

# D-A-CH – Mitteilungsblatt – Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik

Eine gemeinsame Publikation von

D G E B  
Deutsche Gesellschaft für Erdbeben-  
ingenieurwesen und Baudynamik  
[www.dgeb.eu](http://www.dgeb.eu)

O G E  
Österreichische Gesellschaft für Erdbeben-  
ingenieurwesen und Baudynamik  
[www.oge.or.at](http://www.oge.or.at)

S G E B  
Schweizer Gesellschaft für Erdbeben-  
ingenieurwesen und Baudynamik  
[www.sgeb.ch](http://www.sgeb.ch)

ISSN 1434-6591

## Inhalt

- S1** EDITORIAL, *H. Sadegh-Azar, L. Moschen, P. Hannewald*
- S2** MODELLIERUNG Sensitivitätsstudie zu seismischen Einwirkungen auf erdverlegte Rohrleitungen unter Berücksichtigung der E DIN EN 998-4:2023-09, *T. Schmitt, L. Reimers*
- S8** BERECHNUNGSVERFAHREN Experimentelle Verifikation der Gültigkeit der modernen Versagenstheorie für verstärkte Stahlbeton-Rahmenknoten, *E. Golias, K. Wittemann, C. Karayannis*
- S19** INTERNATIONALE ERDBEBENFORSCHUNG Das 2024 M7,4 Hualien (Taiwan) Erdbeben: Fragen und erste Erkenntnisse, *J. Schwarz, L. Abrahamczyk, M. Haweyou, P. L. Hasan*
- S26** DGE B FÖRDERPREIS Master/Diplom 2023/2024
- S26** DGE B FÖRDERPREIS Promotion 2023/2024
- S26** SEMINAR Erdbebensicheres Bauen

Liebe Leserinnen, liebe Leser,

der neue Vorstand der DGE B hat seine Arbeit aufgenommen. Im ersten Quartal erfolgte ein erster Austausch mit der French Association for Earthquake Engineering (afps). Es wurden regelmäßige Treffen vereinbart, um ähnliche oder ergänzende Aktivitäten besser zu koordinieren. Die AFPS hat zusammen mit der SGE B eine Erkundungsmission nach Taiwan entsendet, deren Erkenntnisse voraussichtlich im November präsentiert werden.

Die Vorbereitungen für die 18. Europäische Konferenz für Erdbebeningenieurwesen (European Conference on Earthquake Engineering, ECEE2026) haben bereits begonnen. Diese wird vom 14. bis 18. September 2026 in Berlin stattfinden. Es werden über 1 000 Besucherinnen und Besucher erwartet. Die Veranstaltung bietet eine einzigartige Plattform für Austausch, Vernetzung und Innovation über fast alle Themengebiete des Erdbebeningenieurwesens hinweg.

Die nächste D-A-CH Tagung wird am 18. und 19. September 2025 an der TU Wien stattfinden. In den kommenden D-A-CH Mitteilungsblättern werden wir hierüber und das damit einhergehende Doktorandenkolloquium zwischen dem 16. und 18. September 2025 informieren. Wir freuen uns schon jetzt Sie in Wien willkommen zu heißen! Zuvor findet in Lausanne, vom 15.-17.09.2025 die 14<sup>th</sup> International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions SAHC 2025 statt, bei der ein Schwerpunkt zum Thema Erdbeben und historische Gebäude gesetzt wird. Beiträge können bis 15.09.2024 eingereicht werden ([sahc2025.epfl.ch](http://sahc2025.epfl.ch)).

Auch freuen wir uns Ihnen die nächste VDI-Fachtagung „Baudynamik“ vom 02. bis 03. April 2025 in Würzburg ankündigen zu können. Die Tagung informiert im 3-jährigen Rhythmus über die Ermittlung, Beurteilung und Minderung dyna-

mischer Beanspruchungen von Gebäuden. Expert\*innen können bis zum 31. Juli 2024 einen Vortragsvorschlag einreichen. Schwerpunktthemen der Tagung 2025 sind „Digitalisierung im Bauwesen“, „Building Information Modelling“, „Structural Health Monitoring“ und „Methoden der KI“.

Gerne können Sie mit einem eigenen Beitrag oder einer wissenschaftlichen Publikation über neue Entwicklungen, Innovationen oder anspruchsvolle Projekte aus dem Gebiet des Erdbebeningenieurwesens und der Baudynamik berichten. Auch Beiträge zur Diskussion der Fachartikel in dieser Ausgabe sind jederzeit herzlich willkommen.

Entsprechende Informationen über die drei Gesellschaften und deren Kontaktdaten finden Sie auf den Internetseiten:

[www.dgeb.org](http://www.dgeb.org)  
[www.oge.or.at](http://www.oge.or.at)  
[www.sgeb.ch](http://www.sgeb.ch)

Eine anregende Lektüre wünschen Ihnen *Hamid Sadegh-Azar, Lukas Moschen und Pia Hannewald*.



**Prof. Dr. - Ing. Hamid Sadegh-Azar**  
Vorsitzender DGE B  
Foto: Thomas Brenner



**Dr. Lukas Moschen**  
Generalsekretär OGE  
Foto: Ebner ZT



**Dr. Pia Hannewald**  
Präsidentin SGE B  
Foto: Alan Humerose

# Sensitivitätsstudie zu seismischen Einwirkungen auf erdverlegte Rohrleitungen unter Berücksichtigung der E DIN EN 1998-4:2023-09

T. Schmitt, L. Reimers

**ZUSAMMENFASSUNG** Der Normentwurf E DIN EN 1998-4:2023-09, stellt neue und umfangreiche Anforderungen an die Modellierung und Berechnung erdverlegter Rohrleitungen unter seismischen Einwirkungen. Vor diesem Hintergrund werden im vorliegenden Beitrag Erdbebeneinwirkungen auf erdverlegte Rohrleitungen infolge seismischer Wellenausbreitung, unter Berücksichtigung verschiedener Einflussparameter, stichprobenartig untersucht. Dazu werden Zeitverlaufsberechnungen an einem dreidimensionalen Rechenmodell durchgeführt. Neben Aspekten der Modellierung, liegt der Fokus auf den seismischen Parametern (Zeitverlaufparameter und Wellengeschwindigkeit). Die Ergebnisse werden interpretiert und relevante Aspekte und Parameter herausgestellt.

## 1 Einleitung

Rohrleitungssysteme sind integraler Bestandteil kritischer Infrastrukturen und spielen eine zentrale Rolle bei der Sicherstellung der Versorgung der Bevölkerung mit lebenswichtigen Ressourcen. Die Anfälligkeit von erdverlegten Rohrleitungssystemen gegenüber seismischen Ereignissen ist in der Vergangenheit immer wieder aufgezeigt worden. Zu den bekanntesten Beispielen gehört das Erdbeben von Kobe in Japan im Jahr 1995, bei dem die Wasserversorgung in einigen Regionen für fast zwei Monate unterbrochen war. Die Explosion einer Gas-Hochdruckleitung nach dem Erdbeben vom 6. Februar 2023 in der Türkei ist ein aktuelles Beispiel zu möglichen Folgen einer unzureichenden Erdbebenrobustheit erdverlegter Rohrleitungen. Auch in Gebieten mit moderater Seismizität ist eine Gefährdung erdverlegter Leitungen denkbar, insbesondere dann, wenn zum Beispiel Gas-Hochdruckleitungen bereits durch den Betriebsdruck eine hohe Auslastung haben.

Im Zuge der Erstellung der zweiten Generation des Eurocode 8, wurde im August 2023 der Entwurf der E DIN EN 1998-4 [1] der Öffentlichkeit zur Prüfung und Stellungnahme vorgelegt. Das Kapitel 8 enthält – im Gegensatz zur aktuellen Norm – umfangreiche Regeln für erdverlegte Rohrleitungen. Diese wesentliche Neuerung war Anlass der hier durchgeführten Sensitivitätsstudie zu Einflussparametern, hinsichtlich der Modellierung und der seismischen Einwirkung. Die Studie baut auf den Modellen und Erkenntnissen einer früheren Studie auf. Erdverlegte Rohrleitungen sind verschiedenen Einwirkungen infolge Erdbeben ausgesetzt. Im hier betrachteten Standardfall werden transiente Verschiebungsdifferenzen, infolge fortschreitender Erdbebenwellen untersucht. Dazu wird ein dreidimensionales (3D) Finite-Elemente-Modell mit nichtlinearen Bodenfedern nach E DIN EN 1998-4 [1] eingesetzt.

Oberflächennahe Verwerfungen können ebenfalls permanente Verschiebungsdifferenzen verursachen. Dabei treten nicht nur Verschiebungen entlang der Verwerfung auf, sondern auch Sekundärverschiebungen abseits der Verwerfung, der ungünstigste Fall ist das Kreuzen einer Verwerfung. Weitere gegebenenfalls zu betrachtende Phänomene sind Bodenverflüssigung, Boden-Stabilitätsverluste und Setzungen infolge Erdbeben.

## 2 Anforderungen nach E DIN EN 1998-4

Nach aktueller DIN EN 1998-4 [2] können zur seismischen Auslegung erdverlegter Rohrleitungen detaillierte 3D-Modelle verwendet werden. Ansätze zur Modellierung werden allerdings nicht gegeben. Die E DIN EN 1998-4 [1] enthält umfangreiche Regelungen und Anforderungen zur Modellierung erdverlegter Leitungen, die sowohl einfache analytische Modelle als auch 3D-Modelle mit nichtlinearen Bodenfedern beinhalten. Alternativ dürfen auch Kontinuumsmodelle der Leitung mit umgebendem Boden verwendet werden. Ist der Nachweis mit analytischen Modellen nicht zulässig oder kann mit diesen vereinfachten Ansätzen nicht erbracht werden, sind genauere Analysen erforderlich. In der Regel werden dann Zeitverlaufsberechnungen an 3D-Finite-Elemente-Modellen mit nichtlinearen Bodenfedern zum Einsatz kommen.

Für Stahlrohrleitungen kann nach E DIN EN 1998-4 [1], Abschnitt 8.5.2.2, der Nachweis der ungünstigsten Kombination von Längsdehnung und Krümmung und die Beulsicherheit in druckbeanspruchten Abschnitten unter folgenden Bedingungen als erfüllt angesehen werden:

- zulässige Zugdehnung in Geraden: 3 %;
  - zulässige Zugdehnung in Bögen oder T-Stücken: 1 %;
  - zulässige Druckdehnung in Geraden:  $\min \{1 \%; 0,4 t_p/D_p\}$ ;
  - zulässige Druckdehnung in Bögen oder T-Stücken:  $0,35 t_p/D_p$ ;
- Hierbei ist  $t_p$  die Wanddicke und  $D_p$  der Durchmesser der Rohrleitung.

## 3 Seismische Wellenausbreitung

Die beim Bruchvorgang im Erdbebenherd entstehenden seismischen Wellen breiten sich im Untergrund als Partikelbewegungen aus, die dabei entstehenden Verformungen werden den erdverlegten Rohrleitungen aufgezwungen. Durch die fortschreitende Erdbebenwelle werden Verschiebungsdifferenzen erzeugt, aus denen sich in den Rohrleitungen Stauchungen und Dehnungen ergeben, welche bei Nichtberücksichtigung in der Bemessung zu Schäden an den Leitungen führen können. Zur Ermittlung der Verformungen der Leitung ist es erforderlich, die Wirkung der verschiedenen Wellenarten genauer zu betrachten. Vom Erdbebenherd breiten sich die Raumwellen

len aus. Diese werden in P-Wellen (Primärwellen, Longitudinalwellen oder Kompressionswellen) und langsamere S-Wellen (Sekundärwellen, Transversalwellen oder Scherwellen) unterteilt. Die S-Wellen sind aufgrund der Wirkungsrichtung und der deutlich größeren Amplituden für die Einwirkungen auf Bauwerke von besonderer Relevanz. Durch die Reflexion der Raumwellen an der Erdoberfläche und deren Überlagerung entstehen zusätzlich Oberflächenwellen. Es wird zwischen Love-Wellen (L-Wellen) und Rayleigh-Wellen (R-Wellen) unterschieden. **Bild 1** zeigt schematisch die Wellenpfade und Wirkungsrichtungen der P- und S-Wellen im Vertikalschnitt. Die P-Wellen wirken in Laufrichtung des Wellenpfades, während sich die S-Wellen orthogonal dazu ausbreiten.

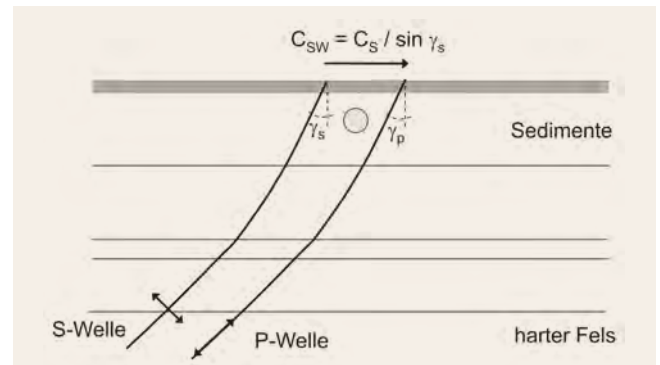
Entlang des Laufweges zur Erdoberfläche wird der Einfallswinkel des Wellenpfades, aufgrund der im Allgemeinen nach oben abnehmenden Bodendichte, zunehmend steiler. Der Einfallswinkel  $\gamma$  zur Erdoberfläche ist daher in der Realität sehr klein. Vom Einfallswinkel hängt wesentlich auch die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Wellen an der Erdoberfläche ab, welche einen Einfluss auf die seismische Beanspruchung der Rohrleitungen hat. Diese sogenannte scheinbare Wellengeschwindigkeit  $C_{SW}$  der (Scher-)Welle entlang der Erdoberfläche kann entsprechend Bild 1 über die Winkelbeziehung  $C_{SW} = C_S / \sin \gamma_s$  berechnet werden. Im theoretischen Fall von  $\gamma_s = 0^\circ$  würde die Erdbebenwelle vertikal von unten einfallen (vertikal polarisierte S-Welle  $C_{SW} = \infty$ ) und alle Punkte entlang der Rohrleitung gleichzeitig anregen, so dass sich praktisch keine Relativverschiebungen ergäben. Nach [3] liegen beobachtete scheinbare Wellengeschwindigkeiten im Bereich von 2 000 m/s bis 5 000 m/s.

### 4 Berechnungsmodell und Lastansatz

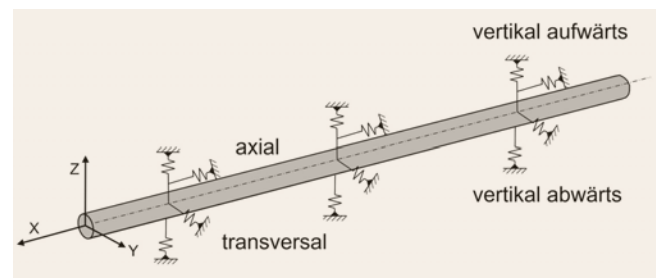
Für die Sensitivitätsstudie wird ein 3D-Finite-Elemente-Modell der Rohrleitung entsprechend den Anforderungen in E DIN EN 1998-4 [1] erstellt. Die Trägheitskräfte aus der Rohrleitung dürfen vernachlässigt werden. Die Interaktion zwischen Leitung und Boden wird über nichtlineare Federn in axialer, transversaler und vertikaler Richtung definiert (**Bild 2**), wobei in der Vertikalrichtung zwischen Aufwärts- und Abwärtsbewegung unterscheiden wird.

Eine allgemeine Darstellung der Federkennlinien zeigt **Bild 3**. Die zugehörigen Formeln zur Ermittlung der Federkennwerte sind in E DIN EN 1998-4 [1], Anhang D beschrieben. Eine ausführliche Beschreibung des Modells und der Federgesetze findet sich in [4]. Die Modellierung der Rohrleitung erfolgt im ersten Schritt als Balkenmodell, später werden auch „Elbow-Elemente“ eingesetzt (Abschnitt 5.5).

Die seismischen Einwirkungen werden im dreidimensionalen Berechnungsmodell als Verschiebungszeitverläufe in die drei



**Bild 1.** Wellenpfade P- und S-Welle, Einfallswinkel  $\gamma_s, \gamma_p$  und scheinbare Wellengeschwindigkeit  $C_{SW}$  Grafik: T. Schmitt, L. Reimers



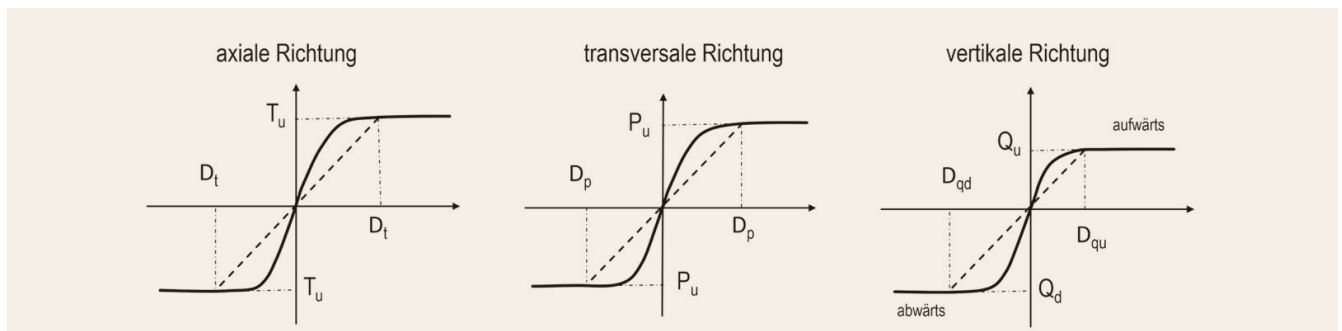
**Bild 2.** Rohrleitungsmodell mit nichtlinearen Bodenfedern Grafik: T. Schmitt, L. Reimers

Raumrichtungen auf die Lagerpunkte der Federelemente aufgebracht. Hierbei wird die Wellenausbreitung durch die zeitversetzte Aufbringung der seismischen Einwirkungen an den Lagerpunkten entsprechend der scheinbaren Wellengeschwindigkeit  $C_{SW}$  simuliert. Die azimutale Richtung der sich ausbreitenden Wellenfront (Richtung des Erdbebens) kann im Modell beliebig vorgegeben werden. Zu jedem Zeitpunkt der Zeitverlaufsrechnung wird die Entfernung jedes Rohrleitungspunktes im Rechenmodell zur Wellenfront berechnet. Sobald die Welle einen Punkt der Rohrleitung erreicht, werden in diesem die drei Raumkomponenten der Erdbebenwirkung gleichzeitig wirkend angesetzt. Die Berechnungen werden mit dem Programm ANSYS durchgeführt.

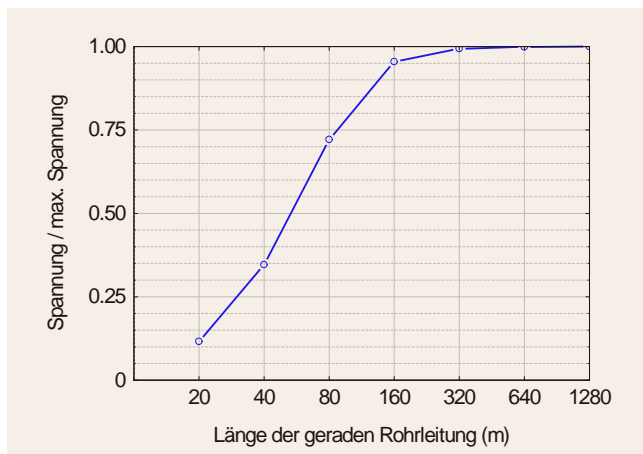
### 5 Sensitivitätsanalyse

#### 5.1 Erdbebenlasten, Querschnittswerte und Bodenparameter

Als Belastungsvorgabe wird das Antwortspektrum aus DIN EN 1998-1/NA [5] für die Untergrundkombination C-T ver-



**Bild 3.** Federgesetze ( $T_u, P_u, Q_u, Q_d$ : maximal übertragbare Kraft in axialer, transversaler, vertikalaufwärts und -abwärts Richtung;  $D_t, D_p, D_{qd}, D_{qu}$ : maximale Relativbewegung je Richtung) Grafik: T. Schmitt, L. Reimers



**Bild 4.** Maximale Spannung (normiert) für unterschiedliche Rohrleitungslängen Grafik: T. Schmitt, L. Reimers

wendet und auf den Einhängewert  $1 \text{ m/s}^2$  skaliert. Dieses Antwortspektrum wurde auch den Berechnungen in [6] zugrunde gelegt. Damit ist eine Vergleichbarkeit mit den Ergebnissen dieser Studie gegeben, da auch die folgenden Randbedingungen gleich sind. Zum Antwortspektrum kompatibel werden, unter Berücksichtigung der Regelungen in E DIN EN 1998-4 [1], statistisch unabhängige Verschiebungszeitverläufe ermittelt und gegebenenfalls basislinienkorrigiert.

