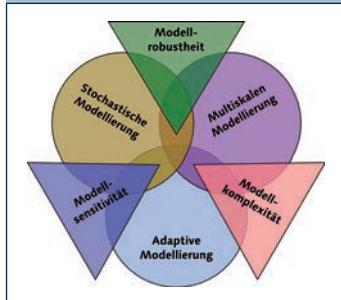


Bewertung gekoppelter numerischer Partialmodelle im Konstruktiven Ingenieurbau

DFG Graduiertenkolleg 1462



Bei der Zusammenstellung der Artikel im Sonderdruck handelt es sich im Wesentlichen um erste problemorientierte Erkenntnisse aus den Arbeiten der Kollegiaten des DFG-Graduiertenkollegs 1462, welches seit Juni 2008 seine Arbeit an der Bauhaus-Universität in Weimar aufgenommen hat. Die übergeordnete Fragestellung des Graduiertenkollegs umfasst die Bewertung von gekoppelten Modellen hinsichtlich ihrer Zuverlässigkeit, Sicherheit und Robustheit. Dabei werden Aspekte der Einwirkungen, der Mechanik, des Materialverhaltens, des Baugrunds und insbesondere deren Interaktionen bei der Modellierung von konstruktiven Systemen diskutiert.

Sonderdruck „Modellqualitäten“

	Themen
3	Vorwort
4	Frank Werner, Carsten Könke, Tom Schanz, Christian Bucher Realität – Modell – Bauwerk Eine Einführung
8	Peter Stein, Tom Lahmer, Sebastian Bock Synthese und Analyse von gekoppelten Modellen im konstruktiven Ingenieurbau
12	Thomas Most, Karl Josef Witt, Maximilian Huber Identifikation räumlich korrelierter Bodenkenngrößen
21	Mathias Leipold Historische Entwicklung eines Ingenieurmodells – ein Fallbeispiel
26	Markus Reuter, Tina Knabe Aspekte der Modellierung am Beispiel eines Rahmentragwerks
35	Mourad Nasser, George D. Manolis Soil-structure interaction: Validation study using energy measures
39	Ghada Karaki Probabilistic investigation on the dynamic response of highway bridges
45	Marco Bauer, Markus Reuter Modellqualität in Abhängigkeit der Tragwerksabstraktion
53	Holger Keitel, Susanne Nikulla Traglastanalyse schlanker Stahlbetonstützen unter Kriechbeanspruchung
60	Tom Lahmer, Tina Knabe, Susanne Nikulla, Markus Reuter Bewertungsmethoden für Modelle des konstruktiven Ingenieurbaus
65	Toni Fröbel, Peter Stein Die Kopplung von Partialmodellen aus Sicht der Informatik
70	Emanuel Bombasaro Einschätzung der aktuellen Lastmodelle zur wirbelerregten Schwingung von Bauwerken

Vorwort

Bauen stellt eine komplexe Interaktion der Gesellschaft mit der natürlichen Umwelt dar. Die Anforderung an Sicherheit und Zuverlässigkeit der entstehenden Bauwerke ist dabei deutlich höher als in anderen Bereichen der Technik und des täglichen Lebens. Der kreativ planende Bauingenieur ist verantwortlich für die Schaffung technischer Gebilde, die im Allgemeinen Unikatcharakter tragen, wobei Prototypen, Erprobungen oder Rückrufaktionen in der Regel nicht möglich sind.

Die gesellschaftlich geforderte Sicherheit wird gewährleistet durch die Nutzung erprobter Modelle, die ausgehend von der historischen Erfahrung und dem aktuellen Stand von Wissenschaft und Technik die Realität mit der notwendigen Komplexität abbilden sollen. Im Allgemeinen ist es notwendig, dass dabei unterschiedliche Teil-Modelle, wie Lastannahmen, Statik der Tragkonstruktion, Gebäudeausrüstung, Baugrund, verwendet werden müssen und der Nutzer darauf vertraut, dass alle Komponenten so abgestimmt sind, dass ein verantwortbares Resultat entsteht. Mit der rasanten Entwicklung der Computertechnik eröffnen sich dabei neue Möglichkeiten für die Modellierung von Synthesen- bzw. Analyseprozessen für Bauwerke. Trotz aller Erfahrungen und vorhandenen technischen Hilfsmittel bleiben Restrisiken, die im Wesen der Interaktion zwischen Bauwerk und Natur liegen, wie uns auch die letzten Ereignisse, z. B. in Japan, deutlich vor Augen geführt haben.

Die Bewertung der Qualität der benutzten Modelle, die immer nur einen begrenzten Teil der Realität abbilden können, erlangt neben der prinzipiellen Risikobewertung der Bauwerke eine steigende Bedeutung. Aktuelle Diskussionen zur Gestaltung und zum Umfang von Normen, die für den praktisch tätigen Ingenieur ein wesentliches Element

der Bewältigung seiner Verantwortung besitzen, zeigen, dass es notwendig ist, die Ingenieurmodelle mit komplexen Methoden qualitativ wie quantitativ zu bewerten.

Das Graduiertenkolleg „Modellqualitäten“ stellt sich dieser Aufgabe und versucht, dazu grundlegende Einsichten zu gewinnen. Seit knapp drei Jahren stellt sich eine Gruppe von 12 Doktoranden und zwei Postdoktoranden aus unterschiedlichen Disziplinen im intensiven Dialog dieser Herausforderung. Es ist der DFG zu danken, dass diese Aufgabe im Rahmen eines Graduiertenkollegs gefördert wird.

Die in diesem Heft veröffentlichten Beiträge stellen erste grundlegende Überlegungen zu diesem komplexen Problem vor. Es wird bereits jetzt deutlich, dass Ergebnisse erzielt werden können, die es uns ermöglichen, Diskussionen zu den Risiken von Bauwerken auf einer methodisch fundierten Basis zu führen. Damit steht fest, dass die bestehenden Anforderungen hinsichtlich eines nachhaltigen Umgangs mit unserer Umwelt nur unter Nutzung aller zur Verfügung stehenden technischen Hilfsmittel erfüllt werden können.

