \quad (1)$$

where $u_{ij}^*(\xi, x)$ are Green's functions for the half-space in the frequency domain, which represent the surface displacements in the j direction at point x corresponding to a unit harmonic force acting in the i direction applied on the surface of the half-space at point ξ , while u and p are the unknown displacements and tractions. Only the interface of the substructures is meshed into N elements of uniform rectangular shape, contact stresses p being assumed to be constant within each of them. The displacements at the m interaction points ($m=1, \dots, N$) resulting from equation (1) are:

$$u^m = \sum_{k=1}^N \int_{\Delta A} u^{*(mk)} dA \cdot p^k \quad (2)$$

Taking into account the effect of all contact stresses acting on the soil-structure interface, equation (2) can be written in a compact form as:

$$u = F_{soil} \cdot p \quad (3)$$

Where F_{soil} can be interpreted as the soil flexibility matrix. The FE-discretized equation of motion of a structure resting on a compliant soil can be expressed in the frequency domain in terms of the nodal displacements v at the interaction horizon as:

$$(-\omega^2 \cdot M + i\omega C + K) \cdot v = S \cdot v = P - Q \quad (4)$$

Here S is the frequency-dependent stiffness matrix, P the external load vector and Q the corresponding vector of the interaction forces. In the case of full contact between structure and underlying soil, the compatibility condition is enforced at the interaction points (Figure 1), leading to:

$$Q = T_q \cdot F^{-1} \cdot T_u \cdot v = K_{soil} \cdot v \quad (5)$$

K_{soil} is the stiffness matrix of the soil with respect to the finite element nodes and T_q and T_u are supplementary transformation matrices which depend only on the shape functions of the finite elements. Substituting equation (5) in (4), a linear system of equations is derived where the only unknowns are the displacements of the FE sub-region and therefore standard methods can be used for its solution. The implementation of the above described coupled BE/FE method for SSI investigation purposes has been originally carried out by Savidis et al (8) (9) and afterwards improved in 2005 by Renault (10) (11) (12).

2.2 PIM

The PIM is a precise numerical method for solving first-order, linear ordinary differential equation and unlike in the BEM, no analytical derivation of the solution is necessary and the problem is approached by means of matrix method similarly to the FEM. Here the PIM is combined with the extended Wittrick-Williams (W-W) algorithm, which ensures that all eigenvalues are found, with saving in computational cost and satisfactory accuracy.

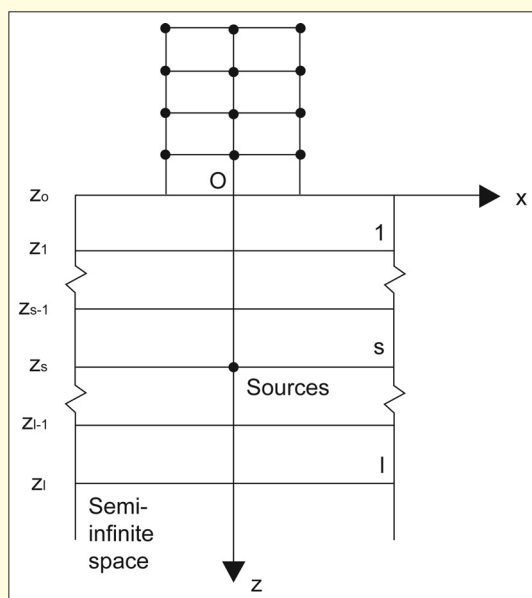


Fig 2. Layered soil and structure interaction model

For illustrative purposes, we consider a layered half-space of l layers, which lies above a semi-infinite space and supports infinitely long structure (13). The excitation is represented by plane waves, propagating in the soil along the x direction from a point located at the bottom of layer s (Figure 2). The problem variables are independent of the coordinate y .

Combining the equations of wave motion with the strain-displacement and stress-strain relationships for a viscoelastic material, the governing equations for the isotropic soil can be expressed in frequency domain as a set of two decoupled ordinary differential equations respectively for the P-SV and SH waves, as:

$$v'_{P-SV} = \begin{bmatrix} A_{P-SV} & B_{P-SV} \\ C_{P-SV} & D_{P-SV} \end{bmatrix} v_{P-SV}, v_{P-SV} = \begin{Bmatrix} u_{P-SV} \\ p_{P-SV} \end{Bmatrix}, \quad (6)$$

$$u_{P-SV} = \{u \ w\}^T, p_{P-SV} = \{\tau_{xz} \ \sigma_z\}^t$$

$$v'_{SH} = \begin{bmatrix} A_{SH} & B_{SH} \\ C_{SH} & D_{SH} \end{bmatrix} v_{SH}, v_{SH} = \begin{Bmatrix} u_{SH} \\ p_{SH} \end{Bmatrix}, \quad (7)$$

$$u_{SH} = \{v\}, p_{SH} = \{\tau_{xz} \ \sigma_z\}$$

Where $v'_{P-SV} = \partial(v_{P-SV})/\partial z$ and $v'_{SH} = \partial(v_{SH})/\partial z$, u_{P-SV} and u_{SH} are the displacement vectors, while p_{P-SV} and p_{SH} the traction vectors. Details for the matrices A, B, C and D can be found in (14). The equation (6) and (7) are linear differential equations with constant parameters, therefore the displacement and stress vectors at ground level in the frequency-wavenumber domain satisfy

$$u(\kappa, 0, \omega) + U(\kappa, \omega)p(\kappa, 0, \omega) = n(\kappa, \omega) \quad (8)$$