Für die hier durchgeführten Berechnungen wird eine Stahlrohrleitung mit Nenndurchmesser DN 250 und einer Wandstärke von 5 mm betrachtet. Die Bodenwichte beträgt  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$  und der Boden-Reibungswinkel  $\varphi = 35^\circ$ . Der Beiwert zur Berücksichtigung des Rohrmaterials beträgt  $f = 0,8$  und der Erdrudruckbeiwert  $K_0$  wird zu 1,0 angesetzt, Kohäsion und Adhäsion werden nicht berücksichtigt. Die Bodenüberdeckung über dem Rohrscheitel beträgt 2,0 m und der Ausrundungsradius zwischen den Geradenstücken (Bogenmodell) ebenfalls 2,0 m. Mit diesen Randbedingungen blieben die maximalen Spannungen in der Rohrleitung bei allen Varianten im elastischen Bereich.

## 5.2 Vorgehensweise

Bei den hier durchgeführten Sensitivitätsanalysen werden verschiedene Einflussparameter für die Zeitverlaufsberechnungen nach E DIN EN 1998-4 [1] untersucht. Dabei wird auf den Erkenntnissen der Parameterstudie von [6] aufgebaut, in der der Einfallswinkel der seismischen Wellen, die vorhandene Erdüberdeckung, die Wellengeschwindigkeit und die Wahl der synthetischen Zeitverläufe untersucht wurde.

In der hier vorliegenden Studie werden folgende Einflussparameter untersucht: Länge des Rohrleitungsabschnittes, Elementmodellierung, scheinbare Wellengeschwindigkeit, Zeitschrittweite, Länge des Zeitverlaufs, maximale Bodenverschiebung, Ausrundungsradius, sowie künstliche und spektral angepasste Zeitverläufe. Die Simulationen werden an zwei Modellen durchgeführt: ein gerades Leitungsstück und ein Rohrleitungssegment mit einem  $90^\circ$  Bogen zwischen zwei Geraden. Ausgewertet werden jeweils die maximal über die gesamte Zeitdauer in der Leitung auftretenden von-Mises-Vergleichsspannungen und die maximalen Dehnungen. In [6] wurden alle drei Komponenten der Erdbebeneinwirkung gleichzeitig wirkend angesetzt. In der hier vorliegenden Studie wurde immer nur die x-Komponente der Einwirkung in

Rohrachse angesetzt, um die Ergebnisse besser interpretieren zu können.

## 5.3 Variation der Rohrleitungslänge

Da von Rohrleitungssystemen in der Regel repräsentative Teilabschnitte modelliert werden, stellt sich die Frage nach der notwendigen Mindestlänge von Leitungsabschnitten, zum Beispiel vor und nach Bögen, damit die Erdbebenkräfte (Verschiebungszeitverläufe) vollständig in die Leitung übertragen werden können. Dazu wurden zunächst beim Geraden-Modell Simulationen mit dem gleichen künstlichen Zeitverlauf und unterschiedlichen Rohrleitungslängen zwischen 20 m und 1 280 m durchgeführt (20 m, 40 m, 80 m, 160 m, 320 m, 640 m, 1 280 m) und die maximalen Spannungen ausgewertet. Das Modell wurde jeweils mit einem Zeitverlauf in x-Richtung belastet, die der Richtung der Rohrachse entspricht. Die Berechnungen wurden zudem für verschiedene scheinbare Wellengeschwindigkeiten durchgeführt (500 m/s, 1 000 m/s, 2 000 m/s).

Für die verschiedenen Längen ergaben sich sehr unterschiedliche maximale Spannungen. Bei der kürzesten Länge von 20 m ergaben sich nur 11 % der Spannungen im Vergleich zum Modell mit der Länge 1 280 m. Ab einer Länge von 160 m nahmen die maximalen Spannungen kaum noch zu und erreichten 95 % der Spannungen des längsten untersuchten Abschnittes. Bei einer Rohrlänge von 320 m wurde ein Grenzwert erreicht, der sich mit zunehmender Rohrlänge kaum noch verändert. Die Länge von 320 m erwies sich, bei dem hier verwendeten Modell, nicht nur als Grenzwert für eine scheinbare Wellengeschwindigkeit von 1 000 m/s, sondern auch für scheinbare Wellengeschwindigkeiten von 500 m/s und 2 000 m/s. Diese Beobachtung wurde auch durch den Ansatz anderer künstlicher Verschiebungszeitverläufe bestätigt. In **Bild 4** ist die normierte maximale Spannung für unterschiedliche Rohrleitungslängen dargestellt.

Als nächstes wurde das Modell mit dem  $90^\circ$  Bogen betrachtet. Die untersuchte Längenvarianz für das Bogenmodell erstreckt sich dabei von 20 m bis 160 m, jeweils vor und nach dem Bogen (20 m, 40 m, 80 m, 160 m). Für diese unterschiedlichen Einleitungslängen ergaben sich keine signifikanten Veränderungen in der maximalen Spannung. Dieser Beobachtung lässt sich durch die im Vergleich zur Axialrichtung deutlich höheren Federsteifigkeiten in transversaler Richtung erklären. Dieser Einfluss wird in Abschnitt 5.4 ausführlicher beschrieben.

Als Fazit ist festzustellen, dass bei der Betrachtung von Leitungsabschnitten die Einleitungslänge ein bedeutender Parameter ist, der maßgeblich die seismischen Reaktionen beeinflussen kann. Dies gilt insbesondere für gerade Leitungsabschnitte, kann aber auch bei weniger starken Abwinklungen und/oder bei weichen Böden einen signifikanten Einfluss haben. Daher sollte bei der Berechnung von Leitungsabschnitten von Rohrleitungssystemen die Sensitivität hinsichtlich der Einleitungslänge untersucht werden.

## 5.4 Einfluss der maximalen Bodenverschiebung (PGD) und Skalierung von Zeitverläufen

Die Lastannahmen für die Erdbebenauslegung von erdverlegten Rohrleitungen nach E DIN EN 1998-4 [1] infolge seismischer Wellenausbreitung und den damit verbundenen Differenzverschiebungen, denen die Leitung ausgesetzt ist, basieren auf den normativen Beschleunigungsantwortspektren. Für die nichtlinea-

ren Zeitverlaufsrechnungen werden dazu passende Verschiebungszeitverläufe benötigt. Diese werden durch die Erzeugung von Antwortspektrum kompatiblen Beschleunigungszeitverläufen und deren doppelter Integration ermittelt. Nach E DIN EN 1998-1-1 [7], Abschnitt 6.6, sind mindestens sieben Sets ( $x$ -,  $y$ -,  $z$ -Komponente) von Eingangszeitverläufen zu verwenden. Zur Abschätzung der seismischen Beanspruchungsgrößen darf der Mittelwert der Antwort-Peaks verwendet werden. Bei niedrigen und sehr niedrigen Klassen der Erdbebeneinwirkung darf die Mindestanzahl der Sets auf drei reduziert werden, wenn der ungünstigste Antwort-Peak berücksichtigt wird.

Die Untersuchungen zeigen eine Abhängigkeit der maximal auftretenden Dehnungen und Spannungen von der maximalen Bodenverschiebung im Zeitverlauf (PGD: peak ground displacement). Bei Bögen ist die Abhängigkeit besonders stark. Da kein direkter Zusammenhang zwischen dem Beschleunigungsantwortspektrum und PGD besteht, können und werden Antwortspektrum kompatible Verschiebungszeitverläufe mit sehr unterschiedlichen PGD-Werten erzeugt. Diese beeinflussen, insbesondere in Bögen, entsprechend stark die auftretenden Dehnungen und Spannungen. Daher wurden die bisher durchgeführten Simulationen mit den gleichen Zeitverläufen, skaliert auf einen einheitlichen PGD-Wert, wiederholt und die Ergebnisse verglichen. Für das Modell mit dem 90° Bogen ergaben sich dann nahezu identische maximale Spannungen und Verschiebungen.

Dies ist, wie schon in [6] beobachtet und beschrieben, auf die deutlich unterschiedlichen Federsteifigkeiten in axialer und transversaler Richtung zurückzuführen, infolge derer sich Differenzverschiebungen zwischen den beiden Rohrabschnitten einstellen. Dieser Effekt überwiegt auch bei dem hier verwendeten Modell deutlich die geringeren Differenzverschiebungen aus dem Zeitverlauf bei höherer scheinbarer Wellengeschwindigkeit. Bei weniger stark abgewinkelten Bögen und bei Reduzierung der transversalen Federsteifigkeiten ist die Abhängigkeit von PGD deutlich geringer. Beim Modell mit dem geraden Rohrleitungsabschnitt zeigte sich nur eine geringe Abhängigkeit bei Skalierung der Zeitverläufe auf einen einheitlichen PGD-Wert.

Die hier und in [6] durchgeführten stichprobenhaften Simulationen zeigen, dass in Abhängigkeit von den Randbedingungen (Abwinklung, Kurvenradius, Bodensteifigkeit, Geometrie, azimuthaler Einfallswinkel etc.) die maximalen in der Leitung auftretenden Dehnungen und Spannungen deutlich von der maximalen Bodenverschiebung abhängen können. Daher erscheint es, auch in Anbetracht der begrenzten Anzahl von Eingangszeitverläufen nach E DIN EN 1998-1-1 [7], sinnvoll die Verschiebungszeitverläufe auf einen Bemessungswert für PGD zu skalieren. Dazu könnte die in E DIN EN 1998-1-1 [7], Abschnitt 5.2.2.4, angegebene Beziehung zur Berechnung von PGD verwendet werden. Es ist allerdings fraglich, inwiefern diese Vorgehensweise konform mit dem derzeitigen Normentwurf ist, da eine Skalierung der Verschiebungszeitverläufe eine rückwirkende Abweichung vom Beschleunigungsantwortspektrum bedeutet.

### 5.5 Einfluss der Modellierung als „Beam-“ oder „Elbow-Element“

In gekrümmten Abschnitten von Rohrleitungen, in denen durch Unrundheit und Verziehen bedingte Stabilitätsprobleme auftreten können, verweist E DIN EN 1998-4 [1], Abschnitt 8.3.1.2, auf den Einsatz spezieller Bogen- oder Schalenelemente.

Um den Einfluss der verwendeten Elemente auf die Ergebnisse zu untersuchen, wurden Vergleichsberechnungen zwischen der Modellierung mit Balkenelementen („Beam“-Element) und einer Modellierung mit „Elbow“-Elementen, bei sonst gleichen Randbedingungen, durchgeführt. Die Vergleichsberechnungen wurden mit mehreren künstlichen Zeitverläufen in  $x$ -Richtung wiederholt. Für das Bogenmodell ergaben sich bei der Modellierung mit Elbow-Elementen deutlich höhere Spannungen. Bei Modellierung mit Beam-Elementen ergaben sich nur etwa 1/3 der maximalen Spannungen als mit Elbow-Elementen. Dieser Vergleich an einem einfachen Modell mit 90° Bogen unterstreicht die Bedeutung einer adäquaten Elementwahl in gekrümmten Rohrleitungsabschnitten und bestätigt die entsprechenden Ausführungen in E DIN EN 1998-4 [1]. Für den geraden Rohrleitungsabschnitt wurde der Vergleich ebenfalls durchgeführt. Erwartungsgemäß ergaben sich nahezu identische Ergebnisse für beide Elementvarianten.

### 5.6 Variation der scheinbaren Wellengeschwindigkeit

Die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Erdbebenwellen an der Erdoberfläche, die sogenannte scheinbare Wellengeschwindigkeit, hängt vom Untergrund und vom Einfallswinkel der Wellen in der Vertikalen ab (Abschnitt 3). In Situationen mit unbekanntem seismischen Randbedingungen, was der Regelfall ist, empfiehlt E DIN EN 1998-4 [1], Abschnitt 8.3.3.1.1, die Annahme einer scheinbaren Wellengeschwindigkeit von  $v_{app} = 1\,000\text{ m/s}$ . Dies ist ein sehr konservativer Wert. Nach [3] liegen die scheinbaren Wellengeschwindigkeiten etwa zwischen  $2\,000\text{ m/s}$  und  $5\,000\text{ m/s}$ , wobei der Mittelwert  $3\,500\text{ m/s}$  beträgt.

Der Einfluss der Wellengeschwindigkeit wurde bereits in [6] untersucht. Die hier durchgeführten Varianten mit scheinbaren Wellengeschwindigkeiten zwischen  $500\text{ m/s}$  bis  $4\,000\text{ m/s}$  bestätigen die dort dokumentierten Ergebnisse. Bei höheren Wellengeschwindigkeiten erfährt das Rohrstück wegen des kleineren zeitlichen Versatzes entlang der Rohrleitung geringere Differenzverschiebungen. Für das gerade Rohrmodell ergab sich für  $v_{app} = 2\,000\text{ m/s}$  nur etwa die Hälfte der maximalen Spannungen im Vergleich zu  $v_{app} = 1\,000\text{ m/s}$ , für  $v_{app} = 4\,000\text{ m/s}$  reduzierten sich die maximalen Spannungen auf etwa ein Viertel (**Bild 5**). Beim Modell mit dem 90° Bogen konnte kaum eine Änderung der maximalen Spannungen in Abhängigkeit von  $v_{app}$  festgestellt werden. Dies ist wiederum auf die deutlich unterschiedlichen Federsteifigkeiten in axialer und transversaler Richtung zurückzuführen (Abschnitt 5.4).

Die scheinbare Wellengeschwindigkeit hat bei geraden Leitungsabschnitten einen deutlichen Einfluss auf die maximalen Dehnungen und Spannungen. Bei Leitungsabschnitten mit weniger starken Abwinklungen und/oder weichen Böden ist ebenfalls ein signifikanter Einfluss auf die Ergebnisse zu erwarten. Daher kann es im Einzelfall sinnvoll sein, sofern möglich, die scheinbare Wellengeschwindigkeit genauer abzuschätzen.

### 5.7 Variation der Zeitschrittweite

Bei der Generierung künstlicher Zeitverläufe ist eine Zeitschrittweite  $\Delta t$  zu wählen. Dabei stellt sich die Frage, wie groß die Zeitschrittweite gewählt werden kann, um die Rechenzeit zu reduzieren, ohne die Ergebnisse signifikant zu beeinflussen. Dazu wurden künstliche Zeitverläufe mit kleinem  $\Delta t$  generiert und für jeden neuen Rechenlauf zur Verdopplung der Zeitschrittweite jeder



**Bild 5.** Maximale Spannung (normiert) in der geraden Rohrleitung für verschiedene scheinbare Wellengeschwindigkeiten Grafik: T. Schmitt, L. Reimers

zweite Zeitschritt (Zeit und Ordinate) gelöscht. Für das verwendete Geradenmodell mit 160 m Länge ergaben sich bis zu einem Zeitschritt von bis zu 0,02 s keine Veränderungen der Ergebnisse. Erst ab einem Zeitschritt von 0,04 s zeigte sich bei dem hier verwendeten einfachen Modell ein Einfluss auf die Ergebnisse. Es wird empfohlen, den Einfluss des Zeitschrittes vorab zu testen.

### 5.8 Einfluss der Länge des Verschiebungszeitverlaufs

Der Einfluss der Länge des Zeitverlaufs auf die Ergebnisse wurde ebenfalls untersucht. Dazu wurden künstliche Zeitverläufe verschiedener Länge generiert und in x-Richtung auf die Modelle angesetzt. Mit zunehmender Gesamtlänge wurde dabei auch die Starkbewegungsdauer (hier: Zeitdauer in der 90 % der Energie freigesetzt werden) entsprechend anteilig erhöht. Bei sonst gleichen Randbedingungen (u. a. gleiche Zufallszahl, nahezu gleiche maximale Verschiebung) konnte keine Abhängigkeit der maximalen Spannungen und Verschiebungen von der Länge des Zeitverlaufs festgestellt werden, wobei die Rohrleitung immer im elastischen Bereich blieb. Die Mindestlänge der untersuchten Zeitverläufe betrug 5 s. Die Dauer der Starkbewegungsphase betrug mindestens 3 s (E DIN 1998-1-1, Tab. 5.6 [7]).

### 5.9 Einfluss des Ausrundungsradius auf die maximalen Spannungen

Nach E DIN EN 1998-4 [1], Abschnitt 8.3.1.1, dürfen Trasierungsabschnitte mit Kurven als Gerade modelliert werden, wenn der Krümmungsradius größer ist als das 20-fache des Außendurchmessers der Rohrleitung. Zur Überprüfung dieser Annahme wurden Berechnungen mit dem 90° Bogenmodell und verschiedenen Krümmungsradien mit den Ergebnissen des Geradenmodells verglichen. Die Vergleichsrechnungen wurden zunächst für eine scheinbare Wellengeschwindigkeit von 1 000 m/s durchgeführt. Ab einem Krümmungsradius von etwa dem 20-fachen des Außendurchmessers, ergaben sich dabei nahezu identische maximale Spannungen in beiden Modellen. Bei Ansatz einer realistischeren, aber immer noch konservativen scheinbaren Wellengeschwindigkeit von 2 000 m/s ergaben sich für das Geradenmodell allerdings deutlich niedrigere Spannungen als für das Modell mit

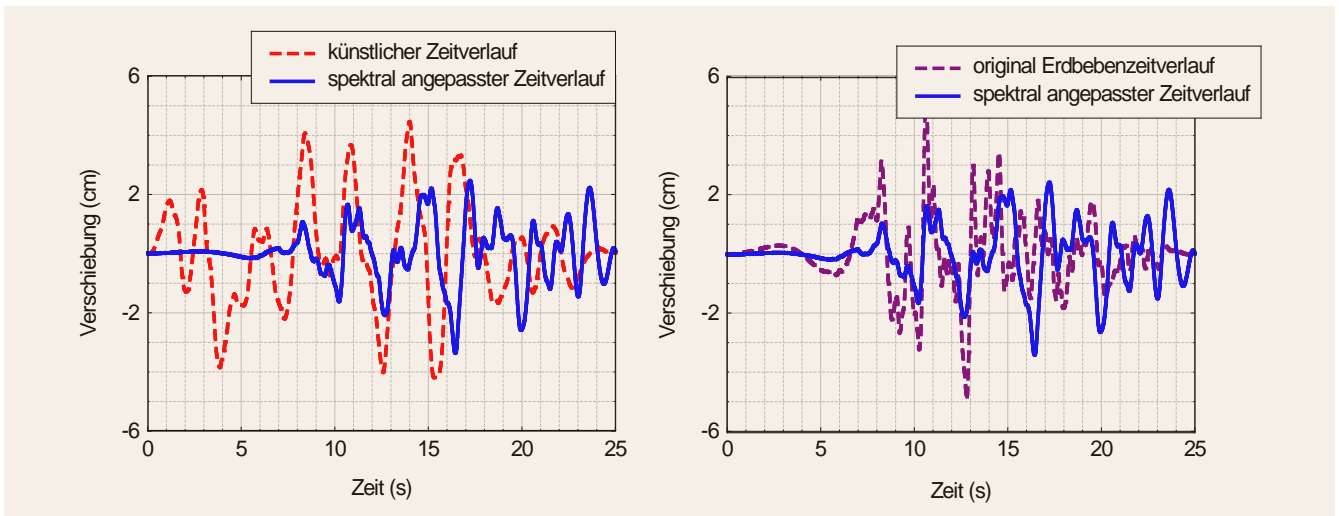
dem 90° Bogen. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die scheinbare Wellengeschwindigkeit für Werte unterhalb von etwa 2 000 m/s beim geraden Rohr einen deutlichen Einfluss hat, während die maximalen Spannungen im 90° Bogenmodell – durch die stark unterschiedlichen Federsteifigkeiten in axialer und transversaler Richtung – im Wesentlichen durch die maximale Bodenverschiebung beeinflusst werden (Abschnitt 5.4). Dies kann dazu führen, dass bei Verwendung einer vermeintlich konservativeren Wellengeschwindigkeit von 1 000 m/s, in Kombination mit einer Modellvereinfachung als Gerade, die Belastungen auf die Leitung unterschätzt werden. Es wird daher empfohlen, bei Vereinfachungen von gekrümmten Leitungsabschnitten als Gerade, die Sensitivität der Ergebnisse diesbezüglich zu untersuchen.