Die Erfahrungen, die in diesem Zusammenhang an der Bauhaus-Universität Weimar mit den sogenannten strukturierten Promotionsprogrammen gemacht wurden, sind sehr ermutigend. Diese ersetzen nicht die klassischen Formen der Promotion in den Ingenieurwissenschaften, sondern sie ergänzen sie auf eine sinnvolle Art und Weise. Disziplinübergreifende Begegnungen und Kooperationen haben sich auf dieser Basis viel leichter initiieren und durchführen lassen.

Prof. Dr.-Ing. *Karl Beucke*
Rektor der Bauhaus-Universität Weimar

Realität – Modell – Bauwerk

Eine Einführung

Bauen stellt eine komplexe Interaktion der Gesellschaft mit der natürlichen Umwelt dar. Bauwerke sollen i. Allg. über eine sehr lange Zeit, häufig länger als ein Menschenleben, praktisch nutzbar sein. Die Anforderungen an die Zuverlässigkeit, insbesondere die Sicherheit von Bauwerken sind ungewöhnlich hoch und deutlich größer als in anderen Bereichen der Technik. Bauen unter den Bedingungen des ökonomischen Wettbewerbs erfordert Regeln und Richtlinien für die Beurteilung der zu erwartenden Zuverlässigkeit eines Bauwerks. Die Basis dafür bilden theoretisch-numerische oder experimentelle Prognosemodelle. Diese entstehen aus den Beobachtungen der physikalischen Realität durch mehrstufige Abstraktionsprozesse. Dabei sind die Modellkomplexität und die Sensitivität der Modellantwort auf unscharfe und streuende Eingangsgrößen entscheidende Parameter für die Qualität der Modellprognose. Die Definition allgemein anerkannter Regeln der Technik sowie die sich daraus ableitenden zukunftsfähigen Normenkonzepte für die Bemessung von Bauwerken sind damit eng mit der Entwicklung der theoretisch-numerischen und experimentellen Prognosemodelle verknüpft und sollten sich fortlaufend an deren Entwicklungen orientieren.

Reality – Model – Structure. An introduction. *Construction involves a complex interaction with the physical world and with society. Buildings are expected to be usable for a very long period of time, often longer than the span of a human life. The requirements with regard to reliability and security in particular, are extraordinarily high - considerably greater than in other technical fields. Construction, particularly under the pressure of free market competition, requires rules and regulations for the assessment of the anticipated reliability and performance of a building. To a certain degree, models can be used to anticipate the interaction between a building and its environment by applying probabilistic methods. The robustness and sensitivity of models therefore increasingly gains importance. The definition of commonly accepted technical rules for the design of buildings has to be matched to the current conditions. Concepts for developing design codes must be future-proofed such that the codes are complimentary to the progress of new design methodologies, and also to the innovation and development of information technology.*

1 Allgemeines

Bauen stellt eine komplexe Interaktion der Gesellschaft mit der natürlichen Umwelt dar. Die entstehenden Bauwerke sollen i. Allg. über eine sehr lange Zeit, häufig länger als ein Menschenleben, nutzbar sein. Die Anforderungen an die Zuverlässigkeit, insbesondere an die Sicherheit sind

deutlich höher als in anderen Bereichen der Technik. Neben diesen erhöhten Anforderungen stellt auch das Fehlen von Prototypen besondere Anforderungen an die Qualität von Prognosemodellen für Entwurfsprozesse im Bauingenieurwesen, die sich wesentlich von denen für andere technische Gebilde oder Produkte, wie z. B. Autos, Maschinen, Computer u. Ä. unterscheiden.

Die komplexe Realität mit ihren im Wesentlichen stochastischen Einflussfaktoren bzw. Eigenschaften stellt die natürlichen Randbedingungen für die Erstellung und Nutzung von Bauwerken dar. Eine Prognose des Bauwerksverhaltens sowie der Interaktion zwischen Bauwerk und Umgebung lässt sich nur näherungsweise mittels Modellen unterschiedlicher Komplexität erhalten. Die Aussagequalität der Modelle wird neben der Komplexität durch die Sensitivität der Modelle gegenüber unscharfen und stochastisch streuenden Eingangsgrößen beeinflusst. Um Aussagen zur Modellqualität treffen zu können, müssen die Auswirkungen der genannten Einflussgrößen auf die Modellqualität quantitativ bewertet werden können. Eine solche quantitative Bewertung ist in vielen Fällen schon für Teilmodelle (Partialmodelle) des Gesamtprozesses schwierig und im Fall miteinander gekoppelter Partialmodelle heute noch nicht möglich. Dieser Problematik hat sich das von der Deutschen Forschungsgesellschaft (DFG) geförderte Graduiertenkolleg 1462 an der Bauhaus-Universität seit dem Jahr 2008 angenommen.

2 Realität

Ein verantwortlich entwerfender Ingenieur hat sich mit den objektiven Gegebenheiten für die Erstellung und Nutzung eines Bauwerks über einen eigentlich unüberschaubar langen Zeitraum auseinanderzusetzen. Die Spezifität der dabei zu erfassenden Beziehung Realität – Bauwerk wird deutlich an einigen ausgewählten Problemfeldern.

Bauwerke:

- stellen i. Allg. Unikate dar, mindestens die Randbedingungen und Belastungen sind ortstypisch
- besitzen große Abmessungen in allen Dimensionen
- unterliegen natürlichen und technischen Einwirkungen stochastischer Art über sehr lange Zeiträume
- weisen stochastische Materialeigenschaften auf und unterliegen Veränderungen der Baustoff- und Bauwerkeigenschaften in der spezifischen Interaktion mit den Einwirkungen



Bild 1. Praktische Ausführungen von Stützenverankерungen
Fig. 1. Practical examples of column fixings

- zeigen eine Interaktion unterschiedlichster Einflüsse: Baugrund, Tragwerk, Material, Nutzung, Klima, ohne wirklich exakt beschreibbare Interaktionsregeln
- besitzen ein hohes Niveau der Gefährdung für eine große Anzahl von Menschen mit beträchtlichen ökonomischen Verlusten
- können ein hohes Zerstörungspotential gegenüber natürlichen Ressourcen aufweisen
- zeichnen sich aus durch wenig industrialisierbare Herstellungsbedingungen auf den Baustellen und individuelle Handlungsfreiheiten der Beteiligten (Bild 1) – bei hoher Komplexität und Zeitdruck
- sind i. Allg. einem strengen ökonomischen Wettbewerb ausgesetzt.

