

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

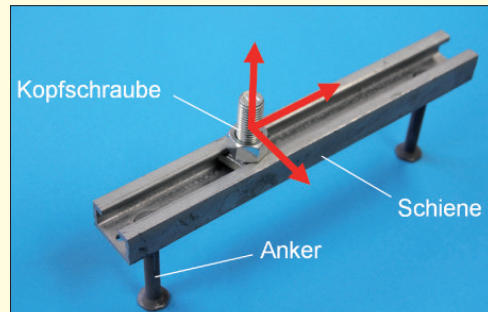


Bild 1. HALFEN-Ankerschiene mit seismischen Einwirkungen in drei Richtungen

und der Teilsicherheitsbeiwert γ_M ist gemäß Abschnitt 4.4.3 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 Elgehausen 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

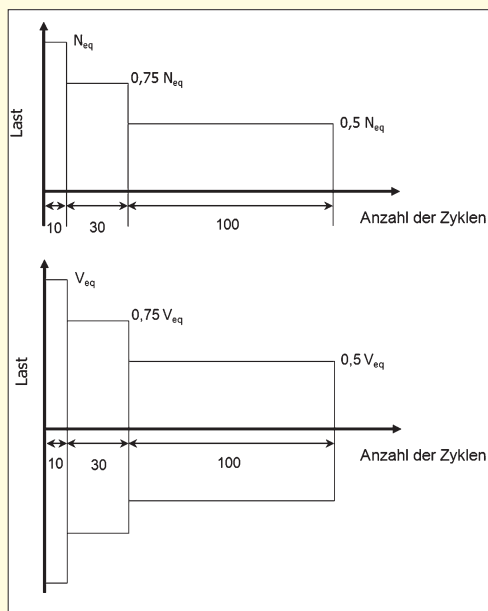


Bild 2. Zyklische Belastungsfunktionen nach ACI 355.2–2007 [6]: Zug (oben), Schub (unten)

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

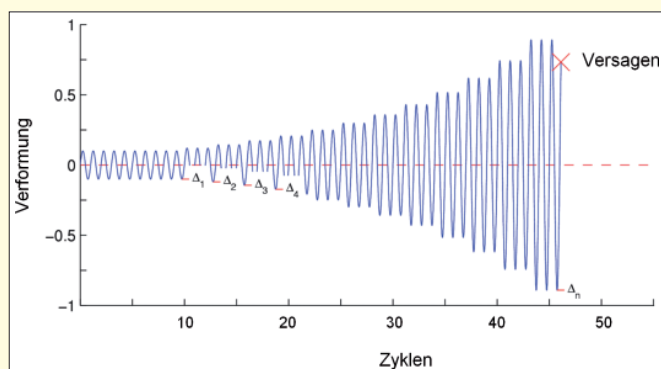


Bild 3. Verformungsgesteuerte zyklische Belastungsfunktion nach FEMA 461 [7]

Bruchlast ermittelt. Diese muss größer als 160 % des aufgebrachten 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 Eligehausen 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. Schalung und Bewehrung des Probekörpers der HZA 38/23 Ankerschiene (links) und dessen Einbauzustand in der Versuchsvorrichtung (rechts)

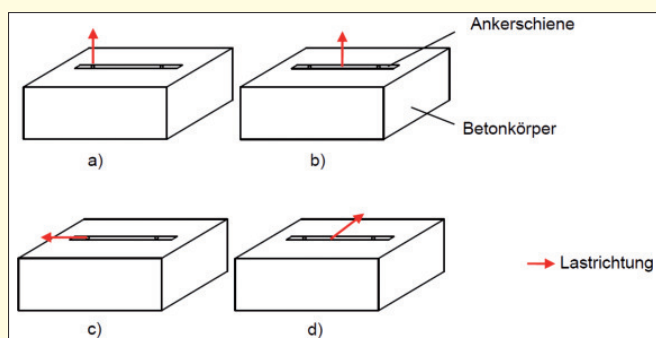


Bild 5. Untersuchte Lastfälle a) zentrischer Zug über dem Anker, b) zentrischer Zug in Feldmitte, c) Schub in Schienenlängsrichtung und d) Schub quer zur Schiene