### 5.10 Spektral angepasste Zeitverläufe

Bei den bisherigen Berechnungen wurden künstliche Zeitverläufe verwendet, welche kompatibel zum verwendeten Antwortspektrum aus Abschnitt 5.1 sind. Diese Methode basiert auf Realisationen eines gefilterten und modulierten weißen Rauschens. Die generierten Zeitverläufe weisen allerdings im Vergleich zu realen Erdbeben einen unrealistisch hohen Energieanteil auf. Eine weitere Methode zur Erzeugung von Antwortspektrum kompatiblen Zeitverläufen ist die spektrale Anpassung, das sogenannte „spectral matching“. Bei dieser Methode werden Zeitverläufe von realen Erdbeben, durch Veränderungen im Frequenz- oder Zeitbereich, an das Zielantwortspektrum angepasst. Dabei ist darauf zu achten, dass sich der angepasste Zeitverlauf nicht zu stark von der Nulllinie entfernt (Offset), da eine anschließende Basislinienkorrektur zu einer Abweichung vom Zielantwortspektrum führen kann. Der hier verwendete Algorithmus ist in [8] und [9] beschrieben. Um zu testen, ob die Methode zur Ermittlung der Zeitverläufe die Verschiebungsdifferenzen und somit die Ergebnisse beeinflussen könnte, wurden auch Simulationen mit spektral angepassten Zeitverläufen durchgeführt. Dabei wurden die Leitungsmodelle wieder nur mit einem Zeitverlauf in x-Richtung belastet. Die Ergebnisse mit mehreren Zeitverläufen lassen keinen erkennbaren systematischen Unterschied zwischen künstlichen und spektral angepassten Zeitverläufen erkennen. Beispielhaft sind in **Bild 6** Verschiebungszeitverläufe eines künstlichen und eines spektral angepassten Zeitverlaufs dargestellt, sowie der Zeitverlauf der Registrierung vor der Anpassung.

### 5.11 Schlussfolgerungen

In der vorliegenden Sensitivitätsstudie wurden verschiedene Aspekte der seismischen Einwirkungen auf erdverlegte Rohrleitungen, infolge einer fortschreitenden Erdbebenwelle, anhand von Zeitverlaufsberechnungen an 3D-Finite-Element-Modellen stichprobenartig untersucht. Motivation der Untersuchungen war die neue E DIN EN 1998-4 [1], in der umfangreiche Regelungen und Anforderungen zur Modellierung und zur Berechnung erdverlegter Rohrleitungen unter Erdbebeneinwirkungen enthalten sind. Bei den hier durchgeführten Variantenrechnungen wurden Einflüsse von Modellparametern (Länge, Elementart, Ausrundungsradius) und von seismischen Parametern (Wellengeschwindigkeit, maximale Bodenverschiebung, Erdbebendauer, Zeitschrittweite, Art der Zeitverläufe) untersucht. Dazu wurden ein gerader Leitungsabschnitt und ein Abschnitt mit einem 90° Bogen betrachtet.



**Bild 6.** Links: Verschiebungszeitverläufe kompatibel zum Antwortspektrum in Abschnitt 5.1, künstlich generierter Zeitverlauf (gestrichelte Linie) und spektral angepasster Zeitverlauf (durchgezogene Linie); rechts: spektral angepasster Zeitverlauf (durchgezogene Linie) und Zeitverlauf der Registrierung vor der Anpassung (Loma-Prieta Beben 1989, Station BRN, Komponente 090) Grafik: T. Schmitt, L. Reimers

Die Ergebnisse zeigen, dass bei Leitungsabschnitten mit Bögen aufgrund der sehr unterschiedlichen Steifigkeiten der Bodenfedern in axialer und transversaler Richtung Differenzverschiebungen entstehen, welche die Verschiebungsdifferenzen aus der fortschreitenden Erdbebenwelle deutlich überwiegen können. In diesen Fällen sind die maximalen Dehnungen und Spannungen in der Rohrleitung stark von der maximalen Bodenverschiebung (PGD) im Zeitverlauf abhängig. Dieser Effekt führt dazu, dass die Variation anderer Parameter (Modelllänge bzw. Einleitungslänge vor dem ersten Bogen und scheinbare Wellengeschwindigkeit), welche beim geraden Leitungsabschnitt einen deutlichen Einfluss auf die Ergebnisse haben, beim Modell mit dem 90° Bogen kaum in Erscheinung treten. Vor diesem Hintergrund erscheint es sinnvoll, die Verschiebungszeitverläufe auf einen Bemessungswert von PGD zu skalieren. Dies ist im aktuellen Entwurf der Norm allerdings nicht vorgesehen.

Die Regelungen in E DIN EN 1998-4 [1] bezüglich der Modellierung mit speziellen Bogenelementen und der zulässigen Vereinfachung als Gerade bei großen Krümmungsradien konnten bestätigt werden. Bei Vereinfachungen von Trassierungsabschnitten als Gerade ist allerdings zu beachten, dass – in Ermangelung genauerer Informationen – der Ansatz der sehr geringen Wellengeschwindigkeit von 1 000 m/s nach E DIN EN 1998-4 [1] im Einzelfall zu einer Unterschätzung der Belastungen der Leitung führen kann.

Zusätzlich wurden auch Varianten zur Dauer des Zeitverlaufs und der Zeitschrittweite untersucht. Für Zeitverläufe mit einer Gesamtdauer > 5 s und einer Zeitschrittweite > 0,02 s ergaben sich für die hier untersuchten Modelle nahezu identische Ergebnisse. Die Simulationen zeigten keine Sensitivität bezüglich der Art der Zeitverläufe (künstlich generierte oder spektral angepasste Zeitverläufe realer Beben).

Die Schlussfolgerungen der Studie gelten für die Randbedingungen der hier verwendeten Modelle und unter dem Aspekt der Stichprobenartigkeit. Die Gültigkeit der getroffenen Aussagen für andere Modellkonstellationen (Geometrien, Bodenparameter, Einwirkungsgrößen, Einwirkungsrichtungen, etc.) wäre noch in einer umfangreichen Parameterstudie zu verifizieren.

**L i t e r a t u r**

- [1] E DIN EN 1998-4:2023-09 – Entwurf: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 4: Silos, Tankbauwerke und Rohrleitungen, Türme, Maste und Schornsteine; Deutsche und Englische Fassung prEN 1998-4:2023.
- [2] DIN EN 1998-4:2007-01: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 4: Silos, Tankbauwerke und Rohrleitungen.
- [3] O'Rourke, M.J.; Bloom, M.C.; Dobry, R.: Apparent propagation velocity of body waves. In: Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 10 (1982), pp. 283–294.
- [4] Butenweg, Ch.; Schmitt, T.; Rosen, B.: Seismische Einwirkungen auf erdverlegte Rohrleitungssysteme. In: Bauingenieur 89 (2014), Heft 7/8, S. 316–324.
- [5] DIN EN 1998-1/NA (2011): Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbau.
- [6] Schmitt, T.; Butenweg, Ch.: Seismische Einwirkungen auf erdverlegte Rohrleitungssysteme – Parameterstudie. In: SGEB (Hrsg.): Tagungsband der 14. D-A-C-H Tagung, Zürich, 2015, S. 199–206.
- [7] E DIN EN 1998-1-1:2022-10 – Entwurf: Eurocode 8 – Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1-1: Grundlagen und Erdbebeneinwirkung; Deutsche und Englische Fassung prEN 1998-1-1:2022.
- [8] Al-Atik, L.; Abrahamson, N. A.: An improved method for nonstationary spectral matching. In: Earthquake Spectra, Vol. 26 (2010), Iss. 6, pp. 601–617.
- [9] Abrahamson, N. A.: Non-stationary spectral matching. In: Seismological Research Letters, Vol. 63 (1992), Iss. 1, p. 30.



**Dr. - Ing. Timo Schmitt**

timo.schmitt@tuvsud.com  
TÜV SÜD Industrie Service GmbH  
Westendstraße 199, 80686 München

Foto: T. Schmitt



**Lars Reimers, M.Sc.**

Lars\_reimers@web.de  
Ingenieurbüro Schiessl Gehlen Sodeikat GmbH  
Landsberger Str. 370, 80687 München

Foto: L. Reimers

# Experimentelle Verifikation der Gültigkeit der modernen Versagenstheorie für verstärkte Stahlbeton-Rahmenknoten

*E. Golias, K. Wittemann, C. Karayannis*

**ZUSAMMENFASSUNG** In dieser Studie wird untersucht, ob ein vereinfachtes modernes Berechnungsmodell für die geschädigten Stellen eines Stahlbeton Rahmenknotens mit den Versuchsergebnissen übereinstimmt. Das Berechnungsverfahren ermittelt im Voraus, ob die versagensrelevante Schädigung durch Erdbebenbeanspruchung in den Riegeln oder in den Knotenpunkten von Rahmenkonstruktionen erfolgt oder ob die Stützen beziehungsweise die Rahmenknoten intakt bleiben. Das Modell kann für den Entwurf moderner Rahmenknoten an Stahlbetonkonstruktionen sowie für die nachträgliche Anbringung von Stahlbetonumhüllungen als Verstärkungsmaßnahme eingesetzt werden. Das Ausmaß der Schädigungen in Neu- als auch in Bestandsgebäuden wird prognostizierbar. Dies ist im Hinblick auf die ressourcenschonende Weiterverwendung von Bestandskonstruktionen zur Einsparung von CO<sub>2</sub> von hoher Bedeutung. Nachfolgend werden Prüfkörper ohne und mit Verstärkung von Stahlbeton-Rahmenknoten vorgestellt, welche zuvor zum Beispiel durch Erdbebeneinwirkung geschädigt wurden. Die Ergebnisse der Schädigungen werden den prognostizierten Schäden des aktuellen Berechnungsmodells gegenübergestellt.

## Experimental approval of the validity of CONTEMPORARY failure theory for reinforced concrete frame JOINTS

**ABSTRACT** This study examines whether a simplified contemporary calculation model for damaged points of a reinforced concrete frame node matches the test results. The calculation method determines in advance the final damage caused by earthquake stress in bars or in the nodes of frame structures. It is also proven whether the supports or the frame nodes remain intact. The model can be used for the design of modern frame nodes on reinforced concrete structures as well as for the design of reinforced concrete coverings as reinforcement measures. Furthermore, the magnitude of damage in new as well as existing buildings is also forecasted in case of earthquake stress. The method is a useful tool to increase the lifetime of existing buildings in order to avoid CO<sub>2</sub> release. In the following, test specimens are presented without and with reinforcement by reinforced concrete frame nodes, which previously have been damaged e. g. by an earthquake. The results of the damages occurred are compared with the predicted damages of the described calculation model (2019).

The effectiveness of the simplified model by Tsonos for the prediction of the initial formation of the plastic hinge and the final damage concentration in RC beam-column connections under seismic actions is investigated.

Employing this method, the location of the final damage caused by seismic excitation in RC frame structures can be accurately predicted and therefore the model can be applied for the design of modern RC structures as well as for the design of strengthening schemes of old under-designed RC structures. Furthermore, the seismic damage level of the beam-column connections can also be estimated.

In this study the test results of an experimental project of full-scale exterior beam-column joints without and with shear reinforcement in the joint body, under cyclic loading, are presented and compared with the analytical results obtained by the applied model. Strengthened beam-column joints using externally applied C-FRP strings are also included in the experimental project.

## 1 Einführung

Die Studien von Tsonos (2006, 2007) [1, 2] liefern nützliche Informationen über die Sicherheit von neuen Stahlbetonrahmenkonstruktionen, die mit vollständigen seismischen Details nach den gültigen technischen Baubestimmungen ausgeführt sind. Diese sind bei starken Erdbeben durch vorzeitiges Versagen der Rah-

menknoten gefährdet, da letztere bis heute das schwache Glied von Stahlbetonkonstruktionen geblieben sind. Untersuchungen der jüngsten Erdbebenschäden in Griechenland (Korinth 1981, Kalamata 1986, Aegio 1995, Athen 1999) haben ergeben, dass in vielen Fällen die Schäden bei Stahlbetonkonstruktionen vor allem in den Rahmenknoten auftraten. Angesichts der allgemein akzeptierten Erkenntnis, dass ein Versagen der Rahmenknoten schnell



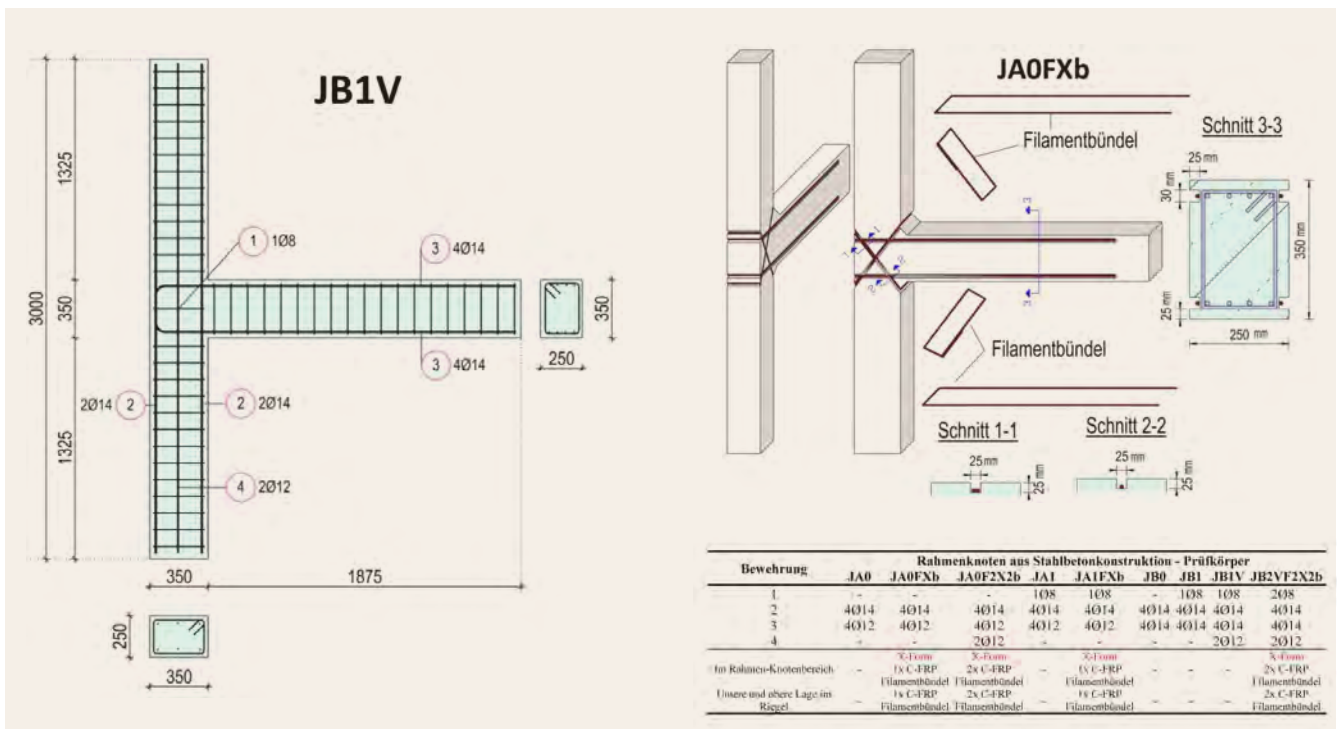


Bild 1. Geometrie und Bewehrung der Prüfkörper [24] Grafik: E. Golias  
 Fig. 1. Geometry and reinforcement arrangement of specimens [24] Source: E. Golias

zu einem globalen Versagen führen kann (Park und Paulay 1975) [3], ist die Erhaltung der Tragfähigkeit der Rahmenknoten bei starken Erdbeben von zentraler Bedeutung. Das Modell, das in den Studien von Tsonos (1999, 2006, 2007) [4, 1, 2] veröffentlicht wurde, konzentriert sich auf Schäden in den Rahmenknoten im Bereich der Umleitung der Biegemomente von den Stützen zum Riegel. Das Modell kann auf Stahlbetonkonstruktionen sowie auf die Gestaltung von Verstärkungsmaßnahmen durch den Einsatz von Stahlbetonummüllungen (sog. Jackets) (Tsonos 1999, 2001a, 2001b, 2002, 2008, 2010) [4-9]) angewendet werden, die das Sicherheitsniveau deutlich anheben. Auf Basis der Erforschung und Entwicklung von Instandsetzungstechniken in den letzten Jahrzehnten in Europa und den USA wurden erstmals detaillierte Konstruktionsempfehlungen in [10-18] veröffentlicht. Ungeachtet dessen besteht nach wie vor weltweit ein großes Interesse an der weiteren Entwicklung von wirtschaftlichen Instandsetzungstechniken von Rahmenknoten. Zurzeit wird als Sanierungsmethode häufig das Verpressen von Schadstellen mittels Epoxidharzen angewendet, bekannt als „Resin Injections“ (vgl. Karayannis et al. [19-21]), dessen Wirksamkeit in [20, 21] experimentell nachgewiesen wurde. Von Karayannis und Golias [22] wurde gezeigt, dass derartige durch Erdbeben verursachte Schäden oft auch einfacher und schneller ohne aufwändige Injektionsmaßnahmen mit Epoxidharz sondern lediglich durch den Einsatz von hochfestem Reparaturmörtel saniert werden können. Ein neuartiges Sanierungsverfahren (Golias et al. 2020, [23]) basierend auf einer Verstärkung des Knotensbereichs Stütze/Riegel mittels C-FRP Filamentbündelverbindungen weist deutliche Vorteile auf. In [24] wurden 1:1-Prüfkörper unter zunehmenden zyklischen Verformungen getestet, genauer 1:1-Prüfkörper ohne und mit Filamentbündel-Verstärkung in den Knotenbereichen.

Die experimentellen Ergebnisse werden den prognostizierten Schäden des Berechnungsmodells von Tsonos (2019) [25]) gegenübergestellt, um die Zuverlässigkeit des Modells zu beurteilen.

## 2 Versuchsprogramm

### 2.1 Prüfkörper – Konstruktive Ausbildung und Material

Die Wirksamkeit von Rahmenknoten in Stahlbetonkonstruktionen hinsichtlich Trag- und Verformungsfähigkeit bei Erdbeebeeinwirkung wird anhand experimenteller Untersuchungen mit Prüfkörpern in der Originalgröße 1:1 analysiert. Das Untersuchungsprogramm, über das in diesem Beitrag berichtet wird, umfasst neun Rahmenknoten aus Stahlbeton unter zyklischer Belastung. Es wird in zwei Gruppen unterteilt, Gruppe A besteht aus fünf, Gruppe B aus vier Prüfkörpern.

Die Längsbewehrung der Stütze der Gruppe A und B besteht aus je 1Ø14 in den Ecken.

Bei den Prüfkörpern JA0VF2X2b, JB1V und JB2VF2X2b in der Stütze besteht zusätzlich je 1Ø12 in der Seitenmitte.

Als Schubbewehrung der Stütze der Gruppe A und B werden Bügel Ø8/10 eingebaut und an den Prüfkörpern JA1, JA1FXb, JB1 und JB1V im Knotenbereich wird ein zusätzlicher Bügel 1Ø8 angeordnet.

Die Prüfkörper JA0 und JB0 haben lediglich keinen zusätzlichen Bügel im Knotenbereich.

An der Prüfkörper der Gruppe B JB2VF2X2b werden im Knotenbereich zwei zusätzliche Bügel 2Ø8 angeordnet.