Diese Fakten sind bekannt und bedürfen keiner Erläuterungen. Sie sollten aber bei allen Versuchen der Findung ausgeklügelter Regelungen gegenwärtig sein. Wichtig ist die Beachtung des stochastischen Charakters wesentlicher Einflussgrößen.

Eine Technikfolgenabschätzung ist nicht nur für exponierte Bauwerke schwierig, da häufig nur begrenzte Erfahrungen vorliegen [1] und Extrapolationen aufgrund der Komplexität nicht möglich sind. Über viele Jahrhunderte war die Tätigkeit des Bauens mit der Auswertung und Anwendung langjährig bewährter Erfahrungen ver-

bunden, insbesondere nach den negativen Erfahrungen aus Schadens- und Versagensfällen in den „stürmischen“ Anfangsjahren des industrialisierten Bauens.

Ein wesentliches Problem dieser Vorgehensweise besteht darin, dass Ursache-Wirkungs-Prinzipien bestenfalls im Schadensfall aufgespürt werden können. Eine Beurteilung der Qualität des Prognosemodells bei der Beurteilung von Bauwerken im Überlebensfalle, d. h. bei mehr oder weniger schadlosem Dasein nach einem entsprechenden Zeitraum, ist kaum möglich. Erfahrungen zu Fragen der Ökonomie oder Effektivität eines Prognosemodells oder eines Bauwerks lassen sich eigentlich nur im Grenzbereich zum Versagen sammeln. Mit Hilfe moderner Methoden des Bauwerksmonitoring werden sich die Möglichkeiten zur Beobachtung des Bauwerksverhaltens unter normalen Gebrauchsständen in der Zukunft deutlich verbessern. Gegenwärtig sind jedoch für qualitativ neue Vorgehensweisen in der praktischen Versagensforschung in großem Maßstab nur wenig Aktivitäten zu erkennen.

Selbst bei einer verbesserten Beobachtung bereits bestehender Bauwerke und darauf basierenden Ableitungen von Erkenntnissen zu den Analyse- und Synthesemodellen bleibt das Problem des Einsatzes neuartiger, i. Allg. nicht langfristig erprobter, Werkstoffe und daraus folgender neuer Herausforderungen bezüglich Abmessungen, Gewichten, Bauzeiten usw. Zusätzlich verlangt die ökonomische Konkurrenz effektive Herstellungsmethoden und flexible Unterhaltungsstrategien. Aus beiden oben genannten Gründen werden generische Aussagen aus der Beobachtung realer Bauwerke immer die Ausnahme bilden.

Die Realität lässt sich nur über Modelle abbilden, die Vorhersagen zum Verhalten der Bauwerke in Interaktion mit der Realität ermöglichen. Die Qualität dieser Modelle hat sich insbesondere in den letzten Jahren deutlich verändert, jedoch sind Aussagen zur Modellqualität derzeit immer noch empirischer Natur und kaum Ansätze zu einer theoretisch fundierten Bewertung vorhanden.

3 Modelle

Wissenschaftliche Definitionen des Begriffs Modell finden sich in größerer Anzahl. Die Dimensionierung von Bauwerken, hier im engeren Sinne betrachtet, erfordert ein Analysemodell bzw. analytisches Modell, d. h. ein explizites Modell, das letztendlich zu einem mathematisch formulierten System führt (Bild 2). Für die unterschied-

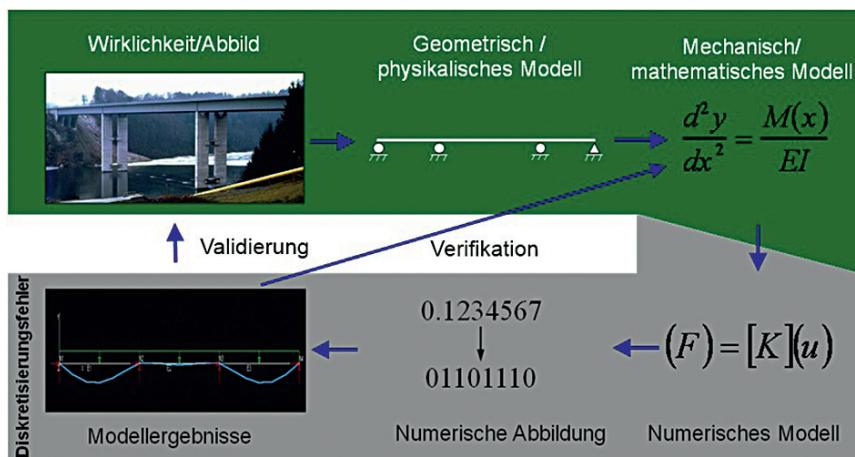


Bild 2. Prozess der Modellbildung für die statische Analyse eines Bauwerks
Fig. 2. Process for the design of a model for the static analysis of a building

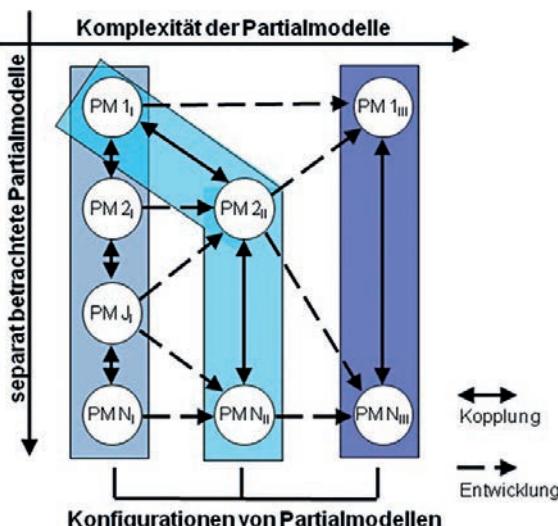


Bild 3. Zusammenwirken von Partialmodellen
Fig. 3. Cooperation of partial models

lichsten Entwurfs- und Planungsprozesse lassen sich entsprechende unterschiedliche Modelle schaffen, z. B. Simulationsmodelle. Dieser Begriff steht oft vereinfachend für das, was man früher als Berechnung oder Analyse bezeichnet hat.