Where $u = \{u_{P-SV}, u_{SH}\}^T$ and $p = \{p_{P-SV}, p_{SH}\}^T$ and the matrix $U(\kappa, \omega)$ and the vector $n(\kappa, \omega)$ are unknown and can be readily computed using the PIM as follows.

For a space domain problem PIM uses specified two-point boundary value conditions. If z_0 is the depth at end a and z_s^- at end b we can write

$$u_0 = u_0(u_s^-, p_0), p_s^- = p_s^-(u_s^-, p_0), \quad (9)$$

Then if z_s^+ is the depth at end a and z_l^- at end b we have

$$u_s^+ = u_s^+(u_l^-, p_s^+), p_l^- = p_l^-(u_l^-, p_s^+), \quad (10)$$

Furthermore if the excitation sources at $z = z_s$ are

$$u_s^+ = u_s^- + s, p_s^+ = p_s^- + t \quad (11)$$

Where s and t depends on the type of excitation. The equations (9), (10) and (11), together with the continuity conditions at the interfaces of the layers and the radiation condition in the uniform semi-infinite space give the unknown U and n . Detailed formulation can be found in (14). As can be seen in equations (9) and (10) the PIM differs from the stiffness formulation because of the use of mixed variables: u_a and p_b are given in terms of u_b and p_a , unlike in the stiffness formulation where p_a and p_b are given in terms of u_a and u_b . Once the matrix $U(\kappa, \omega)$ and the vector $n(\kappa, \omega)$ are known, they can be used to solve the equation (8) combined with the boundary conditions at ground level. Therefore the force vector which contains the ground level excitations can be used to solve the dynamic equations of the superstructure, which can be modeled with FEM or mass-stiffness-damping systems. Using the PIM, the procedure can produce very good results, of which accuracy depends only on the precision of the computer used.

3 Examples

In this section a comparison of frequency domain results by FEM/FEM and PIM techniques is reported. Three dimensional soil-foundation and foundation-soil-foundation interaction (FSFI) analyses for rigid massless square plates lying on a homogeneous elastic and viscoelastic half-space have been carried out in the frequency domain. The FSF may be considered as an intermediary step to the more advanced superstructure-foundation-soil systems. This step allows the researchers to isolate the basic physical aspects of the problem and compare the two methods for the standard cases in SSI. In general, for a 3D rigid massless foundation the dynamic behavior is characterized by the stiffness matrix K , which relates the vector of the forces and moments P to the resulting displacements and rotations u as follows:

$$P = K \cdot u \quad (6)$$

Similarly one can use the inverse form written as

$$u = F \cdot P \quad (7)$$

where F this time is the dynamic flexibility matrix of the foundation-soil system, also called compliance matrix, which is used later on in this paper in order to display the results. The components of the compliance matrix, in the frequency domain, can be expressed in complex notation as

$$F_{ij}(\omega) = Re(F_{ij}) + ilm(F_{ij}) \quad (8)$$

The real part depends on the stiffness and inertia of the soil, while the imaginary part is related to the system damping, which exists independently from the model of the infinite medium material and is associated to both wave