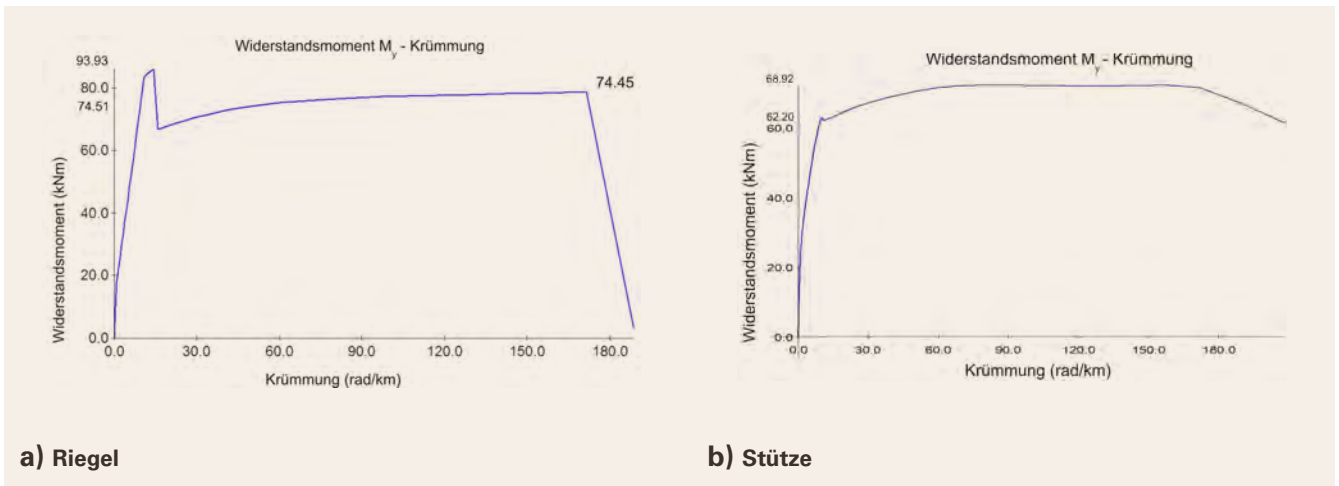
Die Längsbewehrung der Riegel der Gruppe A besteht aus 4Ø12 oben und unten, und mit Schubbewehrung Bügel Ø8/10.

Die Längsbewehrung der Riegel der Gruppe B besteht aus 4Ø14 oben und unten, und mit Schubbewehrung Bügel Ø8/10.



**Tabelle 2.** Vergleich der rechnerischen Werten nach Tsonos (2019) mit den experimentellen Ergebnissen  
 Table 2. Comparison of the calculated values according to Tsonos (2019) with the experimental results

VERGLEICH DER RECHNERISCHEN WERTE NACH TSONOS (2019) MIT DEN EXPERIMENTELLEN													
					BERECHNUNGSMODELL TSONOS (2019)				RECHNERISCHES VERSAGEN		EXPERIMENTELLES VERSAGEN		
									GEMÄSS BERECHNUNGSMODELL TSONOS (2019)				
Nr.	Prüfkörper	$M_{Rck}$	$M_{Rbk}$	$a = \frac{\sum M_{Rck}}{\sum M_{Rbk}}$	$V_{cal}$	$\tau_{cal}$	$\gamma_{ult}$	$\gamma_{cal}$	KNOTEN VERSAGEN	RIEGEL VERSAGEN	KNOTEN VERSAGEN	RIEGEL VERSAGEN	
		(kN m)	(kNm)		(kN)	(MPa)							
1.	JA0	68,92	74,45	1,85	242,47	2,77	0,98	0,46		JA		JA	
2.	JA1	68,92	74,45	1,85	242,47	2,77	1,00	0,46		JA		JA	
3.	JB0	68,92	98,01	1,41	344,97	3,94	0,98	0,65		JA	JA		
4.	JB1	68,92	98,01	1,41	344,97	4,00	1,00	0,65		JA	JA		
5.	JB1V	84,18	98,01	1,72	336,11	3,84	0,99	0,62		JA		JA	
6.	JA0FXb	68,92	93,93	1,47	242,47	2,77	0,98	0,46		JA		JA	
7.	JA1FXb	68,92	93,93	1,47	242,47	2,77	0,99	0,45		JA		JA	
8.	JA0VF2X2b	84,18	119,14	1,41	233,61	2,66	0,98	0,44		JA		JA	
9.	JB2VF2X2b	68,92	141,69	0,97	336,11	3,84	1,06	0,59		JA		JA	



**Bild 4.** Diagramm Widerstandsmoment (aufnehmbares Biegemoment)-Krümmung (Ergebnisse der untenstehenden Berechnungen) Grafik: E. Golias  
 Fig. 4. Diagram of section modulus bend (Results of calculations below) Source: E. Golias

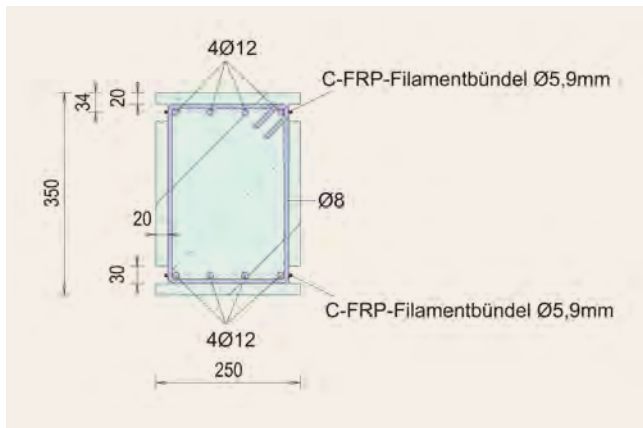
Riegel mit Baustahl und Filamentbündel:

- Grenzzustand 1:  
Elastischer Bereich/Streckgrenze Baustahl  $\epsilon_{s1} = 2,500 \%$
- Grenzzustand 2:  
Bruchspannung Filamentbündel  $\epsilon_{FX1} = 7,110 \%$
- Grenzzustand 3:  
Bruchzustand Baustahl  $\epsilon_{su} = 28,885 \%$

Stütze mit Baustahl ohne Filamentbündel:

- Grenzzustand 1:  
Elastischer Bereich/Streckgrenze Baustahl  $\epsilon_{s1} = 2,500 \%$
- Grenzzustand 2:  
Bruchzustand Baustahl  $\epsilon_{su} = 25,595 \%$

A) RIEGEL (Bild 5)



**Bild 5.** Riegelquerschnitt mit Bewehrung und Verstärkung aus Filamentbündeln Grafik: E. Golias  
 Fig. 5. Beam cross section with reinforcement and filament bundles shown Source: E. Golias

### Material Eigenschaften

Beton Druckfestigkeit:  $f_{cm} = 35,5 \text{ MPa}$   
 Stahlgüte: B500S (B)  
 Streckgrenzverhältnis ( $f_t/f_y$ ):  $k = 1,25$

### Haupteigenschaften der C-FRP Filamentbündel:

Elastizitätsmodul:  $E_{ft} = 225 \text{ GPa}$   
 Zugfestigkeit:  $f_{FXt} = 1\,600 \text{ MPa}$   
 Längskraft  $N =$  (wird nicht berücksichtigt)  $0,0 \text{ kN}$

### Ermittlung der Grenzzustände der Tragfähigkeit bei Berücksichtigung der Biegezugbewehrung. (Begrenzung der Stahlspannung auf $f_{yk}$ ) nach Stahlbeton-Theorie

$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{sy} = 2,5 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_c = -0,767 \text{ ‰}$$

$$\xi = |\varepsilon_c| / (\varepsilon_{s1} + |\varepsilon_c|) = |-0,767| / (2,5 + |-0,767|) = 0,235$$

$$x = \xi \cdot d = 0,235 \cdot 316 = 74,17 \text{ mm}$$

$$\alpha = |\varepsilon_c| \cdot (6 - |\varepsilon_c|) / 12 = |-0,767| \cdot (6 - |-0,767|) / 12 = 0,334$$

$$\varepsilon_{s2} = (|\varepsilon_c| + \varepsilon_{s1}) / d \cdot y_{s2} - |\varepsilon_c| = (|-0,767| + 2,5) / 316 \cdot 34 - |-0,767| = -0,415 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{FX1} = (|\varepsilon_c| + \varepsilon_{s1}) / d \cdot y_{FX1} - |\varepsilon_c| = (|-0,767| + 2,5) / 316 \cdot 316 - |-0,767| = 2,50 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{FX2} = (|\varepsilon_c| + \varepsilon_{s1}) / d \cdot y_{FX2} - |\varepsilon_c| = (|-0,767| + 2,5) / 316 \cdot 34 - |-0,767| = -0,415 \text{ ‰}$$

$$\sigma_{s1} = \varepsilon_{s1} \cdot E_s = 2,5 \cdot 200 = 500 \text{ MPa} \quad (\varepsilon_{s1} = 2,5 \text{ ‰} = \varepsilon_{sy})$$

$$\sigma_{s2} = \varepsilon_{s2} \cdot E_s = -0,415 \cdot 200 = -83,05 \text{ MPa} \quad (|\varepsilon_{s2}| = 0,415 \text{ ‰} < 2,5 \text{ ‰} = \varepsilon_{sy})$$

$$\sigma_{FX1} = \varepsilon_{FX1} \cdot E_{FX} = 2,5 \cdot 225 = 562,5 \text{ MPa} \quad (\varepsilon_{FX} = 2,5 \text{ ‰} < 7,11 \text{ ‰} = \varepsilon_{FX,u})$$

$$\sigma_{FX2} = 0 \text{ MPa} \quad (\varepsilon_{FX2} = -0,415 \text{ ‰} < 0)$$

$$F_c = -\beta \cdot \alpha \cdot f_c \cdot x \cdot b = -(1,00 \cdot 0,334 \cdot 35,5 \cdot 74,4 \cdot 250) / 1\,000 = -220,11 \text{ kN}$$

$$F_{s1} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 452,4 \cdot 500 / 1\,000 = 226,19 \text{ kN}$$

$$F_{s2} = A_{s2} \cdot \sigma_{s2} = 452,4 \cdot (-83,05) / 1\,000 = -37,57 \text{ kN}$$

$$F_{FX1} = A_{FX1} \cdot \sigma_{FX1} = 56 \cdot 562,5 / 1\,000 = 31,49 \text{ kN}$$

$$F_{FX2} = 0 \text{ kN}$$

$$\Sigma F = F_c + F_{s1} + F_{s2} + F_{FX1} + F_{FX2} = -220,11 + 226,19 - 37,57 + 31,49 = 0$$

Es gilt  $\Sigma F = 0$ : Die Dehnungsverteilungen wurden wie folgt ermittelt:

$$\begin{aligned} \text{Dehnung für Betonstahl:} & \quad \varepsilon_s = \varepsilon_{sy} = 2,50 \text{ ‰} \\ \text{Dehnung im Beton:} & \quad \varepsilon_c = -0,767 \text{ ‰} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \zeta' &= 8 - |\varepsilon_c| / [4 \cdot (6 - |\varepsilon_c|)] = 8 - |-0,767| / [4 \cdot (6 - |-0,767|)] = 0,346 \end{aligned}$$

Das tatsächlich aufnehmbare Widerstandsmoment  $M_y$  ergibt sich wie folgt:

$$\begin{aligned} M_y &= F_c \cdot (\zeta' \cdot x - h / 2) + (F_{s1} + F_{FX1}) \cdot (y_{s1} - h / 2) + F_{s2} \cdot (y_{s2} - h / 2) = \\ &= [-220,11 \cdot (0,346 \cdot 74,17 - 175) + (226,19 + 31,49) \cdot (316 - 175) - 37,57 \cdot (34 - 175)] / 1\,000 = 74,51 \text{ kNm (Bild 4a)} \end{aligned}$$

### Ermittlung der Grenzzustände der Tragfähigkeit bei Berücksichtigung der Biegezugbewehrung und der Filamentbündel (Filamentbündel versagen)

$$\varepsilon_{FX1} = \varepsilon_{FX,u} = 7,11 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_c = -1,479 \text{ ‰}$$

$$\xi = |\varepsilon_c| / (\varepsilon_{FX} + |\varepsilon_c|) = |-1,479| / (7,11 + |-1,479|) = 0,172$$

$$x = \xi \cdot d = 0,172 \cdot 316 = 54,42 \text{ mm}$$

$$\alpha = |\varepsilon_c| \cdot (6 - |\varepsilon_c|) / 12 = |-1,479| \cdot (6 - |-1,479|) / 12 = 0,557$$

$$\varepsilon_{s1} = (|\varepsilon_c| + \varepsilon_{FX}) / d \cdot y_{s1} - |\varepsilon_c| = (|-1,479| + 7,11) / 316 \cdot 316 - |-1,479| = 7,11 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{s2} = (|\varepsilon_c| + \varepsilon_{FX}) / d \cdot y_{s2} - |\varepsilon_c| = (|-1,479| + 7,11) / 316 \cdot 34 - |-1,479| = -0,555 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{FX2} = (|\varepsilon_c| + \varepsilon_{FX}) / d \cdot y_{FX2} - |\varepsilon_c| = (|-1,479| + 7,11) / 316 \cdot 34 - |-1,479| = -0,555 \text{ ‰}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{s1} &= f_{sy} + (k - 1) \cdot f_{sy} \cdot (\epsilon_{s1} - \epsilon_{sy}) / (\epsilon_{uk} - \epsilon_{sy}) = \\ &= 500 + (1,25 - 1) \cdot 500 \cdot (7,11 - 2,5) / \\ &(75 - 2,5) = 507,95 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{s2} &= \epsilon_{s2} \cdot E_s = -0,555 \cdot 200 = -111,01 \text{ MPa} \\ &(|\epsilon_{s2}| = 0,555 \% < 2,5 \% = \epsilon_{sy}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{FX1} &= \epsilon_{FX1} \cdot E_{FX} = 7,11 \cdot 225 = 1\,600 \text{ MPa} \\ &(\epsilon_{FX1} = 7,11 \% = \epsilon_{FX,u}) \end{aligned}$$

$$\sigma_{FX2} = 0 \text{ MPa} \quad (\epsilon_{FX2} = -0,555 \% < 0)$$

$$F_c = -\beta \cdot \alpha \cdot f_c \cdot x \cdot b = -(1,00 \cdot 0,557 \cdot 35,5 \cdot 54,42 \cdot 250) / 1\,000 = -269,15 \text{ kN}$$

$$F_{s1} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 452,4 \cdot 507,95 / 1\,000 = 229,79 \text{ kN}$$

$$F_{s2} = A_{s2} \cdot \sigma_{s2} = 452,4 \cdot (-111,01) / 1\,000 = -50,22 \text{ kN}$$

$$F_{FX1} = A_{FX1} \cdot \sigma_{FX1} = 56 \cdot 1\,600 / 1\,000 = 89,58 \text{ kN}$$

$$F_{FX2} = 0 \text{ kN}$$

$$\Sigma F = F_c + F_{s1} + F_{s2} + F_{FX1} + F_{FX2} = -269,15 + 229,79 - 50,22 + 89,58 = 0$$

Es gilt  $\Sigma F = 0$ : Die Dehnungsverteilung wurde wie folgt ermittelt:

$$\begin{aligned} \text{Dehnung für Filamentbündel:} & \quad \epsilon_{FX1} = 7,11 \% \\ \text{Dehnung im Beton:} & \quad \epsilon_c = -1,479 \% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \zeta' &= 8 - |\epsilon_c| / [4 \cdot (6 - |\epsilon_c|)] = 8 \cdot |-1,479| / \\ &[4 \cdot (6 - |-1,479|)] = 0,361 \end{aligned}$$

Das tatsächlich aufnehmbare Widerstandsmoment  $M_{Rbk}$  ergibt sich:

$$\begin{aligned} M_{Rbk} &= F_c \cdot (\zeta' \cdot x - h/2) + (F_{s1} + F_{FX1}) \cdot (y_{s1} - h/2) \\ &+ F_{s2} \cdot (y_{s2} - h/2) = \\ &= [-269,15 \cdot (0,361 \cdot 54,42 - 175) + (229,79 + 89,58) \cdot (31 \\ &6 - 175) - 50,22 \cdot (34 - 175)] / 1\,000 = 93,93 \text{ kNm (Bild 4a)} \end{aligned}$$

### Ermittlung der Bruchfestigkeit

$$\epsilon_{s1} = 28,885 \%$$

$$\epsilon_c = -3,5 \%$$

$$\xi = |\epsilon_c| / (\epsilon_{s1} + |\epsilon_c|) = |-3,5| / (28,885 + |-3,5|) = 0,108$$

$$x = \xi \cdot d = 0,108 \cdot 316 = 34,15 \text{ mm}$$

$$\alpha = (3 \cdot |\epsilon_c| - 2) / (3 \cdot |\epsilon_c|) = (3 \cdot |-3,5| - 2) / (3 \cdot |-3,5|) = 0,810$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{s2} &= (|\epsilon_c| + \epsilon_{s1}) / d \cdot y_{s2} - |\epsilon_c| = (|-3,5| + 28,885) / \\ &316 \cdot 34 - |-3,5| = -0,016 \% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{FX1} &= (|\epsilon_c| + \epsilon_{s1}) / d \cdot y_{FX1} - |\epsilon_c| = (|-3,5| + 28,885) / \\ &316 \cdot 316 - |-3,5| = 28,885 \% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{FX2} &= (|\epsilon_c| + \epsilon_{s1}) / d \cdot y_{FX2} - |\epsilon_c| = (|-3,5| + 28,885) / \\ &316 \cdot 34 - |-3,5| = -0,016 \% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{s1} &= f_{sy} + (k - 1) \cdot f_{sy} \cdot (\epsilon_{s1} - \epsilon_{sy}) / (\epsilon_{uk} - \epsilon_{sy}) = \\ &= 500 + (1,25 - 1) \cdot 500 \cdot (28,855 - 2,5) / \\ &(75 - 2,5) = 554,49 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{s2} &= \epsilon_{s2} \cdot E_s = -0,016 \cdot 200 = -3,11 \text{ MPa} \\ &(|\epsilon_{s2}| = 0,016 \% < 2,5 \% = \epsilon_{sy}) \end{aligned}$$

$$\sigma_{FX1} = 0 \text{ MPa} \quad (\epsilon_{FX1} = 28,885 \% > 7,11 \% = \epsilon_{FX,u})$$

$$\sigma_{FX2} = 0 \text{ MPa} \quad (\epsilon_{FX2} = -0,016 \% < 0)$$

$$F_c = -\beta \cdot \alpha \cdot f_c \cdot x \cdot b = -(1,00 \cdot 0,810 \cdot 35,5 \cdot 34,15 \cdot 250) / 1\,000 = -245,37 \text{ kN}$$

$$F_{s1} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 452,4 \cdot 545,19 / 1\,000 = 246,77 \text{ kN}$$

$$F_{s2} = A_{s2} \cdot \sigma_{s2} = 452,4 \cdot (-3,11) / 1\,000 = -1,41 \text{ kN}$$

$$F_{FX1} = 0 \text{ kN}$$

$$F_{FX2} = 0 \text{ kN}$$

$$\Sigma F = F_c + F_{s1} + F_{s2} + F_{FX1} + F_{FX2} = -245,37 + 246,77 - 1,41 = 0$$

Es gilt  $\Sigma F = 0$ : Die Dehnungsverteilung wurde wie folgt ermittelt:

$$\begin{aligned} \text{Dehnung für Betonstahl:} & \quad \epsilon_s = 28,885 \% \\ \text{Dehnung im Beton:} & \quad \epsilon_c = -3,50 \% \end{aligned}$$

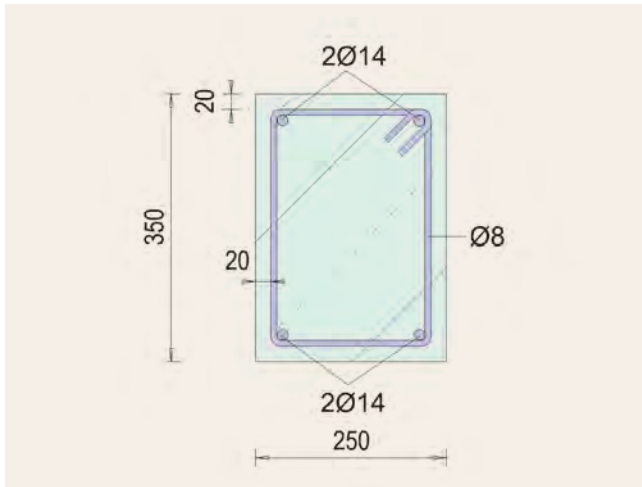
$$\begin{aligned} \zeta' &= [|\epsilon_c| \cdot (3 \cdot |\epsilon_c| - 4) + 2] / [2 \cdot |\epsilon_c| \cdot (3 \cdot |\epsilon_c| - 2)] = \\ &= [|-3,0| \cdot (3 \cdot |-3,0| - 4) + 2] / [2 \cdot |-3,0| \cdot (3 \cdot |-3,0| - 2)] = \\ &0,416 \end{aligned}$$