Die Komplexität der Aufgabenstellung bedingt die Schaffung und Nutzung von übersichtlichen Modellen für Teilprobleme (→ **Partialmodelle**), die im Prozess der Planung so gekoppelt werden, dass eine Gesamtaussage zum betrachteten Bauobjekt (→ **Gesamtmodell**) möglich wird. Der Stand der Wissenschaft im Bauingenieurwesen besagt, dass ein gemeinsames Modell aller beteiligten Planer aus Gründen der Komplexität nicht handhabbar ist (Bild 3).

Charakteristische Eigenschaften eines Partialmodells, wie seine Sensitivität gegenüber unscharfen Eingangsgrößen und seine Komplexität, sind damit nicht nur für die einzelnen Partialmodelle sondern auch im Kontext des Zusammenwirkens mit anderen Partialmodellen zu erforschen (Bild 4).

Die Qualität der Endaussage, und damit die Richtigkeit der getroffenen Entscheidungen, wird maßgeblich von

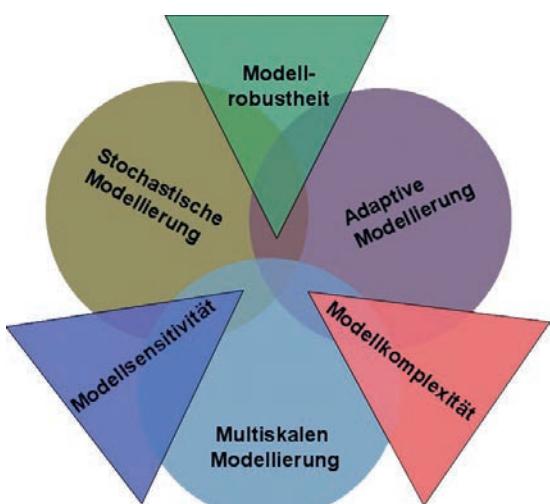


Bild 4. Modellierungsmethoden und Modelleigenschaften
Fig. 4. Modelling methods and properties

der Qualität der verwendeten Partialmodelle sowie der Konsistenz und Fehlerfortpflanzung infolge der Kopplung mehrerer Partialmodelle zu komplexen Gesamtmodellen bestimmt – nicht vom hochgezüchteten Einzelmodell. Häufig wird von der Annahme ausgegangen, dass komplexe Modelle (Bild 3) besser geeignet seien als einfache Partialmodelle, die Realität nachzubilden. Tatsächlich erzwingt aber die Zunahme der Komplexität im Modell gleichzeitig eine Vergrößerung der Anzahl der charakteristischen Parameter. Damit werden zwangsläufig neue Unsicherheiten bzw. Unsicherheiten in das Modell eingeführt. Da die Modelle in der Regel stark unterschiedliche Größenkalen abbilden, ist der kompatible und konsistente Übergang der aus den Partialmodellen erhaltenen Aussagen für die gesamte Struktur zu berücksichtigen. Es sind sowohl geeignete Überprüfungs- und Bewertungsmethoden für einzelne Partialmodelle als auch für komplexe Gesamtmodelle, die sich aus miteinander gekoppelten Partialmodellen ergeben, bereitzustellen.

Die Qualität der Aussagen für das Gesamttragwerk ist damit sowohl von der Qualität der Partialmodelle als auch von der Fehlerfortpflanzung von einem Modell zum nächsten abhängig. Verbunden damit sind Probleme auf vielen Gebieten, von der Bewertbarkeit von Modellen bis zur Art der bisher auf einzelnen Partialgebieten existierenden Normen im Bauwesen.

Das Vertrauen in die Vorhersage eines speziellen Ingenieurmodells liegt auch heute noch weitgehend in der Erfahrung des Ingenieurs begründet.

Eine tiefgründige historisch-technische Betrachtung zur Entwicklung der Baumechanik und der notwendigen „Berechnungsmodelle“ findet sich bei Dudenbeck [2]. Er spricht den wichtigen Begriffe der Ingenieurintuition an – die Fähigkeit, auf der Basis von Wissen und Erfahrung ein einfaches (aussagefähiges?) Modell zu kreieren, ...“ das aus der Kunst des richtigen Weglassens entstanden ist, ...“ [2, S. 643].

Die Entwicklung der letzten Jahre zeigt jedoch eindeutig eine Zunahme von Modellen, mit denen Bauwerke in ihrem Verhalten möglichst umfassend in einem Gesamtmodell beschrieben werden sollen. Dies ist nicht notwendigerweise mit einer Zunahme der Qualität der Modellaussage verbunden, da weiterhin Partialmodelle mit vereinfachten Ansätzen sowie u. U. miteinander nicht kompatible Partialmodelle verknüpft werden.

Die direkte Kopplung von Partialmodellen vereinfacht manche Schnittstellenproblematik, verdrängt aber nicht die Frage nach der Konsistenz und Aussagefähigkeit des Gesamtmodells.

4 Bauwerke

Die gegenwärtige rasante Entwicklung im Bauwesen verlangt nach neuen Vorgehensweisen in der Bewertung der Qualität von Ergebnissen der Analyse und Synthese von Bauwerken. Die Nutzung von rezeptbuchartigen Normen für den Entwurf auf der einen Seite und die breite Anwendung hochkomplexer, computerbasierter Entwurfsmethoden auf der anderen Seite passen nicht zusammen. Es werden immer noch Partialmodelle mit unklaren Schnittstellen zu anderen Partialmodellen weitgehend kritiklos eingesetzt. Dies ist aus historischen Gründen nachvoll-

ziehbar, bedarf aber neuer Ansätze in der Forschung und praktischen Anwendung.

Die große Ansammlung von Wissen und Erfahrungen, die dem Bauingenieur i. Allg. zur Verfügung stehen müssen bzw. abverlangt werden, ist nur schwer zu strukturieren. Wie lässt sich das Gebiet des Bauens so darstellen, dass Nutzer den technischen Fortschritt realisieren können und dabei auch die notwendige Sicherheit in ihrer Arbeit erfahren.