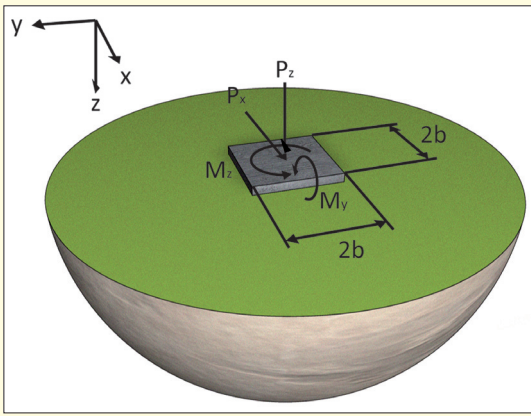


Fig. 3. Soil-foundation system geometry

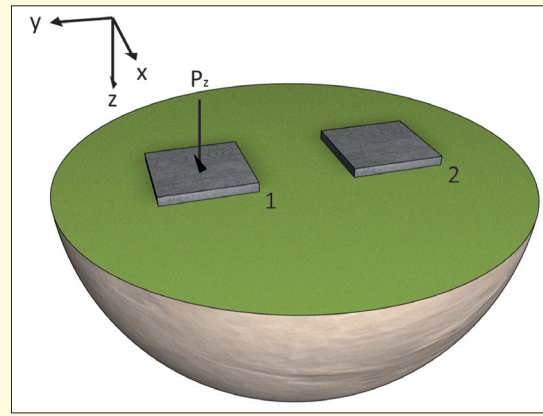


Fig. 4. Foundation-soil-foundation system geometry

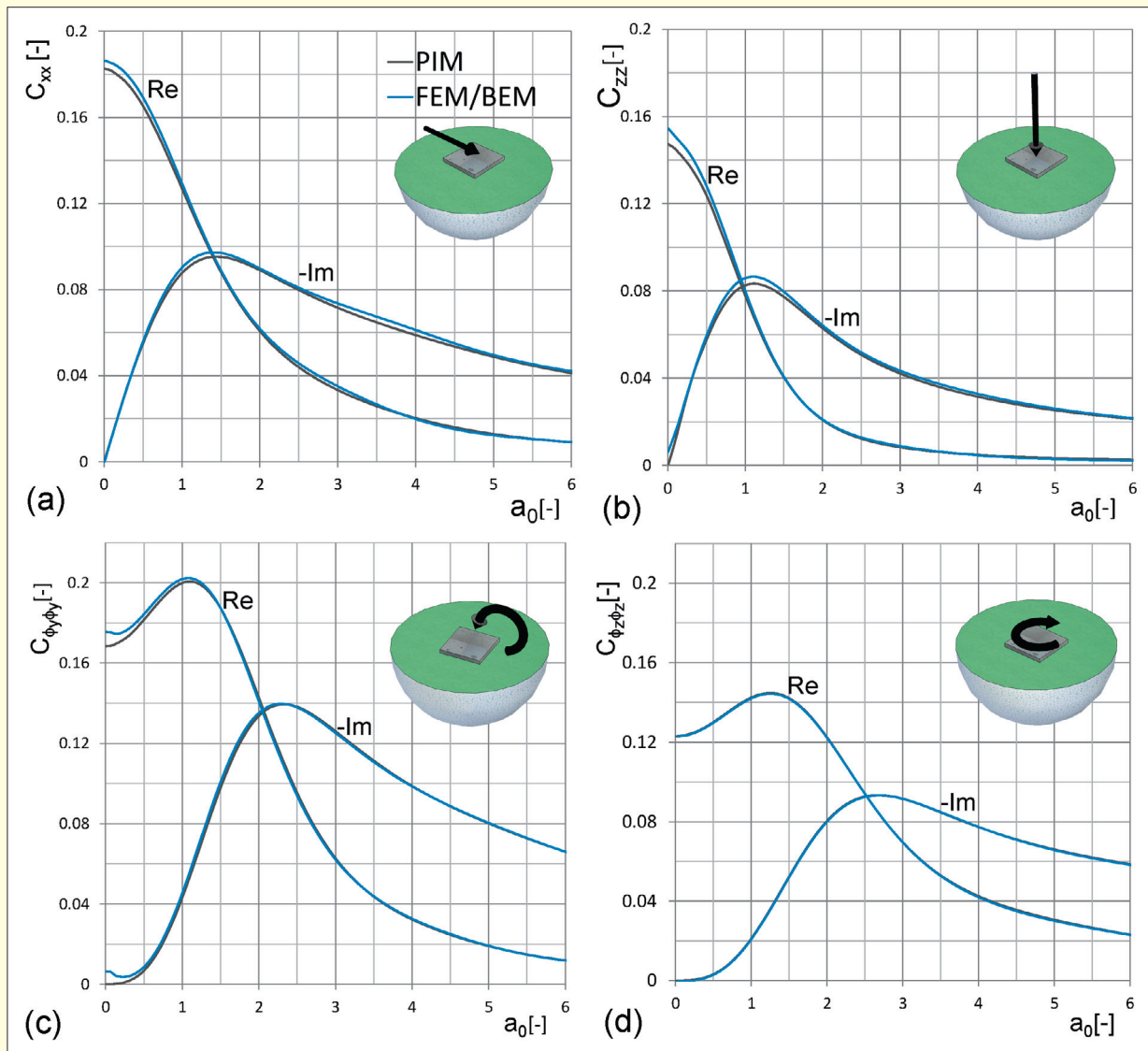


Fig. 5. Comparison of PIM and FEM/BEM methods for the horizontal (a), vertical (b), rocking (c) and torsional (d) compliances for a rigid massless square foundation on homogenous half space.

radiation and material damping. The geometry of the two numerical examples is shown in **Figure 3** and **Figure 4**. Relaxed boundary conditions are assumed, meaning that the various modes of vibration become uncoupled since the off-diagonal terms of the stress tensor are neglected. A frictionless interface is assumed between the foundation

and the half space and no uplift is allowed. The solutions are presented in form of normalized values; therefore the dimensions of the plates, the properties of the soil and the loading amplitude can be arbitrary, with the exception of the damping of the soil ξ_s and the Poisson ratio of the soil ν_s , which is chosen here as 0.33.