### Tatsächliche Bruchfestigkeit $M_u$ :

$$\begin{aligned} M_u &= F_c \cdot (\zeta' \cdot x - h/2) + F_{s1} \cdot (y_{s1} - h/2) + F_{s2} \cdot (y_{s2} - h/2) = \\ &= [-245,37 \cdot (0,416 \cdot 34,15 - 175) + 246,77 \cdot (316 - 175) - \\ &3,11 \cdot (34 - 175)] / 1\,000 = \\ &= 74,45 \text{ kNm (Bild 4a)}. \end{aligned}$$

### B) STÜTZE (Bild 6)

#### Material Eigenschaften



**Bild 6.** Stützenquerschnitt mit Bewehrung dargestellt *Grafik: E. Golias*  
 Fig. 6. Column cross section shown with reinforcement shown  
 Source: E. Golias

Beton Druckfestigkeit:  $f_{cm} = 35,5 \text{ MPa}$   
 Stahlgüte: B500S (B)  
 Längskraft  $N_{ed} = -122,5 \text{ kN}$   
 Streckgrenzverhältnis ( $f_t/f_y$ ):  $k = 1,25$

**Ermittlung der Grenzzustände der Tragfähigkeit bei Berücksichtigung der Biegezugbewehrung**

$$\epsilon_{s1} = \epsilon_{sy} = 2,5 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_c = -0,828 \text{ ‰}$$

$$\xi = |\epsilon_c| / (\epsilon_{s1} + |\epsilon_c|) = |-0,828| / (2,5 + |-0,828|) = 0,249$$

$$x = \xi \cdot d = 0,250 \cdot 315 = 78,37 \text{ mm}$$

$$\alpha = |\epsilon_c| \cdot (6 - |\epsilon_c|) / 12 = |-0,828| \cdot (6 - |-0,828|) / 12 = 0,357$$

$$\epsilon_{s2} = (|\epsilon_c| + \epsilon_{s1}) / (d \cdot y_{s2} - |\epsilon_c|) = (|-0,828| + 2,5) / (315 \cdot 35 - |-0,828|) = -0,458 \text{ ‰}$$

$$\sigma_{s1} = \epsilon_{s1} \cdot E = 2,5 \cdot 200 = 500 \text{ MPa} \quad (\epsilon_{s1} = 2,5 \text{ ‰} = \epsilon_{sy})$$

$$\sigma_{s2} = \epsilon_{s2} \cdot E = -0,458 \cdot 200 = -91,65 \text{ MPa} \quad (|\epsilon_{s2}| = 0,458 \text{ ‰} < 2,5 \text{ ‰} = \epsilon_{sy})$$

$$F_c = -\beta \cdot \alpha \cdot f_c \cdot x \cdot b = -(1,00 \cdot 0,357 \cdot 35,5 \cdot 78,37 \cdot 250) / 1\,000 = -248,22 \text{ kN}$$

$$F_{s1} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 307,9 \cdot 500 / 1\,000 = 153,94 \text{ kN}$$

$$F_{s2} = A_{s2} \cdot \sigma_{s2} = 307,9 \cdot (-91,65) / 1\,000 = -28,22 \text{ kN}$$

$$\Sigma F - N = (F_c + F_{s1} + F_{s2}) - N = -248,22 + 153,94 - 28,22 - (-122,5) = 0$$

Es gilt  $\Sigma F = 0$ : Die Dehnungsverteilung wurde wie folgt ermittelt:

Dehnung für Betonstahl:  $\epsilon_s = \epsilon_{sy} = 2,50 \text{ ‰}$   
 Dehnung im Beton:  $\epsilon_c = -0,828 \text{ ‰}$

$$\zeta' = 8 - |\epsilon_c| / [4 \cdot (6 - |\epsilon_c|)] = 8 \cdot |-0,828| / [4 \cdot (6 - |-0,828|)] = 0,347$$

Das tatsächlich aufnehmbare Widerstandsmoment  $M_y$  ergibt sich wie folgt:

$$M_y = F_c \cdot (\zeta' \cdot x - h/2) + F_{s1} \cdot (y_{s1} - h/2) + F_{s2} \cdot (y_{s2} - h/2) =$$

$$= [-248,22 \cdot (0,347 \cdot 78,37 - 175) + 153,94 \cdot (315 - 175) - 28,22 \cdot (35 - 175)] / 1\,000 =$$

$$= 62,20 \text{ kNm (Bild 4b).}$$

**Ermittlung der Bruchfestigkeit**

$$\epsilon_{s1} = 25,595 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_c = -3,5 \text{ ‰}$$

$$\xi = |\epsilon_c| / (\epsilon_{s1} + |\epsilon_c|) = |-3,5| / (25,595 + |-3,5|) = 0,120$$

$$x = \xi \cdot d = 0,120 \cdot 315 = 37,89 \text{ mm}$$

$$\alpha = (3 \cdot |\epsilon_c| - 2) / (3 \cdot |\epsilon_c|) = (3 \cdot |-3,5| - 2) / (3 \cdot |-3,5|) = 0,810$$

$$\epsilon_{s2} = (|\epsilon_c| + \epsilon_{s1}) / (d \cdot y_{s2} - |\epsilon_c|) = (|-3,5| + 25,595) / (315 \cdot 35 - |-3,5|) = -0,267 \text{ ‰}$$

$$\sigma_{s1} = f_{sy} + (k - 1) \cdot f_{sy} \cdot (\epsilon_{s1} - \epsilon_{sy}) / (\epsilon_{uk} - \epsilon_{sy}) =$$

$$= 500 + (1,25 - 1) \cdot 500 \cdot (25,595 - 2,5) / (75 - 2,5) = 539,82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s2} = \epsilon_{s2} \cdot E = -0,267 \cdot 200 = -53,44 \text{ MPa} \quad (|\epsilon_{s2}| = 0,267 \text{ ‰} < 2,5 \text{ ‰} = \epsilon_{sy})$$

$$F_c = -\beta \cdot \alpha \cdot f_c \cdot x \cdot b = -(1,00 \cdot 0,810 \cdot 35,5 \cdot 37,89 \cdot 250) / 1\,000 = -272,24 \text{ kN}$$

$$F_{s1} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 307,9 \cdot 539,82 / 1\,000 = 166,20 \text{ kN}$$

$$F_{s2} = A_{s2} \cdot \sigma_{s2} = 307,9 \cdot (-53,44) / 1\,000 = -16,45 \text{ kN}$$

$$\Sigma F - N = (F_c + F_{s1} + F_{s2}) - N = -272,24 + 166,20 - 16,45 - (-122,5) = 0$$

Es gilt  $\Sigma F = 0$ : Die Dehnungsverteilung wurde wie folgt ermittelt:

Dehnung für Betonstahl:  $\epsilon_s = 25,595\%$   
 Dehnung im Beton:  $\epsilon_c = -3,50\%$

$$\zeta' = \frac{[|\epsilon_c| \cdot (3 \cdot |\epsilon_c| - 4) + 2]}{[2 \cdot |\epsilon_c| \cdot (3 \cdot |\epsilon_c| - 2)]} = \frac{[|-3,0| \cdot (3 \cdot |-3,0| - 4) + 2]}{[2 \cdot |-3,0| \cdot (3 \cdot |-3,0| - 2)]} = 0,416$$

**Tatsächliche Bruchfestigkeit  $M_{Rck}$ :**

$$M_{Rck} = F_c \cdot (\zeta' \cdot x - h/2) + F_{s1} \cdot (y_{s1} - h/2) + F_{s2} \cdot (y_{s2} - h/2) = [-272,24 \cdot (0,416 \cdot 37,89 - 175) + 166,20 \cdot (315 - 175) - 16,45 \cdot (35 - 175)]/1\,000 = 68,92 \text{ kNm (Bild 4b).}$$

**2.5 Rahmenknotenbemessung mit Berechnungsmodell nach Tsonos (2019)**

Tsonos ermittelt in seinem Modell die Tragfähigkeit im Rahmenknoten unter Ansatz der zweiachsialen Betondruckfestigkeit. Die Rahmenknoten versagen in der Regel durch Erreichen der Betondruckfestigkeit in den Druckstreben des Fachwerkmodells ( $V_{Rdmax}$ ). Die Details zur Bemessung nach Tsonos finden sich in [27]. Er führt dazu die dimensionslosen Hilfsvariablen  $\chi$  und  $\psi$  ein um die Gleichung

$$(\chi + \psi)^5 + 10\psi - 10\chi = 1 \tag{1}$$

zu lösen, wobei

$$\chi = \frac{\alpha\gamma}{2\sqrt{f_c}} \quad \text{und} \quad \psi = \frac{\alpha\gamma}{2\sqrt{f_c}} \sqrt{1 + \frac{4}{\alpha^2}} \tag{2}$$

$$\alpha = h_b/h_c \quad \text{und} \quad \tau_{ult} = \gamma_{ult} \times \sqrt{f_c}$$

$\chi$  und  $\psi$  sind dabei lediglich Hilfsgrößen zur Abbildung des Verlaufes der zweiachsialen Betondruckfestigkeit entlang der oberen Grenzlinie (Bild 7).

Ziel ist die Berechnung von  $\gamma$ , um die Schubspannung im Knoten bestimmen zu können. Letztere gibt das Beanspruchungsniveau im Knoten an und liefert die gesuchte Information über die Ausnutzung.

Mit den bekannten Zusammenhängen

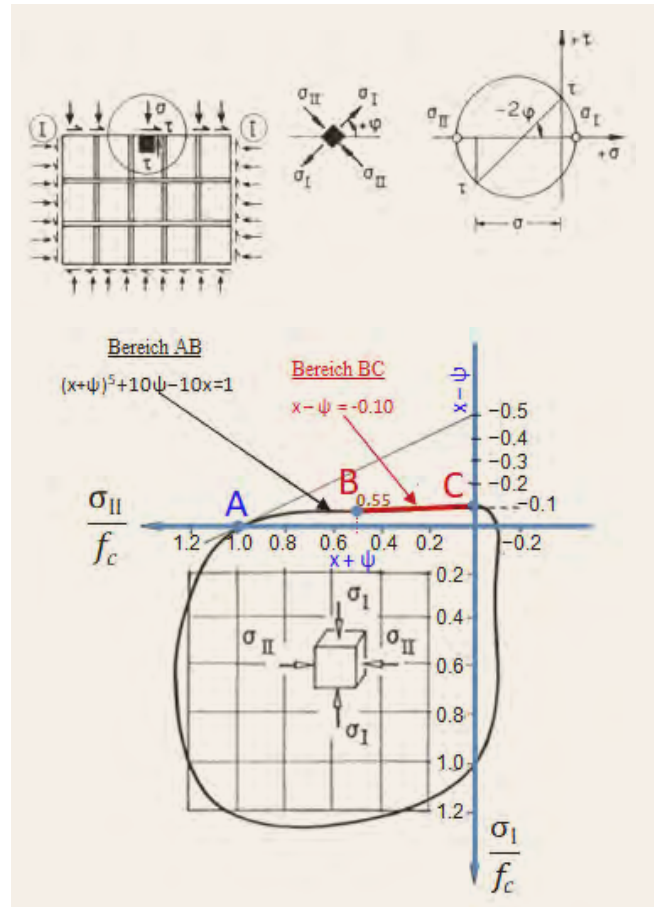
$$\frac{\sigma_I}{f_c} = \frac{\alpha\gamma}{2\sqrt{f_c}} - \frac{\alpha\gamma}{2\sqrt{f_c}} \sqrt{1 + \frac{4}{\alpha^2}} \quad \text{und} \quad \frac{\sigma_{II}}{f_c} = \frac{\alpha\gamma}{2\sqrt{f_c}} + \frac{\alpha\gamma}{2\sqrt{f_c}} \sqrt{1 + \frac{4}{\alpha^2}} \tag{3}$$

ergibt sich mit den Gleichungen (2) und (3)

$$\frac{\sigma_I}{f_c} = \chi - \psi \quad \text{und} \quad \frac{\sigma_{II}}{f_c} = \chi + \psi \tag{4}$$

Die Hilfsgleichung (1) nähert die Zweiachsiale Betondruckfestigkeit von Punkt A nach C an. Wenn  $\chi + \psi \leq 0,55$ , dann  $(\chi + \psi)^5 \leq 0,051$  – das ist sehr klein, etwa 5%. Dies kann ohne nennenswerten Genauigkeitsverlust weggelassen werden und führt zur Vereinfachung der Gleichung (1) in der einfachen linearen Form:

$$\chi - \psi = -0,1 \tag{5}$$



**Bild 7.** Spannungszustandselement und Darstellung der Zweiachsialen Betondruckfestigkeitskurve durch eine Parabelfunktion 5. Grades. Nur der obere Bereich A bis C ist hier von Interesse. Grafik: [25, 26]  
 Fig. 7. Stress state element and representation of the biaxial concrete strength curve by means of a parabolic function of 5th degree. Source: [25, 26]

Dies beschreibt mit ausreichender Genauigkeit die Anfangskurve für  $\alpha = h_b/h_c \leq 2,0$  für  $(\chi + \psi \leq 0,55)$ .

Die Seitenverhältniswerte Riegel-Stütze in der Praxis sind in der Regel niedriger als 2,0.

Sowohl in  $\chi$  als auch in  $\psi$  steckt der Wert  $\gamma$ , den es zu ermitteln gilt. Mit  $\gamma$  ist die Bruchfestigkeit der Rahmenknoten Riegel-Stütze-Verbindung von  $\tau_{ult} = \gamma_{ult} \times \sqrt{f_c}$  bekannt. Dieses System wird für jedes gegebene Seitenverhältnis unter Verwendung einer herkömmlichen mathematischen Analyse gelöst

Nachfolgend wird exemplarisch die Rahmenknotenbemessung mit dem Berechnungsmodell von Tsonos (2019) für einen Prüfkörper JA0FXb untersucht. Die Ergebnisse der restlichen Prüfkörper werden in Tabelle 2 angegeben.

Die Summe der Widerstandsmomente ( $\Sigma M_{Rck}$ ) der Stützen, die sich am Rahmenknoten treffen, entspricht:

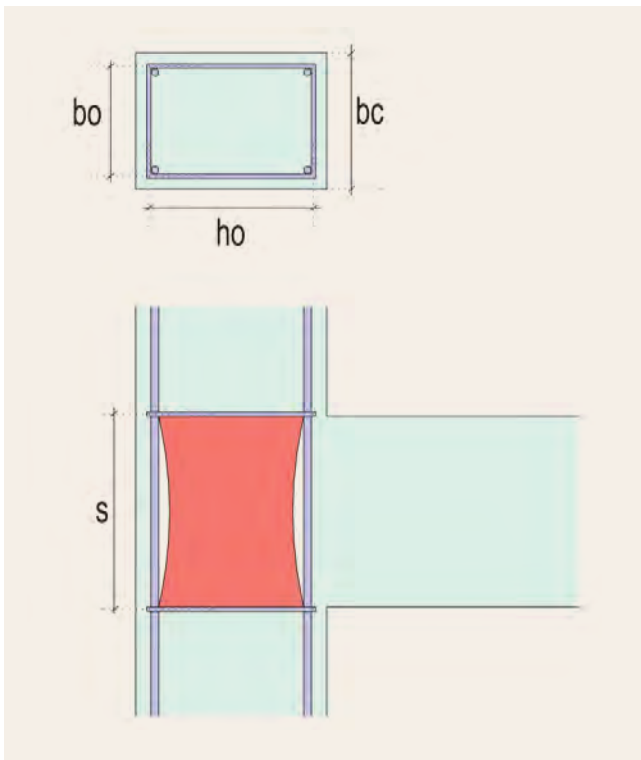
$$\Sigma M_{Rck} = 2 \times M_{Rck} = 2 \times 68,92 = 137,84 \text{ kNm}$$

Das aufnehmbare Biegemomente ( $\Sigma M_{Rbk}$ ) des Riegels entspricht:

$$\Sigma M_{Rbk} = M_{Rck} = 93,93 \text{ kNm}$$

A) RIEGEL

Weil:  $\Sigma M_{Rbk} < \Sigma M_{Rck}$



**Bild 8.** Umschnürung in Rahmenknotenbereich *Grafik: E. Golias*  
 Fig. 8. Strapping in the joint area *Source: E. Golias*

versagt der Riegel zuerst und begrenzt die Tragfähigkeit des Systems auf 93,93 kNm am Stützenrand. Es wird unterstellt, dass die Querkraft im Riegel selbst für die gegebene Belastungsstufe aufgenommen werden kann. Wir wenden uns nun dem Knoteninneren zu und untersuchen den Schub im Knoten selbst mit den oben gegebenen Verfahren. Wir haben

$$M_{Rb} = \gamma_{Rd} \times M_{Rbk} = 1,0 \times 93,93 = 93,93 \text{ kNm}$$

wobei:  $\gamma_{Rd}$ : gleich 1,0 für DCM Konstruktionen

Die Bemessungsquerkraft der Riegel im Abstand von 1,475 m vom Stützenrand errechnet sich wie folgt:

$$V_{\text{capacity}} = \left( \frac{M_{Rb}}{L} \right) = \frac{93,93}{1,475} = 63,68 \text{ kN}$$

B) STÜTZE

$$M_{Rc} = \gamma_{Rd} \times 2 \times M_{Rck} = 1,1 \times 2 \times 68,92 = 151,62 \text{ kNm}$$

wobei:  $\gamma_{Rd}$ : gleich 1,1 für DCM Konstruktionen

Die Bemessungsquerkraft der Stütze errechnet sich wie folgt:

$$V_{\text{capacity}} = \left( \frac{M_{Rc}}{L} \right) = \frac{151,62}{2,50} = 60,65 \text{ kN}$$

Basierend auf der Geometrie der Prüfkörper ist die sich aus der Berechnung ergebende Querkraft der Stütze oberhalb des Knotens in der Erdbeben-Bemessungssituation gleich:

$$V_{\text{col}} = V_{\text{capacity}} \times \left( \frac{L}{H} \right) = 60,65 \times \frac{1,65}{2,50} = 40,03 \text{ kN}$$

Zunächst wird die erhöhte Druckfestigkeit des Betons aufgrund der Umschnürung (**Bild 8**) durch das Scott et al. [28] Modell gerechnet.

$$b_0 = h_c - 2 \times c_{\text{nom}} - 2 \times \frac{\varnothing_w}{2} = 250 - (2 \times 20) - (3 \times 4) = 202 \text{ mm}$$

$$h_0 = b_c - 2 \times c_{\text{nom}} - 2 \times \frac{\varnothing_w}{2} = 350 - (2 \times 20) - (3 \times 4) = 302 \text{ mm}$$

$$\rho_s = A_{\text{sw}} \times \frac{2 \times b_0 + 2 \times h_0}{b_0 \times h_0 \times s}$$

$$\rho_s = 0,503 \times \frac{2 \times 20,2 + 2 \times 30,2}{20,2 \times 30,2 \times 35} = 0,00237$$

$$k = 1 + \frac{\rho_s \cdot f_{yw}}{f_c} = 1 + \frac{0,00237 \times 500}{35,5} = 1,033$$

$$f_c = k \cdot f_c' = 1,033 \times 35,5 = 36,68 \text{ MPa}$$

Die horizontale Querkraft, die auf den Betonkern der Knoten wirkt, ergibt sich aus der Gleichung:

$$V_{\text{cal}} = \gamma_{Rd} \times A_{s1} \times f_y - V_{\text{col}} = 1,25 \times 4,52 \times 500 \times 10^{-1} - 40,03 = 242,47 \text{ kN}$$

wobei  $\gamma_{Rd}$  als Beiwert zur Berücksichtigung der Überfestigkeit infolge der Verfestigung des Stahls angenommen werden kann in Höhe von 1,25.

$$\gamma_{\text{cal}} = \frac{V_{\text{cal}}}{h_c \times b_c \times \sqrt{f_c}} = \frac{242,47 \times 10^3}{0,25 \times 0,35 \times \sqrt{36,68 \times 10^6}} = 0,458$$

Die auf den Rahmenknoten ausgeübte Schubspannung, wenn der Riegel versagt, ist gleich:

$$\tau_{\text{cal}} = \gamma_{\text{cal}} \times \sqrt{f_c} = 0,458 \times \sqrt{36,68} = 2,77 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{h_b}{l_c} = \frac{0,35}{0,25} = 1,0$$

$$\chi = \frac{\alpha \times \gamma_{\text{ult}}}{2 \times \sqrt{f_c}} = \frac{1,0 \times \gamma_{\text{ult}}}{2 \times \sqrt{36,68}} = 0,082551 \times \gamma_{\text{ult}}$$

$$\psi = \frac{\alpha \times \gamma_{\text{ult}}}{2 \times \sqrt{f_c}} \sqrt{1 + \frac{4}{\alpha^2}} = \frac{1,0 \times \gamma_{\text{ult}}}{2 \times \sqrt{36,68}} \times \sqrt{1 + \frac{4}{1^2}} = 0,184589 \times \gamma_{\text{ult}}$$

$$\frac{\sigma_I}{f_c} = \frac{\alpha \gamma}{2 \sqrt{f_c}} - \frac{\alpha \gamma}{2 \sqrt{f_c}} \sqrt{1 + \frac{4}{\alpha^2}} = \chi - \psi$$

$$\frac{\sigma_{II}}{f_c} = \frac{\alpha \gamma}{2 \sqrt{f_c}} + \frac{\alpha \gamma}{2 \sqrt{f_c}} \sqrt{1 + \frac{4}{\alpha^2}} = \chi + \psi$$

$$\chi - \psi = -0,1$$

$$0,082551 \times \gamma_{\text{ult}} - 0,184589 \times \gamma_{\text{ult}} = -0,1$$

$$\gamma_{\text{ult}} = 0,98$$

$\gamma_{\text{cal}} = 0,458 < \gamma_{\text{ult}} = 0,98 \rightarrow$  Im Knoten könnte 0,98 aufgenommen werden, wenn der Riegel versagt. Daher wird der Riegel als Erstes versagen, der Knoten bleibt im wesentlichen intakt. Ein duktiler Versagensmodus ist gewährleistet.