Die Realisierung komplexer Entwurfsaufgaben – Analyse + Synthese – erfordert die Nutzung von Systemen wie:

- Online-Datenbanken für Datenverwaltung und zunehmend auch regelbasiertes Wissen
- Recherchesysteme für Produkte und Wissen als Erfahrungsbeispiele
- Online-Kommunikation mit Experten und Behörden
- ausfeilte Analyse- und Bemessungswerkzeuge mit strukturiertem Zugriff auf Wissen und Erfahrungen.

Damit ist es möglich, eine qualitativ neue Basis für die Gestaltung von Dokumenten, die die Arbeiten des Bauingenieurs in der notwendigen Weise unterstützen und absichern, zu entwickeln. Die Fragen des Zusammenwirkens von Partial- und Gesamtmodellen müssen dabei Eingang in die allgemeinen Betrachtungen finden. Nur so kann eine realistische Sicherheitsaussage für die Gesamtstruktur ermittelt werden.

5 Zukunft und Forschung

Nachfolgenden Bauingenieurgenerationen müssen Wissen, Erfahrungen und Methoden so zur Verfügung gestellt werden, dass sie effektiv und kreativ damit umgehen können. Unter Nutzung aller Möglichkeiten des wissenschaftlich-technischen Fortschritts ist zu überlegen, welche Möglichkeiten wir zukünftig haben werden und welche Strategien wir dazu entwickeln müssen.

Aussagen zur Zuverlässigkeit von Bauwerken können nur auf der Basis einer Bewertung der Qualität der verwendeten Partialmodelle und ihrer Kopplungen erreicht werden. Dazu bedarf es umfangreicher Erkenntnisse, die in praktisch anwendbare Methoden überführt werden müssen.

Bezüglich der Bewertung von Modellen, sind erste, i. W. problemorientierte Erkenntnisse aus den Arbeiten der Kollegiaten des DFG-Graduiertenkollegs 1462 in diesem Sonderdruck zusammengetragen. Dabei diskutieren die Autoren in ihren Arbeiten verschiedene Konzepte und Methoden zur qualitativen Bewertung von Modellen im konstruktiven Ingenieurbau [3] und konkretisieren diese Konzepte und Methoden an verschiedenen, für den Ingenieuralltag typischen, Partialmodellen. Dabei wird insbesondere auf die Fragestellungen:

- Modellunsicherheit [4], [5], [6], [7]
- Modellkomplexität [7], [8], [9]
- Sensitivität [4], [6]
- Modellauswahl [9], [10]

eingegangen.

Die untersuchten Partialmodelle umfassen dabei Bereiche der Tragwerksmodellierung [5], [8], [9], des Grundbaus [6], der dynamischen Boden-Struktur-Interaktion [11], Windlastformulierungen [10] und den Brückenbau [4]. Aus Sicht der Bauinformatik werden darüber hinaus die Bewertungen von Modellkopplungen in [12] diskutiert. Der Beitrag [13] greift Bewertungen einzelner Partialmodelle und deren Kopplungen auf und formuliert einen graphentheoretischen Ansatz für die Synthese von komplexen Modellen.

Literatur

- [1] *Duddeck, H.*: Wie konsistent sind unsere Entwurfsmodelle? *Bauingenieur* 64 (1989), S. 1–8.
- [2] *Duddeck, H.*: Entwicklung der Berechnungsmodelle des Bauingenieurs: Woher? Wohin? *Bautechnik* 70 (1993), S. 640–649.
- [3] *Lahmer, T., Knabe, T., Nikulla, S. und Reuter, M.*: Bewertungsmethoden für Modelle des konstruktiven Ingenieurbaus. *Bautechnik Sonderdruck – DFG Graduiertenkolleg 1462 „Modellqualitäten“*, 2011, S. 60–64.
- [4] *Karaki, G.*: Probabilistic investigation on the dynamic response of highway bridges. *Bautechnik Sonderdruck – DFG Graduiertenkolleg 1462 „Modellqualitäten“*, 2011, S. 39–44.
- [5] *Leipold, M.*: Historische Entwicklung eines Ingenieurmodells – ein Fallbeispiel. *Bautechnik Sonderdruck – DFG Graduiertenkolleg 1462 „Modellqualitäten“*, 2011, S. 21–25.
- [6] *Most, T., Witt, K. J. und Huber, M.*: Identifikation räumlich korrelierter Bodenkenngroßen. *Bautechnik Sonderdruck – DFG Graduiertenkolleg 1462 „Modellqualitäten“*, 2011, S. 12–20.
- [7] *Reuter, M. und Knabe, T.*: Aspekte der Modellierung am Beispiel eines Rahmentragwerks. *Bautechnik Sonderdruck – DFG Graduiertenkolleg 1462 „Modellqualitäten“*, 2011, S. 26–34.
- [8] *Bauer, M. und Reuter, M.*: Modellqualität in Abhängigkeit der Tragwerksabstraktion. *Bautechnik Sonderdruck – DFG Graduiertenkolleg 1462 „Modellqualitäten“*, 2011, S. 45–52.
- [9] *Keitel, H. und Nikulla, S.*: Traglastanalyse schlanker Stahlbetonstützen unter Kriechbeanspruchung. *Bautechnik Sonderdruck – DFG Graduiertenkolleg 1462 „Modellqualitäten“*, 2011, S. 53–59.
- [10] *Bombasaro, E.*: Einschätzung der aktuellen Lastmodelle zur wirbelerregten Schwingung von Bauwerken. *Bautechnik Sonderdruck – DFG Graduiertenkolleg 1462 „Modellqualitäten“*, 2011, S. 70–73.
- [11] *Nasser, M. und Manolis G. D.*: Soil-structure-interaction: Validation study using energy measures. *Bautechnik Sonderdruck – DFG Graduiertenkolleg 1462 „Modellqualitäten“*, 2011, S. 35–38.
- [12] *Fröbel, T. und Stein, P.*: Die Kopplung von Partialmodellen aus Sicht der Informatik. *Bautechnik Sonderdruck* 2011, S. 65–69.
- [13] *Stein, P., Lahmer, T. und Bock, S.*: Synthese und Analyse von gekoppelten Modellen im konstruktiven Ingenieurbau. *Bautechnik Sonderdruck – DFG Graduiertenkolleg 1462 „Modellqualitäten“*, 2011, S. 8–11.