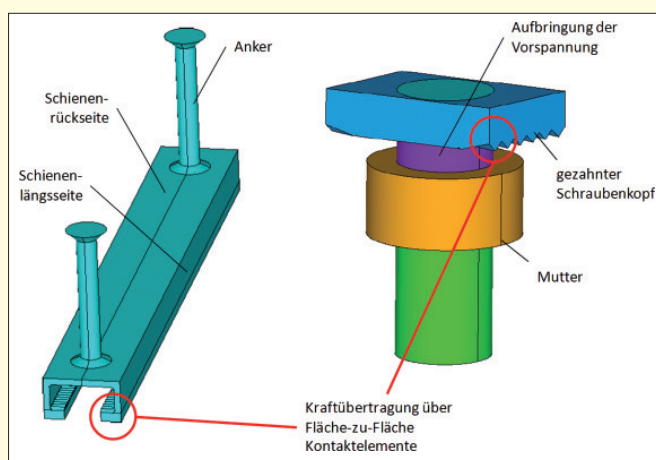


Bild 6. Schematische Darstellung des Ankerschienenmodells bestehend aus Ankerschiene (links) und Kopfschraube (rechts)

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.

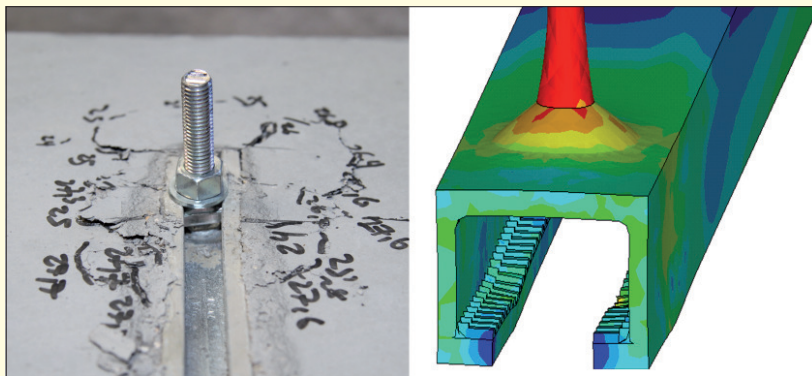


Bild 7. Versagensform für zentrischen Zug über dem Anker (links), qualitative Verformungsfigur aus numerischer Simulation (rechts)

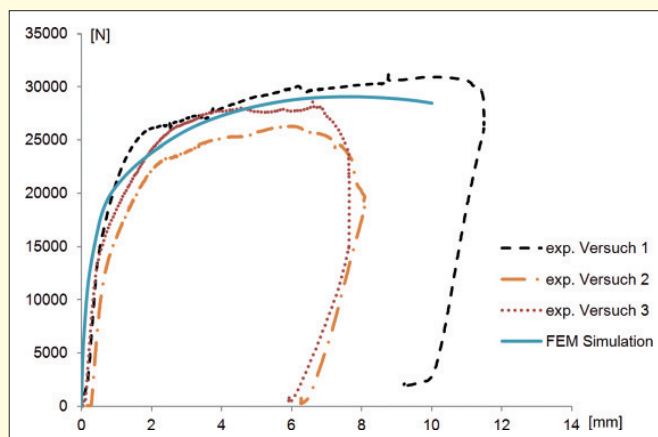


Bild 8. Lastverformungskurven für zentrischen Zug über dem Anker (HZA 29/20)



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

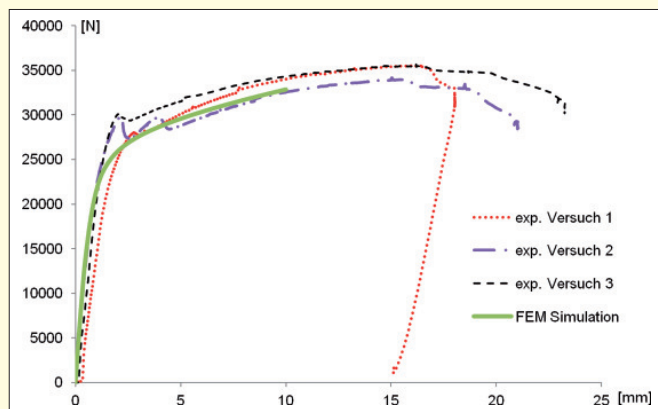


Bild 10. Lastverformungskurven für zentrischen Zug in Feldmitte (HZA 38/23)

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.