Des Weiteren werden für alle Prüfkörper die rechnerischen Werte ermittelt und in einer Tabelle zusammengestellt.

Vergleicht man die Zuverlässigkeit der experimentellen Daten der Prüfkörper mit den numerischen Simulationen nach Tsouros





**Bild 9.** Endgültiges Schadensbild der getesteten Prüfkörper Fotos: E. Gollias  
 Fig. 9. Final damage mode of the tested specimens Source: E. Gollias

Modell, wird festgestellt, dass von den neun Prüfkörpern zwei Prüfkörper (JB0, JB1) abweichende Ergebnisse aufweisen. Bei diesen beiden Prüfkörpern fand ein vorzeitiges Versagen im Knotenbereich statt. Hierzu sind weitere Untersuchungen erforderlich bei denen auf die Lage der Bügelhaken im Stützenbereich besonders geachtet werden muss.

Aus Tabelle 2 ist ersichtlich, dass die errechneten Versagensmoden nach Tsonos mit allen getesteten Prüfkörpern übereinstimmen. Die endgültigen Schädigungen sind **Bild 9** zu entnehmen.

### 3 Zusammenfassende Bemerkungen

Zur Erzielung einer ausreichenden Tragfähigkeit und Duktilität von Stahlbetonrahmentragwerken ist ein vorzeitiges Rahmenknotenversagen unbedingt zu vermeiden. Dem Knoten muss besonderes Augenmerk geschenkt werden. Hier ist die Umleitung der Riegelmomente in die Stiele besonders sorgfältig zu konstruieren. Werden nur die Anschnitte bemessen ist die Entwicklung eines optimalen Versagensmechanismus mit plastischen Gelenken

in den Riegeln nicht per se gewährleistet. Der Nachweis der schiefen Betondruckstreben im Verkreuzungsbereich benötigt zahlreiche Annahmen, die mit starken Unsicherheiten behaftet sind. Die erforderliche Regel "starke Stützen/schwache Riegel" ist daher nicht immer einfach zu realisieren. Das vorgeschlagene Modell und die Methode gibt hier eine verlässliche Hilfestellung und stellt die Bildung von plastischen Gelenken in den Riegeln sowie eine Konzentration der Schäden in den kritischen Bereichen der Riegel sicher. Durch die Tsonos Methode kann sichergestellt werden, dass die Rahmenknoten bei starken Erdbeben intakt bleiben.

Das vorgeschlagene Modell kann sowohl für bestehende Strukturen als auch für Neubauten verwendet werden, um ihr Verhalten bei künftigen Erdbeben zu steuern. Des Weiteren ist es anwendbar, um bessere Verstärkungsmaßnahmen zu entwickeln – sowohl für alte als auch für neue Stahlbetonkonstruktionen. Im Hinblick auf die Weiterverwendbarkeit von Bestandskonstruktionen in Erdbebengebieten ist dies ein wichtiger Baustein, um den CO<sub>2</sub> Fußabdruck durch Weiterverwendung und Ressourcenschonung wirksam zu verringern ohne dabei das Sicherheitsniveau

signifikant zu senken. Mit dem hier vorgestellten Beitrag ist damit dem praktisch tätigen Ingenieur ein effizientes Werkzeug gegeben.

## L i t e r a t u r

- [1] *Tsonos, A.G.*: Seismic repair of exterior R/C beam-to-column joints using two-sided and three-sided jackets. *In: Struct. Eng. Mech.*, Vol. 13 (2002), Iss. 1, pp. 17–34.
- [2] *Tsonos, A.G.*: Cyclic load behaviour of reinforced concrete beam-column subassemblages of modern structures. *In: ACI Struct. J.*, Vol. 194 (2007), Iss. 4, pp. 468–478.
- [3] *Park, R.; Paulay, T.*: Reinforced Concrete Structures. John Wiley Publications, New York, NY, USA, 1975.
- [4] *Tsonos, A.G.*: Lateral load response of strengthened reinforced concrete beam-to-column joints. *In: ACI Struct. J., Proc.*, Vol. 96 (1999), Iss. 1, pp. 46–56.
- [5] *Tsonos, A.G.*: Seismic retrofit of R/C beam-to-column joints using local three-sided jackets. *In: J. Eur. Earthq. Eng.*, Vol. 1 (2001a), pp. 48–64.
- [6] *Tsonos, A.G.*: Seismic rehabilitation of reinforced concrete joints by the removal and replacement technique. *In: J. Eur. Earthq. Eng.*, Vol. 3 (2001b), pp. 29–43.
- [7] *Tsonos, A.G.*: Seismic repair of exterior R/C beam-to-column joints using two-sided and three-sided jackets. *In: Struct. Eng. Mech.*, Vol. 13 (2002), Iss. 1, pp. 17–34.
- [8] *Tsonos, A.G.*: Effectiveness of CFRP – jackets and RC – jackets in post-earthquake and pre-earthquake retrofitting of beam-column subassemblages. *In: Eng. Struct.*, Vol. 30 (2008), pp. 777–793.
- [9] *Tsonos, A.G.*: Performance enhancement of R/C building columns and beam-column joints through shotcrete jacketing. *In: Eng. Struct.*, Vol. 32 (2010), pp. 726–740.
- [10] *Rossetto, T.; Pohoryles, D.A.; Melo, J. et al.*: The effect of slab and transverse beams on the behaviour of full-scale pre-1970's RC beam-column joints. 16<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile, 2017.
- [11] *Yurdakul, Ö.; Avsar, Ö.*: Strengthening of substandard reinforced concrete beam-column joints by external post-tension rods. *In: Engineering Structures*, Vol. 107 (2016), pp. 9–22.
- [12] *Pohoryles, D.A.; Melo, J.; Rossetto, T. et al.*: Seismic Retrofit Schemes with FRP for Deficient RC Beam-Column Joints. State-of-the-Art Review, 2016. doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000950.
- [13] *Bossio, A.; Fabbrocino, F.; Lignola, G.P. et al.*: Simplified Model for Strengthening Design of Beam-Column Internal Joints in Reinforced Concrete Frames. *In: Polymers*, Vol. 7 (2015), pp. 1732–1754. doi.10.3390/polym7091479.
- [14] *Kam, W.Y. et al.*: Influence of slab on the seismic response of sub-standard detailed of sub-standard detailed exterior reinforced concrete beam column joints. 9<sup>th</sup> US National and 10<sup>th</sup> Canadian Conference on Earthquake Engineering: Reaching Beyond Borders. Toronto, Canada, 2010.
- [15] *Tsonos, A.G.*: Ultra-high-performance performance fiber concrete: An innovative solution for strengthening old R/C structures and for improving the FRP strengthening method. *In: WIT Transactions on Engineering Series*, Vol. 64 (2009), pp. 273–284.
- [16] *Karayannis, C.G.; Golias, E.*: Full-scale Experimental Testing of RC Beam-column Joints Strengthened using CFRP Ropes as External Reinforcement. *In: Engineering Structures*, Vol. 250 (2022), 113305.
- [17] *Golias, E.; Zapis, A.G.; Kytinou, V.K. et al.*: Effectiveness of the novel Rehabilitation Method of Seismically Damaged RC Joints using C-FRP ropes and Comparison with widely applied Method using C-FRP sheets – Experimental Investigation. *In: Sustainability*, Vol. 13 (2021), 6454. doi.org/10.3390/su13116454.
- [18] *Karayannis, C.; Golias, E.; Kalogeropoulos, G.I.*: Influence of Carbon Fiber-Reinforced Ropes Applied as External Diagonal Reinforcement on the Shear Deformation of RC Joints. *In: Fibers*, Vol. 10 (2022), 28. doi.org/10.3390/fib10030028
- [19] *Karayannis, C.G.; Chalioris, C.E.; Sideris, K.K.*: Effectiveness of RC beam – column connection repair using epoxy resin injections. *In: Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 2 (1998), Iss. 2, pp. 217–240.
- [20] *Karayannis, C.G.; Sirkelis, G.M.*: Strengthening and rehabilitation of RC beam – column joints using carbon-FRP jacketing and epoxy resin injection. *In: Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 37 (2008), pp. 769–790.
- [21] *Karayannis, C.G.; Izzuddin, B.A.; Elnashai, A.S.*: Application of adaptive analysis to reinforced concrete frames. *In: Journal of Structural Engineering (ASCE)*, Vol. 120 (1994), Iss. 10, pp. 2935–2957.
- [22] *Karayannis, C.G.; Golias, E.*: Full scale tests of RC joints with minor to moderate seismic damage repaired using C-FRP sheets. *In: Earthquakes and Structures*, Vol. 15 (2018), Iss. 6, pp. 617–627.
- [23] *Golias, E.; Lindenthal, H.; Schlüter et al.*: Ertüchtigung seismisch beschädigter Rahmenknoten aus Stahlbeton mittels FRP-Filamentbündelverbindungen. *In: Bautechnik* 97 (2020), Heft 4, S.268–278. doi.org/10.1002/bate.201900085.
- [24] *Golias, E.; Zapis, A.G.; Kytinou, V.K. et al.*: Application of X-shaped CFRP ropes for Structural Upgrading of Reinforced Concrete Beam-Column Joints under Cyclic Loading – Experimental Study. *In: Fibers*, Vol. 9 (2021), 42. doi.org/10.3390/fib9070042
- [25] *Tsonos, A.G.*: A Model for the evaluation of the Beam-Column joint Ultimate Strength – a more simplified version. *In: J. Earthquakes and Structures*, Vol. 16 (2019), Iss. 2, pp. 141–148.
- [26] *Karayannis, C.G.*: Design and Behavior of Reinforced Concrete Structures for Seismic Actions. editions SOFIA, 703 pages, Thessaloniki, 2019 (in Greek).
- [27] *Tsonos, A.G.*: Model for the evaluation of the beam-column joint ultimate strength-Substitution of equation  $(x+\psi)5 + 10\psi - 10x = l$  with a line equation. Presentation during the 3<sup>rd</sup> Meeting of CEN/TC250/SC08/, Working Group 5, “Concrete”, Paris, 2017.
- [28] *Scott, B. D.; Park, R.; Priestley, M.J.N.*: Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates. *In: ACI J.*, Vol. 79 (1982), Iss. 1, pp. 13–27.



**Dr. - Ing. E m m a n u i l G o l i a s**

egkolias@civil.duth.gr, 030-6932821235  
Fakultät für Bauingenieurwesen  
Technische Universität  
Democritus Universität Thrace  
Xanthi 67100, Griechenland

Foto: E. Golias



**Dr. K l a u s W i t t e m a n n**

klaus.wittemann@slp-ingenieure.de, 0721984360  
Beratender Ingenieur  
SLP Ingenieurbüro für Tragwerksplanung  
Weinbrennerstr. 18, 76135 Karlsruhe

Foto: Ingenieurkammer Baden-Württemberg

**Prof. Dr. C h r i s K a r a y a n n i s**

karayannis@civil.auth.gr, 030-2310995716  
School of Civil Engineering  
Aristotle University of Thessaloniki  
54124, Thessaloniki, Greece

# Das 2024 M7,4 Hualien (Taiwan) Erdbeben: Fragen und erste Erkenntnisse

J. Schwarz, L. Abrahamczyk, M. Haweyou, P. L. Hasan

**ZUSAMMENFASSUNG** Das 2024 Hualien, Taiwan Erdbeben mit einer Stärke von  $M = 7,4$  ereignete sich 16 km südlich von der Stadt Hualien in einer Tiefe von 40 km [1, 2]. Es erschütterte eine Region, in der die Philippinische und die Eurasische Platte zusammenstoßen, die als hoch seismisches Gebiet in der Gefährdungskarte ausgewiesen ist. Dieses Erdbeben ist insofern von Bedeutung, als es nach dem Chi-Chi-Erdbeben von 1999 das stärkste seismische Ereignis in der Region in den letzten 25 Jahren war. Die Stärke des Ereignisses und die nachfolgenden Nachbeben unterstreichen die dynamische und komplexe tektonische Struktur und verdeutlichen die besondere Erdbebengefährdung Taiwans. Das Hauptereignis und eine Vielzahl der Nachbeben wurden auch durch die Station des Zentrums für die Ingenieuranalyse für Erdbebenschäden (EDAC) in der Parkhöhle Weimar aufgenommen und heben sich aus dem Umgebungsrauschen deutlich ab (Bild 1). Der nachfolgende Beitrag basiert (erstmalig) nicht auf eigenen Datenerhebungen des Zentrums für die Ingenieuranaly-

se von Erdbebenschäden (EDAC) vor Ort, sondern stützt sich auf eine langjährige Datenkollektion, die im Rahmen diverser studentischer Arbeiten und vorlesungsbegleitender Projekte des Masterstudiengangs „Natural Hazards and Risks in Structural Engineering – NHRE“ an der Bauhaus-Universität Weimar angelegt werden konnte. Bezug genommen wird auf länderspezifische Untersuchungen zur Normenentwicklung, zur Veränderung der Gefährdungskarten, zur Zusammensetzung der Bauweisen in den Heimatländern der Studierenden und zu den Erfahrungen (Schadensberichten) aus aktuellen Beben. Es ist ein Privileg der beiden Erstautoren, dieses „Lernen“ von aktuellen Ereignissen als integralen Bestandteil des Pflichtmoduls „Earthquake Engineering and Structural Design“ mit den Studierenden aus aller Welt teilen und an sie vermitteln zu dürfen. (Unverzichtbar sind die Informationsquellen, die unter anderem durch die Reihe Learning from Earthquakes – einer Initiative des Earthquake Engineering Research Institute EERI [1] zur Verfügung stehen.)

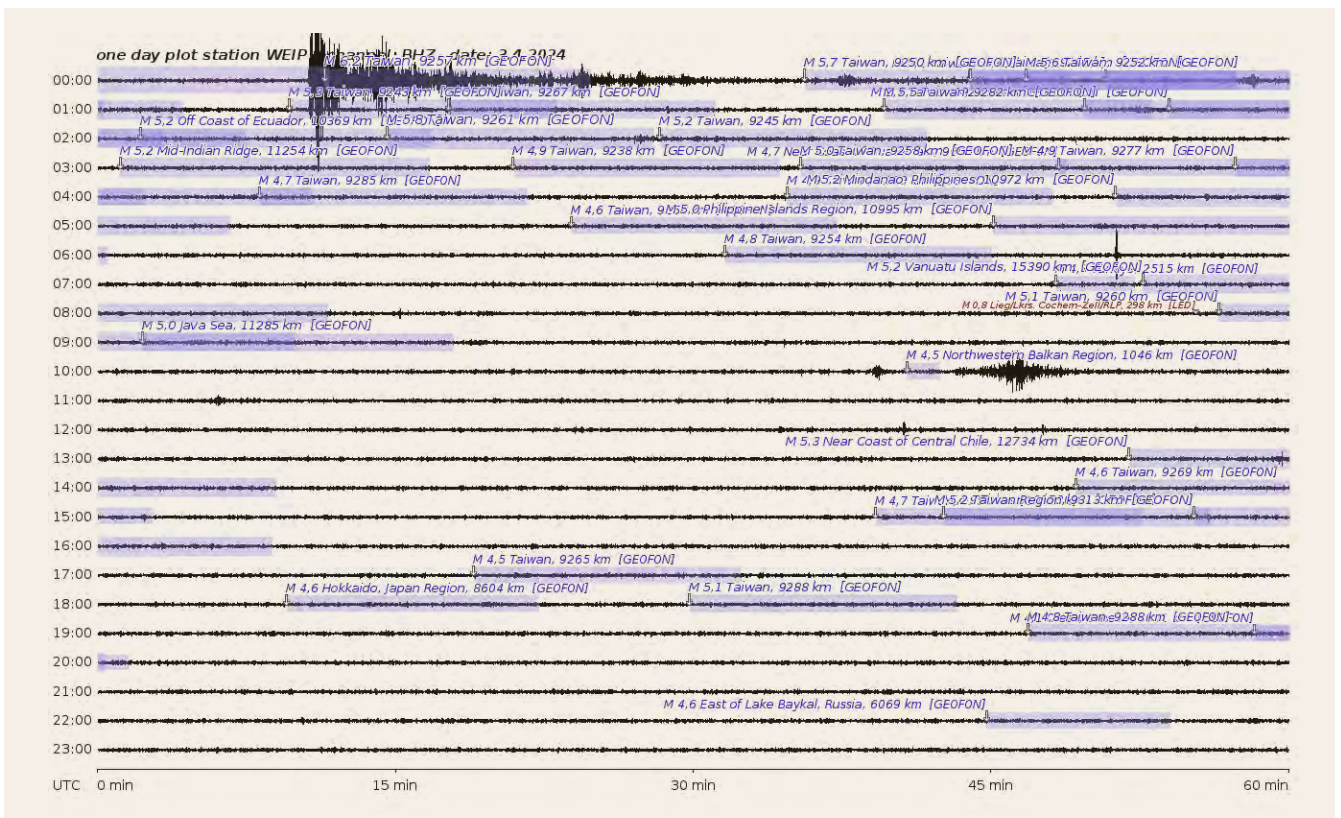
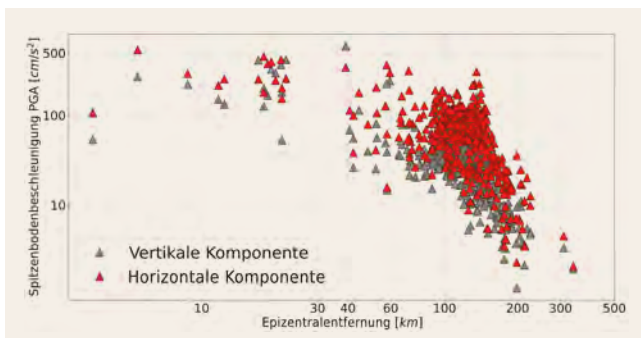


Bild 1. Tages-Plot der seismischen Station in der Parkhöhle Weimar vom 03.04.2024. Grafik: <https://edac.biz/aktuelles/seismische-station-weimar>



**Bild 2.** Plot der Spitzenbodenbeschleunigungen der Vertikal- und Horizontal-komponenten in Abhängigkeit von der Epizentralentfernung (unter Verwendung der Angaben nach [2]). Grafik: EDAC

## 1 Erdbebenregistrierungen

Das über Taiwan gespannte seismische Netzwerk, bestehend aus dem Broadband Array in Taiwan for Seismology (BATS) und dem P-Alert Strong Motion Network (ein dichtes Netz über 760 Standorte), ermöglicht ein ausgezeichnetes Monitoring der Erdbeben-tätigkeit. Von 445 Stationen liegen Aufzeichnungen des Hauptbebens (mit Angaben zu den Spitzenbodenbewegungen) vor [2].