Autoren dieses Beitrages:

- Prof. Dr. sc. techn. Frank Werner, Bauhaus-Universität Weimar
- Prof. Dr.-Ing. Carsten Könke, Bauhaus-Universität Weimar
- Prof. Dr.-Ing. Tom Schanz, Ruhr Universität Bochum
- Prof. Dr.-Ing. Christian Bucher, Technische Universität Wien

Synthese und Analyse von gekoppelten Modellen im konstruktiven Ingenieurbau

In den verschiedenen Disziplinen des konstruktiven Ingenieurbaus wird eine Vielzahl von mathematischen Modellen eingesetzt. Die Modelle unterscheiden sich dabei vor allem in ihrer Komplexität und ihrem Abstraktionsgrad und damit schlussendlich in der zu erwartenden Qualität ihrer Modellaussage. Lässt sich für einfache Modelle eine gewisse qualitative Abschätzung noch aus Erfahrungswissen ableiten, ist dies für komplexe Modelle nicht mehr möglich. In diesem Beitrag wird ein Ansatz für die Synthese von Gesamtmodellen aus einer Menge von Partialmodellen unter Berücksichtigung von Qualitätsmerkmalen der einzelnen Modelle und ihrer Kompatibilität zueinander diskutiert.

Synthesis and analysis of coupled models in structural engineering. *The different fields of civil engineering apply a vast collection of mathematical models. These differ in particular in their complexity and their degree of abstraction. Therefore questions arise on the quality of these models and hence on their results. For simple models an estimation can still be done based on the engineer's experience. However, for complex models this cannot be answered anymore. The article at hand discusses an approach to the synthesis of global models from a set of partial models considering their particular quality and compatibility.*

1 Motivation

Eine zuverlässige Beurteilung der Sicherheit und Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken verschiedenster Art verlangt Berechnungsmodelle und Methoden, welche sowohl zu Konstruktionsdetails als auch möglichst präzise und vertrauenswürdige Antworten zur Gesamtkonstruktion liefern. Die immer komplexeren Bauwerke auf der einen Seite und die zunehmenden Möglichkeiten der numerischen Analyse auf der anderen Seite bedürfen einer Beurteilung der Qualität der Berechnungsergebnisse. Aufgrund der Komplexität der Aufgabenstellung ist es oft erforderlich, übersichtlichere Modelle für Teilprobleme zu definieren und einzusetzen, sogenannte Partialmodelle. Diese Partialmodelle müssen im Prozess der Planung so gekoppelt werden, dass eine Gesamtaussage zum betrachteten Tragwerk anhand des Gesamtmodells möglich wird.

Die theoretischen Grundlagen der Bauingenieurdisziplinen und der verfügbaren Analysemethoden zeigen gegenwärtig einen stetigen Übergang von den im Wesentlichen deterministischen, geometrisch und physikalisch linearen Untersuchungen zu nichtlinearen Betrachtungen

und semi-probabilistischen Annahmen für Einwirkungen und Materialeigenschaften. Dieser Übergang erfolgt teilweise unabhängig voneinander in den einzelnen Ingenieurdisziplinen und ihren zugeordneten Partialmodellen. Da auch die normative Behandlung bisher relativ stark in einzelne Fachgebiete wie Geotechnik, Massiv- oder Stahlbau untergliedert ist, entstehen in der Konsequenz häufig unterschiedlichste (Partial-)Modellniveaus. Durch diese voneinander unabhängige Entwicklung von Partialmodellen ist der Konsistenz zwischen den Modellen während der Planung und Modellierung komplexer Bauwerke besondere Aufmerksamkeit zu widmen.

In diesem Beitrag wird die Bewertung der Qualität von Partialmodellen diskutiert, die sich in Komplexität und Detaillierungsgrad unterscheiden, sowie die Synthese dieser Partialmodelle zu einem globalen Modell.

Es werden zuerst die wesentlichen Begriffe im Bereich der Modellierung beschrieben und Methoden zur Bewertung der Qualität einzelner Partialmodelle und deren Kopplungen vorgestellt. Im Anschluss wird die Synthese von komplexen Modellen mit Hilfe von graphentheoretischen Ansätzen aufgegriffen.

2 Modell

2.1 Begriffsbildung

Ein Modell ist die Repräsentation eines Systems, also eines abgeschlossenen Teils der (physikalischen) Umwelt. Systeme bestehen aus einer Menge von Elementen, den Teilsystemen, aus den Beziehungen zwischen diesen Elementen sowie aus den Relationen des Systems mit seiner Umgebung. Ein Modell wird nicht alle Eigenschaften eines Systems wiedergeben, sondern sich auf bestimmte Merkmale beschränken, das Systemverhalten also nur approximieren. Das ist auf den Zweck eines Modells zurückzuführen: Ein Modell dient immer der Erklärung, der Beschreibung und der Prognose des Verhaltens eines Systems – seines Prototypen. Je nach Aussageabsicht sind dabei spezifische Aspekte des Prototypen relevant, die in einem Modell erfasst werden müssen. Dementsprechend ist der erste Schritt in der Formulierung eines Modells die Identifikation des Systems, seiner Elemente und der inneren und äußeren Relationen. Das Resultat ist ein theoretisches, ein konzeptionelles Modell, siehe Bild 1. Dieses bildet die Grundlage für die weitere Systembetrachtung, welche einerseits auf experimenteller Ebene oder in einer