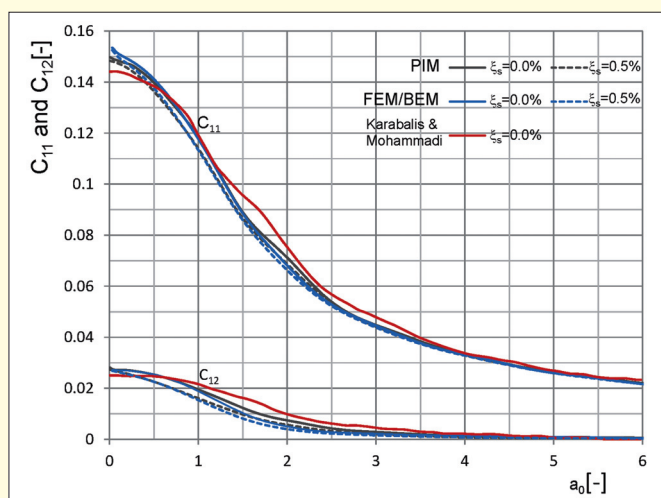


Fig 6. Vertical compliances for two adjacent square foundations on an elastic ($\xi_s = 0.0\%$) and viscoelastic ($\xi_s = 0.5\%$) homogenous halfspace.

3.1 Soil-foundation system

For the case of single rigid massless foundation on half space, the results obtained in the frequency domain are presented in Figure 5, in terms of horizontal, vertical, rocking and torsional compliance functions, non-dimensionalized as follows:

$$C_{xx} = \frac{\mu b u_x}{P_x}; C_{zz} = \frac{\mu b u_z}{P_z}; C_{\varphi_y \varphi_y} = \frac{\mu b \varphi_y}{M_y}; C_{\varphi_z \varphi_z} = \frac{\mu b \varphi_z}{M_z} \quad (9)$$

The dimensionless frequency is expressed as

$$a_0 = \frac{\omega b}{c_s} \quad (10)$$

Here μ is the shear modulus of the soil, c_s is the shear waves velocity and ω is the circular frequency of the load. For this first example the damping of the soil ξ_s is assumed to be zero. Therefore the soil is considered purely elastic.

3.2 Foundation-soil-foundation system

The through-the-soil response of two adjacent square, rigid, massless foundations resting on an elastic, homogenous half space is also analyzed. With reference to Karabalis and Mohammadi (15), we assumed a distance ratio of $X/b = 4$, where X is the distance between the centers of the two foundations, and the dimensionless frequency a_0 ranges from 0 to 6. C_{11} and C_{12} are the vertical compliances of the foundations 1 and 2 respectively, when the foundation 1 is loaded with a vertical force. For this second example both the purely elastic ($\xi_s = 0$) and the viscoelastic half space, with damping ratio $\xi_s = 0.5\%$, are considered. Here the results are plotted in Figure 6 in terms of amplitude, instead of real and imaginary parts. The results are in satisfactory agreement and the slight mismatches can be considered unimportant.

4 Conclusion

A comparison of the coupled BEM/FEM and the PIM in frequency domain has been performed with the aid of basic classical 3D problems of dynamic soil-structures interaction. The results obtained from the two techniques are not only in good agreements with each other but also with the ones reported in other previous works. The two methods

can be readily used for validating each other's results in the further steps of the project. The FEM/BEM method can be efficiently used to step forward in the field of the SSSI, profiting on one hand from the huge ongoing progress and available previous work in the FEM application area and on the other hand from the inherent validity and analytical precision of the BEM. Thanks to its versatility and analytical-solution-free formulation, the PIM can be readily employed with high accuracy for anisotropic stratified and seismic excited media surrounding or underlying the infrastructures considered.