In **Bild 2** werden die Spitzenwerte der Beschleunigung für die Horizontal- und Vertikalkomponenten in Abhängigkeit von der Epizentralentfernung gezeigt. Nicht enthalten ist eine Station (Taroko ETL), die vermeintlich (jedoch durch publizierte Aufzeichnungsgrafiken belegt) eine Spitzenbodenbeschleunigung der NS-Komponente von 150 % g (erkennbar als singulärer Peak) aufgezeichnet hat. Die Station wird als Ausreißer behandelt, da sich der Wert nicht aus den anderen Messungen sowie den verhältnismäßig moderaten Bodenspitzen-geschwindigkeiten kleiner 70 cm/s begründen lassen. Die maximale gemessene horizontale Spitzenbodenbeschleunigung erreichte circa 55 % g.

### Frage: Wie ist die Größe der Beschleunigung(en) in Bezug auf die Normvorgaben einzuschätzen?

Die Antwort sei nachfolgend anhand der Zonenkarten der Taiwanesischen Baunorm(en) in ihrer historischen Entwicklung gegeben.

## 2 Normentwicklung in Taiwan

### Frage: Wie ist die Seismizität einzuschätzen?

Nach den herkömmlichen Kriterien [ $T_R = 475a$ ] ist die Seismizität im Großteil der Gebiete als „sehr hoch“ einzuschätzen, eine höhere Kategorie ist nicht einzuführen. Dies lässt sich bereits aus den Beschleunigungsparametern ableiten, die den einzelnen Zonen zugeordnet werden und die sich im Lauf der Jahre (Norm-generationen) sukzessiv erhöht haben. Die besonders betroffene Region um die Stadt Hualien ist in allen Karten korrekt (hoch) eingestuft.

### Frage: Wie ist der Stand der Baunormung einzuordnen?

Die Entwicklung der Erdbebenvorschriften in Taiwan wurde maßgeblich durch die Erfahrungen des Landes mit Erdbeben ge-

prägt. Die Erdbebennorm (Seismic Force Requirements – SFR) wurde seit 1974 durch die Construction and Planning Agency (des Innenministeriums) nach U.S. amerikanischem Vorbild des Uniform Building Code (UBC) mehrfach überarbeitet. Es lässt sich folgende Chronologie (mit Schwerpunkt auf die Gefährdungs-Zonenkarten) skizzieren [3, 4]:

- 1974 (SFR:1974): Die Einführung von Standards für die Erdbebensicherheit beginnt mit der Einteilung von drei Erdbebenzonen. [Zone 1 mit 0.15 g; Zone 2 mit 0.2 g und Zone 3 mit 0.25 g, vgl. **Bild 3a.**]
- 1982 (SFR:1982): Die „Norm für seismisches Baudesign“ legt „Bedeutungsfaktoren“ für unterschiedliche Gebäudetypen fest.
- 1989: Beeinflusst durch das Erdbeben in Mexiko (1985) und der im Land selbst beobachteten Effekte berücksichtigte die Überarbeitung der Norm „Beckeneffekte“, indem das Taipeh-Becken als gesonderte Erdbebenzone eingeteilt wurde.
- Eine Arbeitskarte, die dem Jahr 1996 zugeordnet werden kann, wird in **Bild 3b** aufbereitet. [Zone 1 mit 0.16 g; Zone 2 mit 0.2 g; Zone 3 mit 0.3 g; Zone 4 mit 0.42 g.]
- 1997 (SFR:1997): Nach dem Kobe-Erdbeben 1995 in Japan wird die Norm überarbeitet (u. a. Einführung des Antwortspektrum-Verfahren). Die Bewertung der Bodenverflüssigungsgefahr wird eingeführt und die Vorgaben für Stahlbetonkonstruktionen verschärft. Die Erdbebenzonen werden von 3 auf 4 erhöht. [Zone 1 mit 0.16 g; Zone 2 mit 0.23 g; Zone 3 mit 0.28 g; Zone 4 mit 0.33 g.]
- 2000: Nach dem Chi-Chi-Erdbeben wird die Zahl der Erdbebenzonen von vier auf zwei [Zone 1 mit 0.23 g; Zone 2 mit 0.33 g] reduziert.
- 2005 (SFR:2005): Eine neue Version der Normen führte zu einer erneuten Anpassung der Erdbebenzonen und berücksichtigt die *Near fault effects*, die beim Chi-Chi-Erdbeben beobachtet wurden. Erdbebenzonenkarten werden (nach U.S. amerikanischen Vorbild) für die Spektralbeschleunigungen im Plateau ( $S_s$ ) und die Periode  $T = 1.0$  s ( $S_1$ ) und die Wiederholungsperiode von 475 Jahren (10 % 50a) bereitgestellt. [ $S_s$ -Werte für die Zonen: 0.5 g (Zone 1), 0.60 g (Zone 2), 0.70 g (Zone 3 und 0.8 g (Zone 4); vgl. **Bild 3c**]  
Eine PGA-Karte aus 2007 [Zone 1 mit 0.2 g; Zone 2 mit 0.3 g; Zone 3 mit 0.4 g; Zone 4 mit 0.6 g] ist **Bild 3c** zu entnehmen.
- 2011 (SFR:2011): Erneute Überarbeitung.
- 2022 (SFR:2022) [5]: Die Überarbeitung erfolgt nach dem Einsturz öffentlicher Gebäude (Bank, Hotel) nach den beiden  $M_W = 6.4$  Erdbeben Meinong 2016 bzw. Hualien 2018. [Anmerkung: Die Schadensbilder gleichen dem des Erdbebens 2024, d. h. Kollaps Erdgeschoss, vermeintlich intakter oberer Baukörper].  
Ziel der Revision ist die Bewertung bestehender Gebäude (mit weichem Erdgeschoss), für die Methoden der konstruktiven Verstärkung vorgeschlagen werden. Zudem wird eine Karte zur potenziellen Verflüssigungsgefahr eingeführt [5, 6].

### Frage: Gibt es weitere Gesichtspunkte, die bei der Bewertung der Verletzbarkeit der Bauweisen zu berücksichtigen sind?

Im Zeitfenster der letzten 50 bis 60 Jahre haben sich mehrere sehr starke Erdbeben in Taiwan ereignet. Es lässt sich anhand der Daten und Publikationen nicht nachvollziehen, inwieweit (insbesondere Stahlbetongebäude) im Falle geringer Schädigung über-

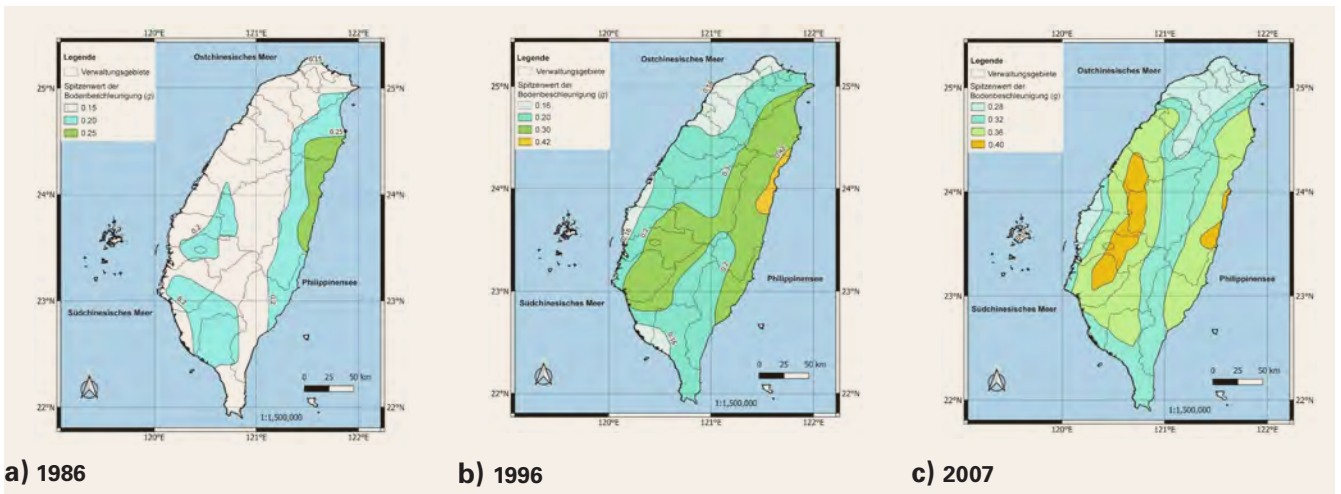


Bild 3. Zonenkarten in den Normen Taiwans; aufbereitet nach der NHRE-Datenkollektion. Grafik: [3]

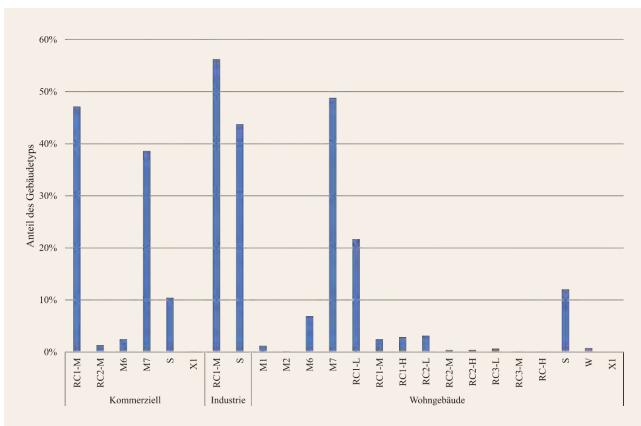


Bild 4. Aufschlüsselung der Gebäude nach Bauweisen und Nutzungsgruppen; die Basisdaten der Auswertung beziehen sich auf [7]. Grafik: EDAC

prüft wurden und ob es nicht eine Kumulation von lokalen Schäden gibt, die letztlich zum Versagen beigetragen hat. Dies ist zunächst eine hypothetisch-spekulative Überlegung; sie wäre anhand der von lokalen Experten vorgebrachten Analysen weiter zu vertiefen oder im Hinblick auf die Normung in „high seismicity regions“ in konkreten Überprüfungsrichtlinien zu versachlichen. Dies wäre von der Stärke des Erdbebens und den gemessenen Bodenbewegungen im Vergleich zu den Normvorgaben (und Wiederholungseffekten) abhängig zu machen (Abschnitt 3).

### 3 Analyse der Bestandsbebauung

**Fragen: Wie sind die (auffällig wenigen schweren) Schadensfälle zu erklären? Welche Bauweisen wurden beim Erdbeben besonders starken Schütterwirkungen ausgesetzt?**

Obwohl sich die Beantwortung der Frage auf die Region Hualien beschränken könnte, sei eine Analyse der Bestandbebauung vorgeschaltet. **Tabelle 1** gibt eine Aufschlüsselung der aus dem Zensus 2010 und Zensus 2020 ableitbaren Informationen, wobei hier eine Zuordnung zwischen den Bauweisen und den darin lebenden Haushalten (NoH) vorgenommen wird. Die in der Inter-

seite des Global Earthquake Model (GEM) [7] bereitgestellten Angaben beziehen sich direkt auf die Anzahl der Gebäude (NoB).

Es ist nicht uninteressant festzustellen, dass zwar circa 32% der Gebäude in Stahlbeton ausgeführt sind, aber 70% der Bevölkerung in solchen Gebäuden wohnen beziehungsweise von der Qualität der Ausführung abhängig sind. (Es sei davon ausgegangen, dass die Angaben auch für den Gebäudebestand in der Region Hualien zutreffend sind.)

Auf Basis der auf die Bauwerke selbst bezogenen GEM-Daten wurde eine Zuordnung der Bauweisen nach der EMS-98 [8] bzw. ihrer Weiterentwicklung [9] vorgenommen (**Bild 4**). Die Gesamtheit „RC“ folgt den Angaben der Tabelle 1 (31.7%).

### Frage: Was ist aus diesen Zahlen und Auflistungen zu schlussfolgern?

Wohl in erste Linie, dass ein Großteil der Gebäude zu einem Zeitpunkt geltender Erdbeben-Bauvorschriften gebaut wurde und in zweiter Linie, dass es eine Vielzahl von Bauweisen geben sollte, an denen das Verhalten unter Erdbebeneinwirkungen und die Zuverlässigkeit der Normen (in puncto Schädigung) überprüft werden könnten.

Dies genauer zu untersuchen, sollte eine wesentliche Zielstellung weiterer wissenschaftlicher Auswertungen sein.

### 4 Schäden und Standorteffekte

**Frage: Können die spektakulären Schadensfälle durch Untergrundversagen oder Standorteffekte begründet werden?**

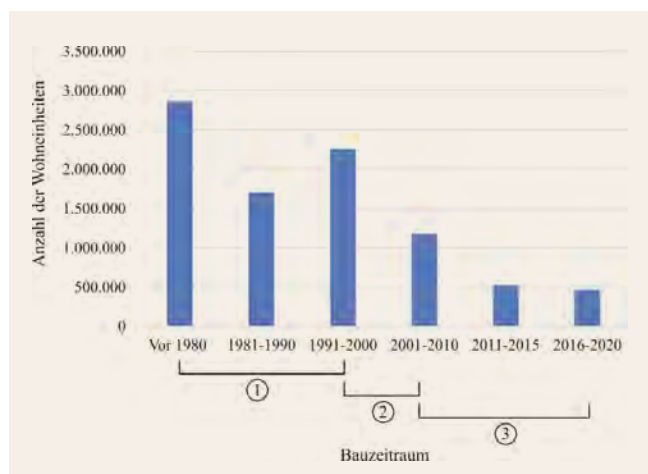
**Bild 6** zeigt die nach Basisdaten des USGS aufbereitete  $v_{s,30}$ -Karte. Es ist unschwer zu erkennen, dass Taiwan durch sehr unterschiedliche Bedingungen gekennzeichnet ist. Dies spiegelt sich in der Norm durch die Bodenfaktoren wider. In der Region Hualien sind die Untergrundbedingungen anhand der  $v_{s,30}$ -Werte als „weich“ einzuschätzen.

Beim Erdbeben sind nur wenige Gebäude vornehmlich in Nähe des Epizentrums bei Hualien County eingestürzt; 84 Gebäude wurden schwer geschädigt (davon 62 mit 1–3 Geschossen, 21 mit 4–7

**Tabelle 1.** Zusammensetzung der Bauweisen für Wohngebäude auf der Grundlage der Volks- und Wohnungszählung – Housing Census [10] sowie der Daten des Global Earthquake Models [7]

Bauweise	Auswertung des Housing Census				GEM Exposure Model	
	2010		2020		NoB	Anteil [%]
	NoH	Anteil [%]	NoH	Anteil [%]		
Stahl und Beton(Mixed)	84 917	1,2%	172 321	1,9%	1 018	0,1%
Stahlbeton	5 030 179	<b>70,2%</b>	6 060 440	67,4%	565 106	<b>31,7%</b>
Mauerwerk	1 923 324	26,8%	2 354 829	26,2%	994 885	55,8%
Stahl	90 766	1,3%	221 534	2,5%	186 628	10,5%
Holz, Bambus, Stein und andere	36 299	0,5%	184 025	2,0%	34 571	1,9%
<b>Summe</b>	<b>7 165 485</b>		<b>8 993 149</b>		<b>1 782 208</b>	

NoH: Anzahl Haushalte; NoB: Anzahl Gebäude



**Bild 5.** Anzahl der gebauten Wohneinheiten nach Zensus 2020 [10] Grafik: EDAC

Erläuterungen (vgl. Abschnitt 2):

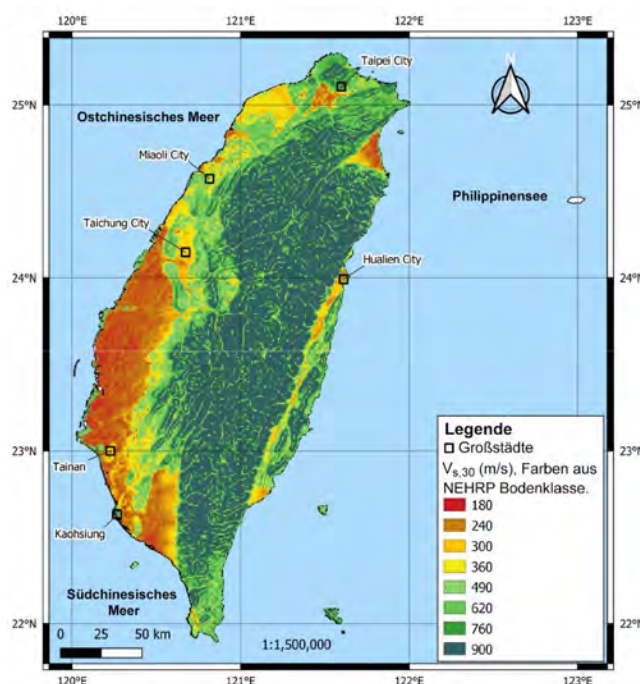
- ① 1974/1982: Einführung der Seismic Force Requirements (SFR). 1982 Anpassung
- ② 1999: Nach dem Chi-Chi-Erdbeben Reduzierung der Erdbebenzonen von vier auf zwei.
- ③ 2005/2011/2022: Aktualisierung der SFR 2005 mit Berücksichtigung der *Near fault effects* des Chi-Chi-Erdbebens. 2011 geringfügige Überarbeitung. 2022 Anpassung nach den Erdbeben von Meinong und Hualien mit Fokus auf die Verstärkung von Gebäuden mit weichen Geschossen und Modellen für die Bodenverflüssigung.

Geschossen und nur ein Gebäude mit mehr als 8 Geschossen); geringer Schaden wurde aus der Hauptstadt Taipeh gemeldet [11].

Es sei darauf verzichtet, eine aus dem Internet zusammengestellte Schadendokumentation durchzugehen. Auf einige Gesichtspunkte, die Standorteffekte bewusst nicht in den Mittelpunkt stellen, sei verwiesen:

1. Erneut kam es zum Einsturz von mehrgeschossigen (vorwiegend öffentlich genutzten) Gebäuden mit weichem Erdgeschoss. Obwohl bei diesen Gebäuden bereits vor Jahren der Handlungsbedarf erkannt und die Norm entsprechend angepasst wurde, scheinen effiziente Umsetzungsmaßnahmen auszustehen.

Es sei auf das neugeschossige Einzelhandels- und Wohngebäude „Uranus“ in Bild 7 verwiesen, das 1986 erbaut, während des Erdbebens in Hualien im Februar 2018 nicht-strukturelle Schäden an Ausfachungswänden und Bodenfliesen erlitt



**Bild 6.**  $v_{s,30}$ -Karte (aufbereitet im Studiengang NHRE [3]) Grafik: EDAC

und danach in die „Gelbe Liste“ der erdbebengefährdeten Gebäude aufgenommen wurde. Nachfolgend soll es „Reparaturarbeiten“ gegeben haben. Berichte über Verstärkungsmaßnahmen liegen jedoch nicht vor [12].

Der Einsturz 2024 wird auf das Versagen der Stützen im Erdgeschoss (*Soft story effect*) zurückgeführt. Inspektionsberichte bestätigen, dass das Gebäude gemäß den zum Zeitpunkt der Genehmigung vorliegenden Entwürfen und Bauzeichnungen errichtet wurde.