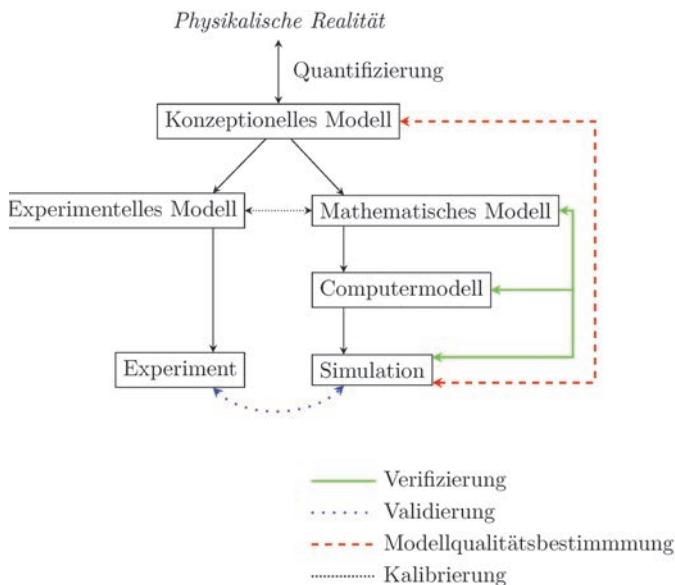


Bild 1. Qualitätsbestimmung im Modellierungsprozess (in Anlehnung an [1])

Fig. 1. Assessment of model quality during process of modelling (according to [1]).

mathematisch, numerischen Ebene stattfinden kann. Beiden Ebenen ist gemein, dass nur Abstraktionen der Realität betrachtet werden und von der Konzeption des Modells abhängen. Das Augenmerk dieses Beitrags liegt dabei auf der Beantwortung der Frage, wie gut das Simulationsmodell, das aus der Formulierung des mathematischen Modells, dessen Diskretisierung und Implementierung resultiert, dem konzeptionellen Modell entspricht, siehe dazu den gestrichelten Pfad auf der rechten Seite des Schemas in Bild 1.

2.2 Partialmodelle

Ein komplexes System wird in der Regel aus einer Vielzahl von Teilsystemen bestehen. Bei der Überführung in ein Modell wird diese Struktur dann in eine Menge von Partialmodellen aufgeteilt, die unterschiedliche Aspekte des Systemverhaltens wiedergeben sollen. Dabei können Partialmodelle wiederum aus Partialmodellen aufgebaut sein. Die Interaktionen zwischen den Teilsystemen werden oft vereinfacht repräsentiert, d. h., ein Verbund aus gekoppelten Partialmodellen ist eine Näherung der tatsächlich vorhandenen Wechselwirkungen. Dieses Vorgehen besitzt den Vorteil, dass sich die Partialmodelle getrennt voneinander betrachten lassen, wodurch die Komplexität des Gesamtmodells entscheidend reduziert wird. Jedoch muss damit gerechnet werden, dass bei einer separierten Untersuchung der Partialmodelle nichtlineare Beziehungen im Modell vernachlässigt werden, die entscheidend für die Aussage des Modells sind. Die Fragen nach der Zulässigkeit dieser Entkopplung sowie des Einflusses von unterschiedlichen Kopplungsmöglichkeiten der Partialmodelle sind die Kernfragen des DFG-Graduiertenkollegs 1462 an der Bauhaus-Universität in Weimar.

Die wichtigsten Kriterien für die Zerlegung eines komplexen Systems in Teilsysteme/Partialmodelle sind:

1. die räumlich-geometrische Anordnung der Komponenten eines Modells; dies entspricht einer Zerlegung der

Gesamtstruktur in einzelne Tragelemente wie Scheiben, Träger oder Rahmen

2. die funktionale Unterteilung der Partialmodelle, z. B. Lastbeschreibung, Konstitutivgesetze (also Materialgesetze) und verschiedene Kinematikbeschreibungen
3. die Größenskalen von Partialmodellen; dies entspricht der Zerlegung in Partialmodelle auf Makro-, Meso- und Mikroskala
4. physikalische Felder: getrennte Betrachtung von in der Realität miteinander gekoppelten physikalischen Größen; z. B. kann ein Modell, welches der Beschreibung von Sickerströmung durch eine Struktur dient, in Partialmodelle für Struktur, Fluid, Temperatur und Materialschädigung unterteilt werden.

Die oben aufgeführten Kriterien sind nicht erschöpfend – selbst bei der Einschränkung auf technische Systeme ist der Begriff des Modells sehr weit gefasst. Für weitere Aspekte der Modellierung und Simulation sowie der damit verwandten Begriffe wird auf [2] bis [4] verwiesen.

3 Modellsynthese

Die Synthese eines globalen Modells aus einer Vielzahl von Teilmustern bedarf der qualitativen Einschätzung der Partialmodelle und der Beurteilung ihrer Kopplungsmöglichkeiten. Dies wird in den beiden folgenden Abschnitten diskutiert. Diese Informationen bilden dann die Grundlage für den in Abschn. 3.3 vorgeschlagenen graphentheoretischen Ansatz zur Synthese von globalen Modellen.

3.1 Bewertung von Partialmodellen

Für die meisten praktischen Probleme des konstruktiven Ingenieurbaus besteht die Modellaussage darin, die Tragfähigkeit und die Gebrauchstauglichkeit eines Bauwerks für eine bestimmte Nutzungsdauer abzuschätzen. Andere Fragestellungen könnten hingegen auf die Kosten verschiedener Tragwerksvarianten oder auf die Energieeffizienz eines Gebäudes abzielen. Zur Klärung dieser Fragestellungen stehen in den Ingenieurwissenschaften eine Vielzahl von Modellen zur Verfügung, mit denen die unterschiedlichsten physikalischen, in der Regel strukturmechanischen Effekte beschrieben werden können. Die Teilgebiete des Bauwesens besitzen jeweils Klassen von Modellen, die der Repräsentation der Phänomene eben dieses Teilgebietes dienen. Jede dieser Klassen von Partialmodellen besteht dabei aus mehreren äquivalenten Beschreibungen, die sich, wie einleitend erwähnt, im Abstraktionsgrad sowie ihrer Komplexität voneinander unterscheiden und so in der Qualität der Modellaussage voneinander abweichen.