Literatur

- (1) Kausel, E.: Early history of soil-structure interaction, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.30, 2010.
- (2) Kausel, E.: Local Transmitting Boundaries, Journal of Engineering Mechanics, Vol.114, 1988.
- (3) Domínguez, J.: Dynamic stiffness of rectangular foundations, Research Report R78-20, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, 1978.
- (4) Kausel, E.: Thin-layer method: formulation in the time domain, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 37, 1994.
- (5) Wolf, J.P., Song, C.: Finite-element Modelling of Unbounded Media. John Wiley & Sons: Chichester, 1996.
- (6) Zhong W.X.: The method of precise integration of finite strip and wave guide problems, International Conference on Computational Methods in Structural and Geotechnical Engineering, Vol. 1, 1994.
- (7) Savidis, S.A., Bode, C., Hirschauer, R.: Three-Dimensional Structure-Soil-Structure Interaction under Seismic Excitation with Partial Uplift, Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, 2000.
- (8) Hirschauer, R., Bode, C., Savidis, S.A.: Dynamische Baugrund-Bauwerk Wechselwirkung mit ANSYS unter Berücksichtigung der Wellenabstrahlung im Baugrund – Lösung im Zeitbereich, Proceedings of the 18th CAD-FEM Users' Meetings, Hannover, 2000.
- (9) Savidis, S.A., Bergmann, S. Bode, C., Hirschauer, R.: Dynamic Interaction Between Rail Track Systems and the Subsoil: Solutions in the Frequency- and Time Domain, Proceedings of the 4th International Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, USA, 2001.
- (10) Renault, P., Meskouris, K.: Coupled Boundary Element- Finite Element Method in Soil-Structure-Interaction Analyses, Advanced Numerical Analyses of Solids and Structures, and Beyond: Conference Proceedings, Graz 2004, 2004.
- (11) Renault, P., Meskouris, K.: A coupled BEM/FEM approach for the numerical simulation of bridges structures, Proceedings of the 6th European Conference on Structural Dynamics, EURODYN 2005, 2005.
- (12) Renault, P.: Bewertungsverfahren zur Beurteilung der Erdbebensicherheit von Brückenbauwerken (in German), PhD Thesis, RWTH Aachen University, 2007.
- (13) Gao, Q., Lin, J.H., Zhong, W.X., Howson, W.P., Williams, F.W.: Isotropic layered soil-structure interaction caused by stationary random excitations, International Journal of Solids and Structures, Vol. 46, 2009.
- (14) Gao, Q., Lin, J.H., Zhong, W.X., Howson, W.P., Williams, F.W.: Random wave propagation in a viscoelastic layered half space, International Journal of Solids and Structures, Vol. 43 (21), 2006.
- (15) Karabalis, D., Mohammadi, M.: 3-D dynamic foundation-soil-foundation interaction on layered soil, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol 17, 1998.

Schwingungen von Tribünen – ein Beitrag zur baulastdynamischen Auslegung

D. Heiland, M. Mistler

S 14



Bild 1. Aachener Tivoli während der Bauphase (Juni 2009): Vorder- und Hinteransicht

Zusammenfassung Das Schwingungsverhalten von Stadien war schon häufig ein Thema, das nicht nur Bauingenieure interessiert, sondern auch die Zuschauer und die Presse. Die Frage der Gebrauchstauglichkeit einer Baukonstruktion bekommt hier eine für jeden greifbare Dimension. Wie ein Stadion schwingt, das keiner oder nur einer oberflächlichen baulastdynamischen Berechnung der Gebrauchstauglichkeit unterzogen wurde, kann man sich unter www.youtube.com ansehen. Dabei sind die Grundlagen für eine baulastdynamische Berechnung zur Begrenzung der Schwingungen seit langem bekannt. Dies bezieht sich sowohl auf die Seite der Einwirkungen als auch auf die Frage geeigneter Grenzwerte (Widerstandsseite). Eine konsequente baulastdynamische Dimensionierung nach heutigem Stand der Technik kann die geschilderte Problematik verhindern. Dies setzt jedoch, wie im Folgenden gezeigt wird, eine baulastdynamische Gesamtbetrachtung der Tribünenkonstruktion voraus. Eine Betrachtung z.B. einer einzelnen Tribünenstufe als unabhängiges Bauteil reicht nicht aus.

1 Baulastdynamisches Bemessungskonzept

Von den Autoren wurden in den letzten Jahren zahlreiche moderne nationale und internationale Stadien baulastdynamisch betreut, u.a. MSV-Arena, Aachener Tivoli (Bild 1), Rhein-Neckar-Arena, Audi-Sportpark. Dabei stellte sich stets heraus, dass die sich auf rein statischen Überlegungen ergebenden Querschnitte aus baulastdynamischer Sicht nicht ausreichend waren.

Dr.-Ing. Dieter Heiland, Dr.-Ing. Michael Mistler

Ingenieurbüro Dr. Heiland
Sachverständigenbüro für Baulastdynamik
Bergstraße 174, 44807 Bochum

Die Bemessung von Stadien sollte daher nicht nur den Nachweis der Tragfähigkeit beinhalten. Die Erfahrung zeigt, dass auch der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit bezüglich personeninduzierter Schwingungen explizit geführt werden sollte (Bild 2). Hierfür hat sich das neue Beurteilungskonzept der VDI 2038(E) [1] in der Praxis bereits hervorragend bewährt, da es sowohl auf der Einwirkungsseite als auch auf der Seite der Grenzwertdefinition die in der Literatur seit langem bekannte Lastansätze zusammenführt.

Und zwar werden gemäß Bild 3 bis zu drei unterschiedliche Bemessungssituationen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) definiert (quasi-ständig; häufig; selten). Sie unterscheiden sich durch ihre unterschiedliche Auftretenshäufigkeit, d.h. der Anzahl der Ereignisse pro Zeiteinheit und ihre Intensität. Je nach Bedeutungskategorie des betrachteten Bauwerkes werden diesen Bemessungssituationen unterschiedliche Komfortniveaus zugeordnet.