2. Die Mehrzahl der Stahlbetongebäude, die in der Vergangenheit schwer geschädigt wurden (oder einstürzten) waren (neben dem weichen Erdgeschoss) durch Irregularitäten im Grundriss torsionsanfällig. Dieser, in Taiwan durchaus verbreitete und durch Irregularität gekennzeichnete Gebäudetyp wurde experimentell umfangreich untersucht (vgl. Taiwan’s NCREE New Zealand’s Quakecore [13]).



a) Vor dem Erdbeben (Ansicht vorn)

Bild 7. Uranus-Gebäude: vor und nach dem Erdbeben 2024 Fotos: a) Google street view b)/c) Hualien Country Government (<https://www.hl.gov.tw>)



b) nach dem Erdbeben (Ansicht vorn)



c) Seitenansicht



a) Schäden 2024

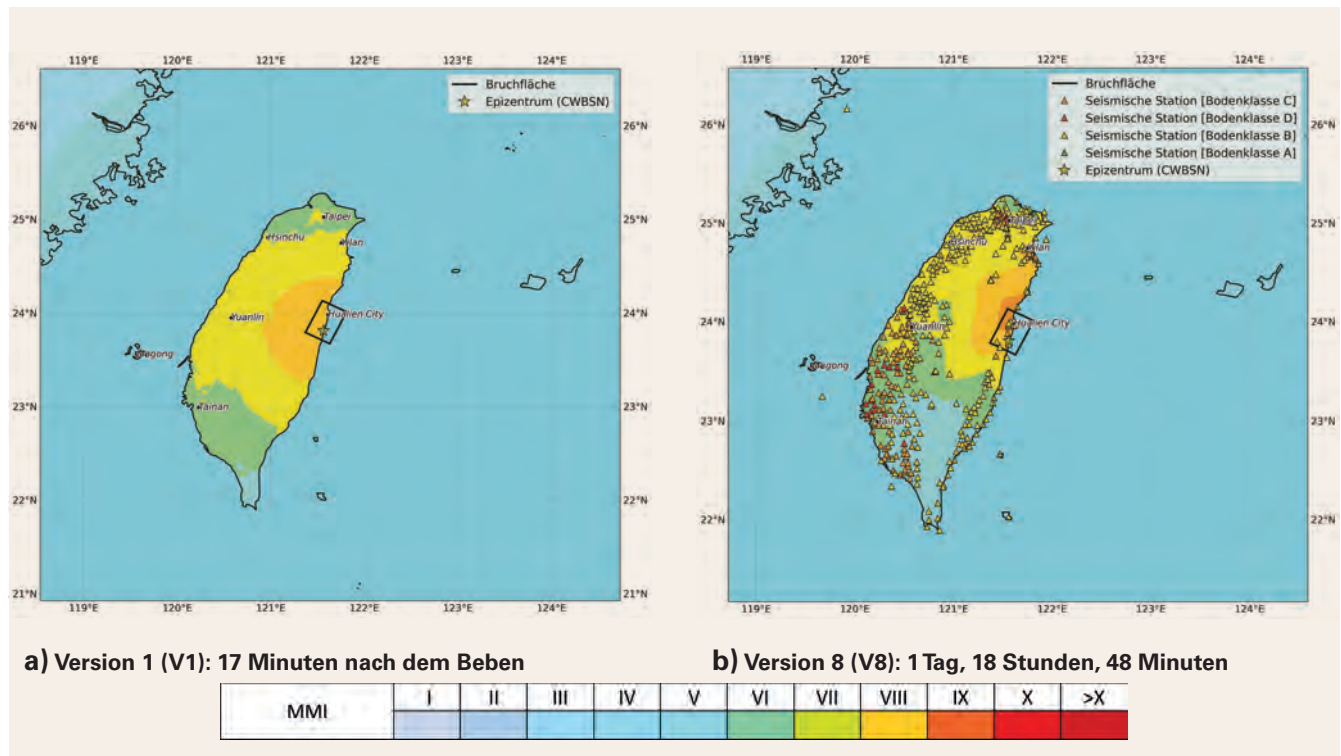
Bild 8. Schäden an Schulgebäuden mit vergleichbaren short-column-Effekten Fotos: a) Agence France-Presse (AFP) b) NCREE and Purdue University (<https://doi.org/10.7277/P1TB-XC21>)



b) Schäden an einer Schule nach dem M6.4 2016 Meiniung Erdbeben

Empfehlungen aus diesen Tests schließen den Abriss nicht aus. (Einblicke in Vertrauenswürdigkeit nichtlinearer Analysen und Schadensprognosen an Stahlbetonrahmentragwerken mit Torsionsunregelmäßigkeiten werden durch [14] vermittelt.)

3. Die Spektren zeigen Verstärkungseffekte im Plateaubereich [11], sodass auf dieser Grundlage Schäden an einigen (wenigen) Mauerwerksgebäuden erklärt werden könnten.
4. Es wiederholen sich Schadensbilder, die bereits bei anderen Erdbeben in Taiwan (bzw. weltweit) beobachtet werden



**Bild 9.** SHAKEmaps für das Magnitude  $M_w$  7,4 Taiwan Erdbeben auf Basis der dem USGS gemeldeten Intensitätsbefunde (Beobachtungen) durch das DYFI-System (Did You Feel It?); hier Angabe von Versionen und ihrem Publikationszeitpunkt nach dem Hauptbeben: Hinweis: Den seismischen Stationen nach dem Central Weather Bureau Seismographic Network (CWBSN) in b) werden Bodenklassen zugeordnet. Grafiken: EDAC

konnten. Ein typisches Beispiel sind die Fensterbänder in Krankenhäusern oder Schulen, bei den durch die Mauerwerksaufmachungen innerhalb der Rahmenkonstruktion (Stahlbeton) „kurze Stützen“ gebildet werden, die dann wegen der unzureichenden Schubbewehrung zum Teil erhebliche Schäden aufweisen (Bild 8).

5. Schäden an der (kritischen) Infrastruktur (Wasserversorgung, Brücken) sind zu erwähnen; der Einsturz der Xiaqingshui Bridge wurde durch schwere Hangrutschungen verursacht. Hier stellt sich die Frage nach Planungsentscheidungen, die neben der Bodenverflüssigung weitere Sekundärgefährdungen berücksichtigen.

## 5 Zuverlässigkeit von Prognosetools und Schütterkarten (SHAKEmaps)

**Frage: Wie ist die Qualität der SHAKEmaps und deren zeitlichen Entwicklung einzuordnen?**

Zur Beantwortung der Frage werden Aspekte zu den seismischen Netzen in Taiwan zusammengestellt und die zeitliche Entwicklung beziehungsweise Bereitstellung der Schütterkarten analysiert.

Etwa 17 Minuten nach dem Hualien-Erdbeben der Stärke  $M = 7.4$  wurde eine erste SHAKEmap (Version 1) basierend auf einem nicht auf die Region angepassten Bodenbewegungsmodell und unter Berücksichtigung möglicher Standorteffekte erstellt und auf der Internetseite des USGS veröffentlicht [15]. Diese Version lieferte eine erste Einschätzung der Schüttereffekte, war jedoch mit einem hohen Maß an Unsicherheit behaftet und entsprach nicht den tatsächlichen Schadsbeobachtungen. Diese ursprüngliche SHAKEmap wurde

im Laufe der Zeit mehrfach aktualisiert, wobei insgesamt 8 verschiedene Versionen berechnet wurden (Stand: 05. April 2024).

In Bild 9 werden die erste (V1) und achte Version (V8) dieser SHAKEmap-Iterationen wiedergegeben, die deutliche Veränderungen in der Entwicklung erkennen lassen. Unmittelbar nach dem Hauptstoß des Erdbebens der Stärke  $M = 7,4$  sammelte das System etwa 520 Intensitätsmeldungen. Allerdings wurde nur eine Teilmenge dieser Meldungen für die Analyse verwendet. SHAKEmaps werden zunächst ausschließlich anhand von Bodenbewegungsmodellen (GMPEs) erstellt, wobei das System des USGS einen vordefinierten Satz von GMPEs, die auf der Grundlage der Lage der Verwerfung und des Bruchtyps ausgewählt werden, verwendet. Aufgrund des engmaschigen seismischen Netzes konnten in kürzester Zeit verlässliche Informationen zu den Schütterwirkungen unabhängig von den Beobachtungen vorgelegt werden.

Gleichzeitig ist festzustellen, dass die initiale Schütterkarte (V1) noch mit einem hohen Maß an Unsicherheit behaftet war, was unter anderem auf das zugrundeliegende, nicht an die lokale Situation angepasste Bodenbewegungsmodell [16] zurückzuführen ist.

## 6 Zusammenfassung

Der Beitrag gibt eine Zusammenschau von Basisinformationen, mit den ein starkes Erdbeben in seinen Auswirkungen bewertet, die Verbindung zur Erdbebenbaunormung und zu ihrer praktischen Umsetzung hergestellt werden. Für Taiwan liegen seit 50 Jahren Erdbebenbaunormen vor, deren Entwicklung sich anhand der Zonenkarten und unter dem Einfluss (*impact*) aktuel-



ler nationaler und internationaler Schadenserdbeben nachvollziehen lässt.

Die beim Erdbeben vom 3. April 2024 beobachteten Schäden wiederholen zum Teil bei anderen Erdbeben kritisch eingeordnete Versagensformen. Für die besonders betroffene Region um Hualien stellt sich die (im Beitrag nicht beantwortbare) Frage, inwieweit gerade das wiederholte Auftreten schwerer Erdbeben (erschütterungen) Gebäude mit erkennbaren Entwurfsmängeln in einen kritischen Vorschädigungszustand geführt haben.

Obwohl mit der früh identifizierten Lage des Erdbebenherds und dem dichten Stationsnetzwerk ausgezeichnete Voraussetzungen für die schnelle Bereitstellung von SHAKEmap-Prognosen gegeben waren, ist zu hinterfragen, inwieweit für die Planung der Einsatzkräfte belastbare Karten (42 Stunden nach dem Ereignis, Bild 9b) noch als Entscheidungsgrundlage herangezogen werden können.

Um den Anforderungen einer schnellen Reaktion (*Rapid Response*) gerecht zu werden, sind neben einem engmaschigen seismischen Netz auch die an die lokalen Gegebenheiten ausgerichteten Bodenbewegungsmodelle (bzw. ihre dynamische Anpassung anhand der Messdaten und qualifizierten Herdmodelle) einzufordern [17].

**L i t e r a t u r**

[1] EERI: Learning from Earthquakes: April 3, 2024, M7.4 Earthquake, Hualien City, Taiwan, 2024, [www.learningfromearthquakes.org/compo-ment/lfe\\_reports/?view=lfereports&id=351](http://www.learningfromearthquakes.org/compo-ment/lfe_reports/?view=lfereports&id=351) [Letzter Zugriff 03.06.2024].

[2] Central Weather Bureau: Earthquake details: EE2024040307580972019 [Datensatz]. Taiwan Seismic Network, 2024, [scweb.cwa.gov.tw/en-us/earthquake/details/EE2024040307580972019](http://scweb.cwa.gov.tw/en-us/earthquake/details/EE2024040307580972019) [Letzter Zugriff 03.06.2024].

[3] NHRE: Datensammlung aus Projekten in "Earthquake Engineering and Structural Design", Earthquake Damage Analysis Center (EDAC), Bauhaus-Universität Weimar.

[4] *Chai, J.-F.; Teng, T.-J.*: Seismic Design Force for Buildings in Taiwan. National Center for Research on Earthquake Engineering, Taiwan. 15. WCEE, Lisbon, 2012.

[5] CPAMI: Seismic Design Specifications and Commentary for Buildings. 2022 Revision. Construction and Planning Agency, Ministry of the Interior, Taipei, Taiwan. (Auf Chinesisch).

[6] NARlabs: The new version of the seismic design specifications and explanations for buildings is officially launche, 2022, [www.narlabs.org/tw/tw/xmdoc/cont?xsmsid=01148622737263495777&sid=0M319499545434882531](http://www.narlabs.org/tw/tw/xmdoc/cont?xsmsid=01148622737263495777&sid=0M319499545434882531) [Letzter Zugriff 03.06.2024].

[7] *Yepes-Estrada, C.; Calderon, A.; Costa, C. et al.*: Global Building Exposure Model for Earthquake Risk Assessment. In: Earthquake Spectra, Vol. 39 (2023), Iss. 4. doi.org/10.1177/87552930231194048.

[8] *Grünthal, G.; Musson, R.; Schwarz, J. et al.*: European Macroseismic Scale 1998 (updated MSKscale). Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Luxembourg, Vol. 15.

[9] *Schwarz, J.; Abrahamczyk, L.; Hadidian, N. et al.*: Report on Knowledge-Based Exposure Modelling Framework Depending on the Accuracy

and Completeness of Available Data. TURNkey Project H2020-SC5-2018, Deliverable D4.1, 2021.

[10] National Statistics, R.O.C.: Population and Housing Census, Taiwan, 2020, [eng.stat.gov.tw/News.aspx?n=2401&sms=10889](http://eng.stat.gov.tw/News.aspx?n=2401&sms=10889) [Letzter Zugriff 03.06.2024].

[11] *Chou, C.-C.; Wu, C.-L.; Chai, J.-F. et al.*: Summary Report of Hualien Earthquake in Taiwan on April 3, 2024 (First Edition, v1.0). National Center for Research on Earthquake Engineering NCREE, Taiwan.

[12] United Daily News: Hualien Earthquake/Uranus Building repaired after earthquake damage 6 years ago. (Auf Chinesisch), 2024, [udn.com/news/story/123995/7876764](http://udn.com/news/story/123995/7876764) [Letzter Zugriff 03.06.2024].

[13] *Suzuki, T.; Elwood, K. J.; Puranam, A. Y. et al.*: Seismic response of half-scale seven-storey RC systems with torsional irregularities: Blind prediction. NZSEE 2020 Annual Conference, New Zealand.

[14] *Abrahamczyk, L.; Haweyou, M.; Schwarz, J.*: Vertrauenswürdigkeit nichtlinearer Analysen und Schadensprognosen: Stahlbetonrahmen-tragwerke mit Torsionsunregelmäßigkeiten. D-A-CH-Tagung 2021, Online.

[15] USGS: M7.4 – 16 km South of Hualien City, Taiwan, 2024, earthquake. [usgs.gov/earthquakes/eventpage/us7000m9g4/shakemap/intensity](http://usgs.gov/earthquakes/eventpage/us7000m9g4/shakemap/intensity) [Letzter Zugriff 03.06.2024].

[16] *Worden, C.B.; Thompson, E.M.; Hearne, M. et al.*: ShakeMap Manual Online: Technical manual, user's guide, and software guide (Techniques and Methods). U. S. Geological Survey, 2020, <http://cbworden.github.io/shakemap/> [Letzter Zugriff 03.06.2024].

[17] *Hasan, P.L.; Beinertsdorf, S.; Schwarz, J.*: Reliability of ShakeMaps for Rapid Response Decisions – As a Question of Time and Generation Procedure. D-A-CH-Tagung 23, Kiel, 2023.

**D r . - I n g . J o c h e n S c h w a r z**

[schwarz@uni-weimar.de](mailto:schwarz@uni-weimar.de)  
 Bauhaus-Universität Weimar, Fakultät Bau- und Umweltingenieurwissenschaften, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Zentrum für die Ingenieuranalyse für Erdbebenschäden (EDAC)  
 Marienstraße 13B, 99423 Weimar

**J u n . - P r o f . D r . - I n g . L a r s A b r a h a m c z y k**

[lars.abrahamczyk@uni-weimar.de](mailto:lars.abrahamczyk@uni-weimar.de)  
 Bauhaus-Universität Weimar, Fakultät Bau- und Umweltingenieurwissenschaften, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Professur Komplexe Tragwerke  
 Marienstraße 7A, 99423 Weimar

**M e l a d H a w e y o u , M . S c .**

[melad.haweyou@uni-weimar.de](mailto:melad.haweyou@uni-weimar.de)

**P e s h a w a L u q m a n H a s a n , M . S c .**

[peshawa.luqman.hasan@uni-weimar.de](mailto:peshawa.luqman.hasan@uni-weimar.de)  
 Bauhaus-Universität Weimar, Fakultät Bau- und Umweltingenieurwissenschaften, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Professur Komplexe Tragwerke  
 Marienstraße 13C, 99423 Weimar

## Seminar „Erdbebensicheres Bauen“ – am 12. September 2024 an der RPTU Kaiserslautern-Landau

Nach der Neueinschätzung der Erdbebengefährdung für Deutschland und der Einführung des neuen Nationalen Anhangs des Eurocode 8 (als Nachfolger der DIN 4149), ist es für Architekten und Ingenieure unerlässlich, sich mit den Themen eines erdbebengerechten Entwurfs und einer erdbebensicheren Auslegung auseinanderzusetzen. Insbesondere beim Thema erdbebensicheres Bauen ist das Zusammenspiel und die Interaktion von Architekten und Ingenieuren unerlässlich.

An der Rheinland-Pfälzischen Technischen Universität Kaiserslautern-Landau wird am 12. September 2024 das Seminar „Erdbebensicheres Bauen“ in Zusammenarbeit mit der Deutschen Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (DGEB) stattfinden. Das Seminar liefert einen vollumfänglichen Einblick in die Grundlagen eines erdbebengerechten Entwurfs und einer erdbebensicheren Auslegung, von den Grundlagen der Baudynamik bis hin zur normgerechten praktischen Umsetzung.

Das Seminar hat den Charakter einer Weiterbildungsveranstaltung und richtet sich an Ingenieure und Prüferingenieure.

Ansprechpartner zu dieser Veranstaltung ist:

Ing. Nouman Elias

[nouman.elias@bauing.rptu.de](mailto:nouman.elias@bauing.rptu.de)

+49 631 205-4320

<https://bauing.rptu.de/ags/sdt/erdbebensichers-bauen>



## Erdbebensicher bauen mit Ziegelmauerwerk

Der Bundesverband der Deutschen Ziegelindustrie e. V. hat jetzt den Leitfaden „Erdbebensicher Bauen mit Ziegelmauerwerk“ neu aufgelegt. Ziel der Broschüre ist es, Tragwerksplanenden die Grundlagen der Erdbebenbemessung von Gebäuden aus Ziegelmauerwerk nach der DIN EN

1998-1 zu demon-

strieren. Wesentliche Änderungen sind eine Überarbeitung der Erdbebenkarte und die Neufassung des Kapitels zur seismischen Auslegung von Mauerwerk. Die Überarbeitung der Mauerwerksregelungen wurde notwendig, da aufgrund von regionalen Zunahmen der seismischen Einwirkungen neue Nachweiskonzepte für deutsche Erdbebengebiete entwickelt wurden. Hierzu werden die Berechnungsgrundlagen und Bemessungskonzepte an drei praxisnahen Beispielen anschaulich vorgestellt. Der vereinfachte Nachweis auf Grundlage der konstruktiven Regeln wird auf ein Reihenhaus angewendet. Die Anwendung des vereinfachten Antwortspektrenverfahrens und nichtlinearer Rechenansätze wird an einem Einfamilienhaus illustriert. Das Vorgehen des multimodalen Antwortspektrenverfahrens wird am Beispiel eines Mehrfamilienhauses demonstriert. Die gut 70-seitige Fachschrift steht auf der Homepage des Bundesverbandes kostenfrei zum Download bereit. Zusätzlich können die Inhalte der Broschüre in drei Webinaren auf <https://minea-design.de/webinare> nachvollzogen werden.

[www.ziegel.de](http://www.ziegel.de)



Die Broschüre „Erdbebensicher Bauen mit Ziegelmauerwerk“ vermittelt Branchenexperten die aktuellen Grundlagen der Erdbebenbemessung von Gebäuden aus Ziegelmauerwerk nach der DIN-Norm EN 1998-1. Sie steht unter [www.ziegel.de/downloads](http://www.ziegel.de/downloads) kostenfrei zur Verfügung. Foto: BVZI

## DGEB-Förderpreis – Master/Diplom 2023/2024

Die Deutsche Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (DGEB) e. V. verleiht in zweijährigem Rhythmus zwei Preise in Höhe von jeweils 500,- Euro für hervorragende Studienabschlussarbeiten (Diplom/Master) aus den Gebieten des Erdbebeningenieurwesens, der Ingenieurseismologie und der Baudynamik. Mit diesem Preis sollen Absolventinnen und Absolventen ausgezeichnet werden, die mit ihren Studienabschlussarbeiten einen wesentlichen Beitrag zu den oben umrissenen Forschungsgebieten leisten. Bewerbungen und Vorschläge für Arbeiten, die in den Jahren 2023 und 2024 abgeschlossen wurden, sind bis zum 31. Mai 2025 mit Kurzlebenslauf, einem Exemplar der Arbeit und einem Empfehlungsschreiben in elektronischer Form (alle Dokumente im pdf-Format) an den Vorstand der DGEB zu richten.

[kontakt@dgeb.org](mailto:kontakt@dgeb.org)

## DGEB-Förderpreis – Promotion 2023/2024

Die Deutsche Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (DGEB) e. V. verleiht in zweijährigem Rhythmus einen Preis in Höhe von 2.000,- Euro für innovative Dissertationen in Deutschland aus den Gebieten des Erdbebeningenieurwesens, der Ingenieurseismologie und der Baudynamik. Mit diesem Preis sollen vor allem junge Wissenschaftlerinnen und Wissenschaftler ausgezeichnet werden, die mit ihrer Arbeit einen wesentlichen Beitrag zu den oben umrissenen Forschungsgebieten leisten. Bewerbungen und Vorschläge für Arbeiten, die in den Jahren 2023 und 2024 abgeschlossen wurden, sind bis zum 31. Mai 2025 mit Kurzlebenslauf, einem Exemplar der Arbeit und einem Empfehlungsschreiben in elektronischer Form (alle Dokumente im pdf-Format) an den Vorstand der DGEB zu richten.

[kontakt@dgeb.org](mailto:kontakt@dgeb.org)