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.

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.

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 aufgetragenen 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 Schadenszustände 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 Schadenszustände 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

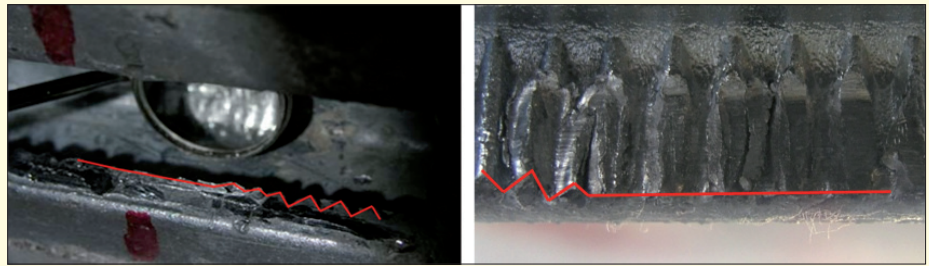


Bild 11. Versagen der gezahnten Schienen bei Schub in Schienenlängsrichtung

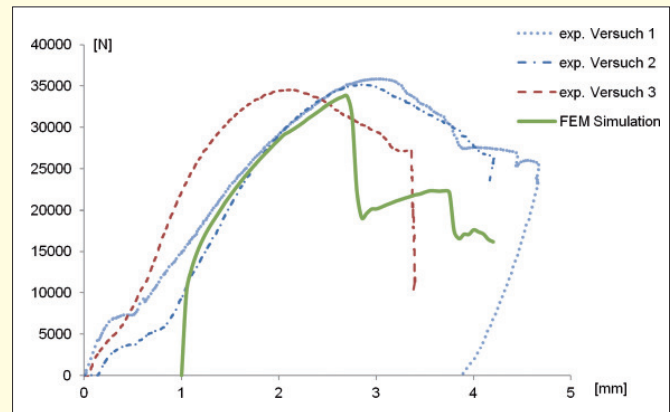


Bild 12. Lastverformungskurven für Schub in Schienenlängsrichtung (HZA 38/23)

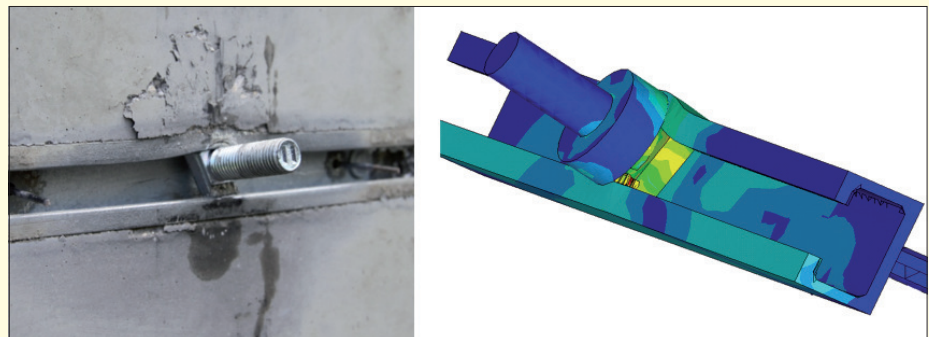


Bild 13. Versagensform für Schubbelastung quer zur Schiene (links), qualitative Verformungsfigur aus numerischer Simulation (rechts)