Die in der Richtlinie angegebenen Beschleunigungswerte zur Beschreibung der Komfortniveaus spiegeln die in der Literatur genannten Anhaltswerte wieder (u.a. [1], [2], [3], [4], [5], [6], [7]). An dieser Stelle sei ausdrücklich darauf hingewiesen, dass der niedrige Komfort von ca. $3,0 - 3,5 \text{ m/s}^2$ in keiner Bemessungssituation überschritten werden darf, da dies sonst Panik und damit eine sicherheitsgefährdende Situation auslösen könnte.

2 Baulastdynamische Vordimensionierung

Wie bereits erwähnt sollten die Querschnitte nicht nur aus statischer, sondern aus baulastdynamischer Sicht dimensioniert werden. Dies ist der Grund, warum die Baulastdynamik sinnvoller Weise bereits in der Vorplanungsphase Berücksichtigung finden sollte (Bild 4). Auch lassen sich auf diese Weise spätere Umplanungen vermeiden.

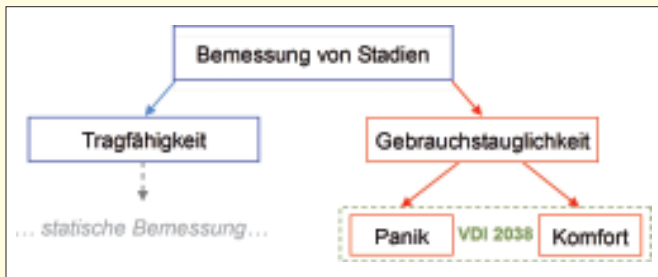


Bild 2. Bemessung von Stadien

Bemessungssituation GZG		Komfortniveau		
		maximaler Komfort	mittlerer Komfort	niedriger Komfort
		$a \leq 0,5 \text{ m/s}^2$	$0,5 \text{ m/s}^2 \leq a \leq 1,0 \text{ m/s}^2$	$1,0 \text{ m/s}^2 \leq a \leq 3,0 \text{ m/s}^2$
quasi-ständig	Fußstampfen von einer Gruppe (5 Pers.)	Steh- und Sitztribünen	Temporäre Tribünen	
häufig	Wippen & Fußstampfen aller Personen (verminderte Synchronisation)	Tribünen mit erhöhten Anforderungen	Steh- und Sitztribünen	Temporäre Tribünen
selten	Hüpfen aller Personen (verminderte Synchronisation)		Tribünen mit erhöhten Anforderungen	Steh- und Sitztribünen

Bild 3. Bemessungsszenarien und Komfort-Anforderungen bei Tribünen [1]

Vereinfachte Konstruktionsregeln über einzuhalten Eigenfrequenzen [2] geben zwar wichtige erste Hinweise zur erforderlichen Steifigkeit, allerdings reicht diese Betrachtung nicht, wenn man z.B. die Tribünenstufe als unabhängiges Bauteil betrachtet und die Wirkung des Zahnbalkens unberücksichtigt lässt. Erst die baulastdynamische Gesamt Betrachtung der Tribünenkonstruktion ermöglicht eine gute Abbildung des zukünftigen Schwingungsverhaltens. Dazu eignen sich FEM-Berechnungen, bei denen die Tribünenstufen, der Zahnbalken, die Stützkonstruktion und – je nach Steifigkeit des Baugrundes – auch die Fundamentierung abgebildet werden (Bild 5). Die Untersuchung in vertikaler Richtung

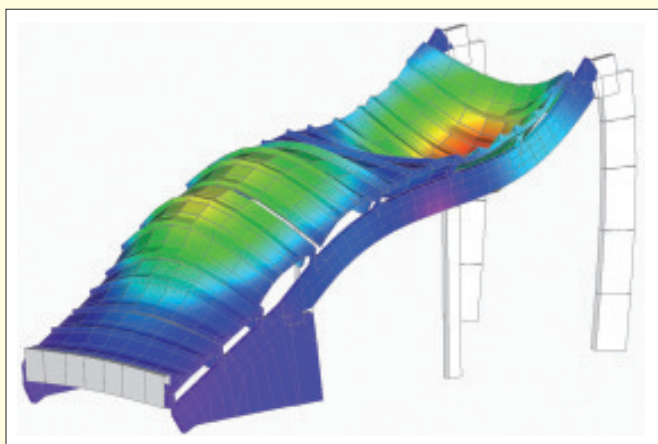


Bild 5. Modalform einer Tribüne



Bild 4. Eingliederung der Baudynamik in den Planungsprozess

kann, wenn es die Symmetrie zulässt, anhand eines einzelnen, repräsentativen Tribünenabschnitts erfolgen, wobei dann der Hauptträger bzw. Zahnbalken mit halber Steifigkeit angesetzt wird.

Die dargestellte Modalform in Bild 5 macht zwei Aspekte deutlich:

1. Sowohl die Tribünenstufen als auch die Zahnbalken sind maßgebend am Schwingungsverhalten von Tribünen beteiligt. In diesem Zusammenhang durchgeführte Studien und Gutachten haben gezeigt, dass die Eigenfrequenzberechnung einer Tribünenstufe als unabhängiges Bauteil

stets höher liegt als die sich bei einer Gesamtbetrachtung ergebenden. Eine falsche Dimensionierung der Tragstruktur kann nachgewiesenermaßen sehr leicht dazu führen, dass im Resonanzfall Schwingbeschleunigungen auf die Zuschauer einwirken, die im Bereich der Erdbeschleunigung ($9,81 \text{ m/s}^2$) oder sogar darüber liegen. Derartige Werte überschreiten dann die Panikgrenze um den Faktor 3.

2. Dadurch, dass sowohl die Stufe als auch der Zahnbalken das Schwingungsverhalten

der Tribünenkonstruktion beeinflusst, gibt es stets mehrere Möglichkeiten, das Tragwerk so zu dimensionieren, dass die Schwingungsgrenzwerte eingehalten werden (Bild 6). Zwar ist eine gewisse Mindeststeifigkeit sowohl der Tribünenstufe als auch des Zahnbalkens unbedingt erforderlich, ansonsten ist es aber in einem bestimmten Maß möglich, einen zu weichen Zahnbalken bzw. Hauptträger durch eine erhöhte Steifigkeit der Stufe (z.B. durch Vergrößerung des Unterzuges, (Bild 7) zu kompensieren bzw. auch umgekehrt. Die optimale Abmessungskonfiguration ergibt sich schlussendlich aus einer Wirtschaftlichkeitsbetrachtung.

3 Dynamische Berechnung

Die dynamische Berechnung des Tragwerkes kann auf der Basis modaler Daten oder aber Zeitbereichsberechnungen erfolgen. Folgende Punkte sind für eine vollständige und realistische Prognoseberechnung wichtig:

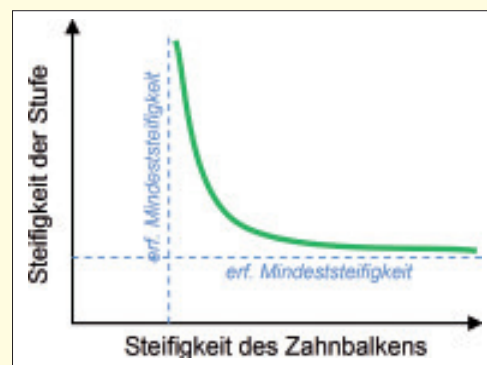


Bild 6. Abhängigkeit der erforderlichen Zahnbalken- und Tribünenstufen-Steifigkeit

- Bei der Belastung müssen gleichzeitig mindestens die ersten drei Harmonischen (Grund-Anregungsfrequenz, Anregung in der doppelten und dreifachen Frequenz) berücksichtigt werden.
- Es ist eine Frequenzvariation durch z.B. einen Frequenzsweep durchzuführen, um variierende Anregungsfrequenzen (verursacht durch z.B. unterschiedliche gesungene Lieder im Stadion) zu berücksichtigen. Die Bandbreite der möglichen Grundanregungsfrequenzen hängt von der Bewegungsart ab (Hüpfen und Wippen: 1,5 Hz – 3,0 Hz; Fußstampfen: 1,5 Hz – 3,5 Hz). Die zu untersuchende Schrittweite soll bei StB.-Tragwerken ca. 0,1 Hz betragen, bei Stahltragwerken sollte aufgrund der geringeren Dämpfung die Schrittweite bei 0,05 Hz liegen.
- Durch unterschiedliche Koordinationsfaktoren K_i für jede Harmonische i werden Synchronisationseffekte gemäß [3], [1] berücksichtigt, vorausgesetzt ist hierbei eine beteiligte Personenanzahl > 50 .
- Das Berechnungsmodell muss alle Tragwerkseigenmoden bis 10 Hz berücksichtigen.
- Realistische Berücksichtigung der Dämpfung (ggf. frequenzabhängig)
- Realistische Abschätzung der Steifigkeitsabfalls im Zustand II, messtechnische Untersuchungen an Tribünenstufen haben gezeigt, dass der gerissene Querschnitt (Zustand II) nur noch 60% an Steifigkeit gegenüber dem ungerissenen Zustand I aufweisen [8], bei Zahnbalken liegt der Wert deutlich höher.

4 Möglichkeiten der Verbesserung des dynamischen Verhaltens

Wenn die prognostizierten Schwingbeschleunigungen die Grenzwerte nicht einhalten, können verschiedene Maßnahmen ergriffen werden, um das Schwingungsverhalten des Tragwerkes zu verbessern. Hierbei können außer den üblichen Querschnittsveränderungen auch konstruktive Verbesserungen effektiv greifen.