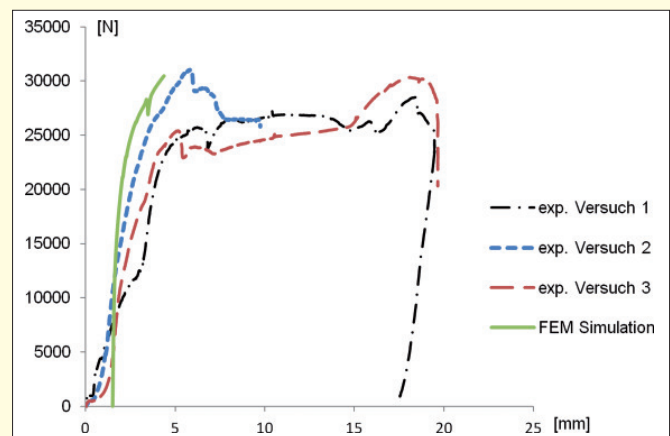


Bild 14. Lastverformungskurven für Schub quer zur Schiene (HZA 29/20)

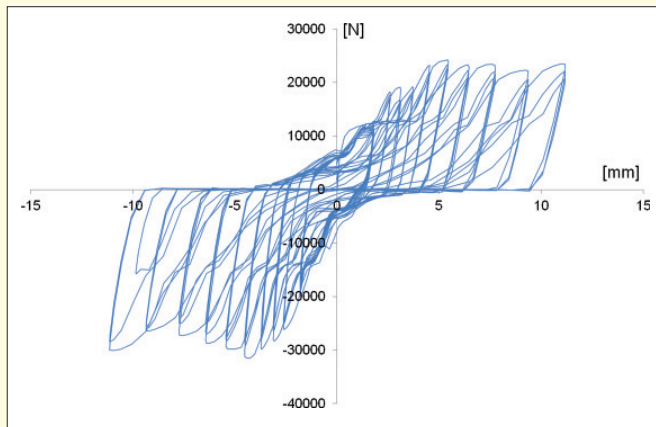


Bild 15. Hysteresekurve der HZA 29/20 Ankerschiene für Schubbelastung quer zur Schiene

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

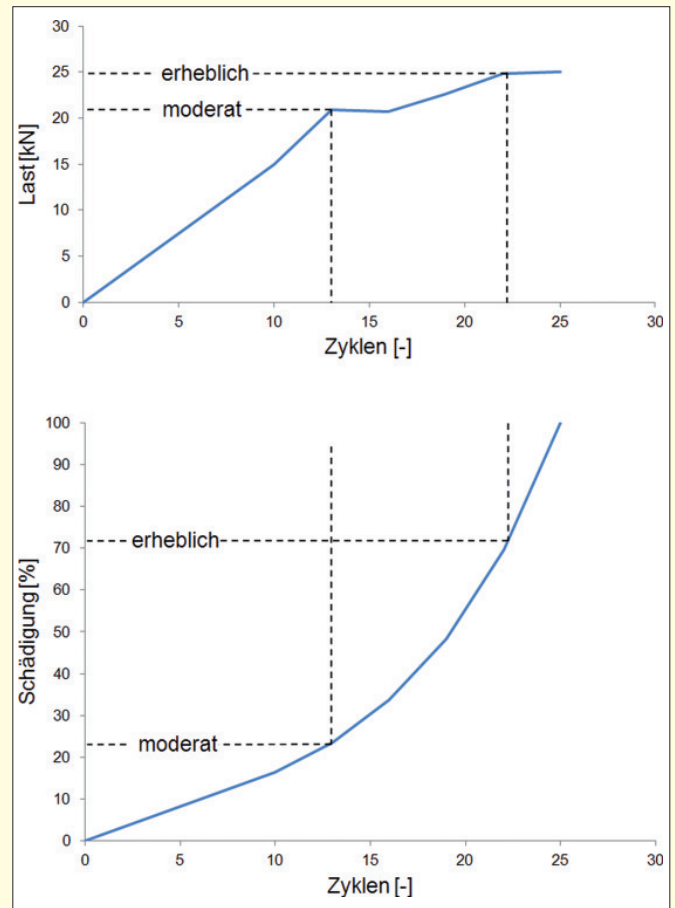


Bild 16. Zyklusabhängige Last- (oben) und Schädigungsfunktion (unten) der HZA 29/20 Ankerschiene für Schub quer zur Schiene nach FEMA 461 [7]

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] Eligehausen, 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.