So kann die Anregerbarkeit einer Tribüne deutlich gesenkt werden, wenn in den entsprechenden Schwingungsmoden die Baugrunddämpfung aktiviert werden kann. Das ist dann der Fall, wenn im betrachteten Schwingungsmodus die Fundamente „mitschwingen“. Auch Endeinspannungen von Zahnbalken in Fundamente können dazu führen, dass dadurch erzwungene Drehbewegungen der Fundamente letztlich Dämpfung aktiviert, was zu verringerten Schwingungsantworten in Resonanznähe führt.

Schwingungstilger /-dämpfer stellen ebenfalls eine Möglichkeit dar, mit deren Hilfe sich Schwingungsmoden dämpfen lassen. Die Anordnung sollte stets in den „Schwingungsbäuchen“ der kritischen Eigenformen erfolgen, was je nach System die Tribünenstufe, der Zahnbalken oder auch sonst ein schwingendes Bauteil sein kann. Der Einsatz solcher Tilger eignet sich meistens dann, wenn Tragwerke nachträglich saniert werden müssen und eine Ertüchtigung der Tragstruktur nicht möglich ist. Auch wenn die Verwendung von Schwingungstilger geplant wird, erübrigt sich nicht der Nachweis der baodynamischen Gebrauchstauglichkeit.

Auch bei der Konzeption der Fertigteile wie z.B. den Tribünenstufen kann baodynamisch optimiert werden. Ein Fertigteile aus mehreren Stufen bewirkt aufgrund der höheren

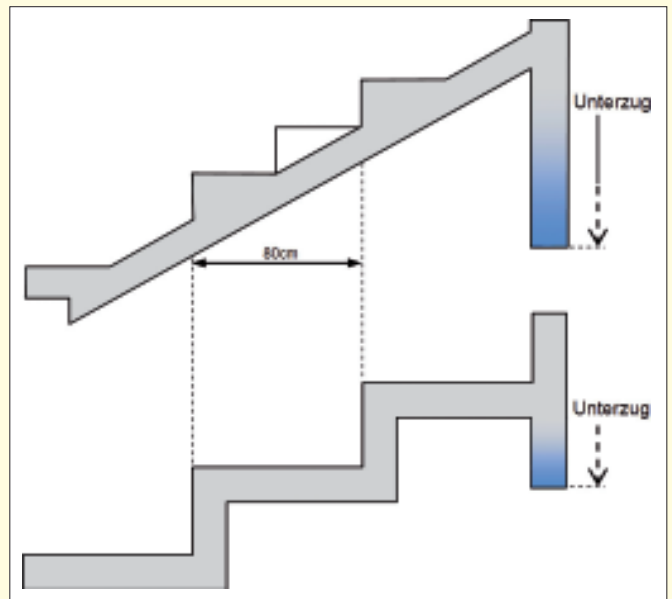


Bild 7. Möglichkeit zur Versteifung einer Tribünenstufe

Steifigkeit und Hauptachsenänderung eine deutliche Reduktion der auftretenden Beschleunigungen gegenüber Einzelstufen. Außerdem bewirkt die größere Grundrissfläche, dass die Anzahl der tatsächlich synchronisierten Personen statistisch geringer ist als bei Einzelstufen.

5 Fazit

Die Verfahren zur Berechnung und Beurteilung von Schwingungen im Hinblick auf die Gebrauchstauglichkeit eines Tragwerkes haben sich in den letzten Jahren nicht zuletzt durch die neue Richtlinie VDI2038(E) [1] sehr weit entwickelt. Die Anwendung der Berechnungsverfahren und der Grenzwerte haben sich bereits bewährt. Die Autoren zeigen, wie moderne Stadien schwingungstechnisch so optimiert werden können, dass die Grenzwerte der VDI2038(E) [1] eingehalten werden.

Literatur

- [1] VDI2038(E): Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken bei dynamischen Einwirkungen – Untersuchungsmethoden und Beurteilungsverfahren der Baudynamik. März 2009
- [2] Bachmann, H., Ammann, W.: Schwingungsprobleme bei Bauwerken. International Association for Bridge and Structural Engineering (1987)
- [3] ISO 10137 (E): Bases for design of structures – Serviceability of buildings and pedestrian walkways against vibration (2004)
- [4] Kasperski, M.: Menschenerreger Schwingungen in Sportstadien. Bauingenieur, Band 76 (2001)
- [5] Kasperski, M.: Entwurfsvorgaben für Tribünen- und Deckenkonstruktionen unter menscheninduzierten Lasten. VDI-Bericht 1754 (2003)
- [6] Petersen, C.: Dynamik der Baukonstruktionen. Vieweg-Verlag (1996)
- [7] Schlüter, F.-H., Cüppers, H.-H.: Menscheninduzierte Schwingungen in Sport- und Versammlungsstätten – Erfahrungen aus der Praxis. VDI-Bericht 1754 (2003)
- [8] Roeser, W., Kuhlmann, D.: Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen zu Tribünenplatten unter dynamischer Beanspruchung. Sonderdruck zum Betontag 2007. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 10 (2006)