Die Bewertung der Qualität eines einzelnen Partialmodells kann anhand verschiedener Merkmale erfolgen:

- Sensitivität: der Einfluss einzelner Modellparameter auf die Resultate
- Unsicherheit: die Auswirkung von inhärenten stochastischen Parametern und unzureichendem Wissen
- Robustheit: die Stabilität des Verhaltens eines Modells bei kleinen Störungen der Eingangsgrößen
- Komplexität: (in diesem Zusammenhang) der Aufwand zur Auswertung eines Modells

Eine tiefergehende Betrachtung der Kriterien sowie verschiedener Analyseverfahren findet sich in [5]. Die Ergebnisse einer qualitativen Überprüfung der Modellaussage erlauben dann Aussagen über die Zuverlässigkeit oder die Kosten eines Modells innerhalb eines gekoppelten Modells. Das Ziel ist dabei, bestimmte Eigenschaften an die Erfordernisse einer konkreten Planungsaufgabe anzupassen. Dies erlaubt es zum Beispiel, bei Bauten mit einer hohen Risikoklasse den Schwerpunkt auf Partialmodelle mit einer hohen Zuverlässigkeit der Modellaussage zu legen.

3.2 Bewertung von Kopplungen

Die Betrachtung von miteinander gekoppelten Partialmodellen bedarf der Bewertung der Kopplungen an sich. Eine Evaluierung dieser Kopplungen kann anhand eines Vergleichs der Ein- und Ausgabemengen der gekoppelten Modelle erfolgen. Das umfasst beispielsweise die räumliche und zeitliche Auflösung der Daten oder die Konsistenz ihrer Dimensionen. Ziel der Untersuchung ist die Ermittlung der Kopplungen, bei denen es infolge unterschiedlicher Modellkomplexitäten zu Informationsverlusten kommt, zum Beispiel durch Integration von Lastfunktionen über die Oberfläche einer Struktur. Solche Betrachtungen lassen sich analog bei gekoppelter Software anstellen, wo Transformationen von Datenstrukturen untersucht werden. Die Klärung, welche Fehler und Verluste allein durch den Austausch von Daten zwischen Anwendungen auftreten, ist von großem Interesse, da der Entwurf und die Planung von Bauwerken inzwischen fast vollständig mit Software bearbeitet werden. Diese Problematik und Ansätze zur Qualitätsbewertung von Kopplungen werden in [6] detaillierter behandelt.

3.3 Graphentheoretischer Ansatz

Die Graphentheorie ist ein Teilgebiet der Mathematik und stellt eine wesentliche Grundlage der Informatik dar. Ein Graph dient der Darstellung der Relationen zwischen den Elementen einer oder mehrerer Mengen [7]. Formal wird dies durch eine endliche Menge von Knoten (Vertices), also den Elementen der Menge(n), repräsentiert. Diese sind durch Kanten (Edges) miteinander verbunden. Beispiele für die Anwendung von Graphen stellen die Nahverkehrsnetze großer Städte dar, bei denen Haltestellen den Knoten und die Verbindungsstrecken den Kanten entsprechen. Knoten und Kanten lassen sich mit Gewichten oder Werten belegen, die spezielle Eigenschaften dieser Elemente wiedergeben, zum Beispiel die maximale Kapazität eines Weges oder die Kosten für ein „Beschreiten“ eines Weges. Zusammen mit einer Vielzahl von Algorithmen für Graphenstrukturen lassen sich so unter anderem Problemstellungen der Logistik, des Flusses in Netzwerken oder der Routenplanung effizient behandeln.

Durch die Identifikation der Partialmodelle eines komplexen Modells als Knoten eines Graphen und ihrer Kopplung als Kanten lässt sich die Betrachtung komplexer Modelle in ein Netzwerk-Problem überführen. Das ist in Bild 2 beispielhaft dargestellt, die Bedeutung der einzelnen Komponenten des Graphen wird in Bild 3 erklärt. Die Bewertung der Knoten erfolgt dabei aus der qualitativen Beurteilung der einzelnen Partialmodelle, die Bewertung der Kanten aus der Qualität der Kopplungen. Die

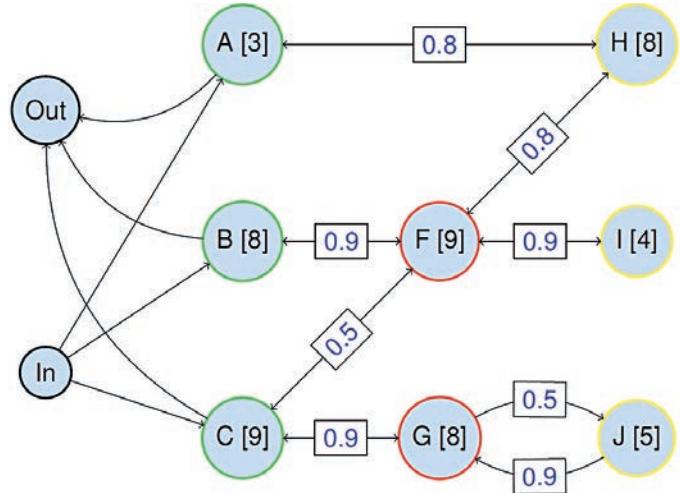
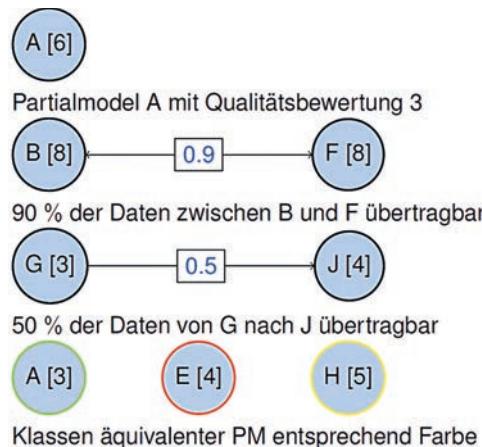


Bild 2. Beispielgraph
Fig. 2. Example of a graph



Klassen äquivalenter PM entsprechend Farbe

Bild 3. Legende des Graphen
Fig. 3. Legend of the graph

Eingangs- und Ausgangsgrößen des Gesamtmodells stellen dabei spezielle Knoten im Graphen dar.

Die Konzepte der Modellsynthese mittels Graphentheorie sollen anhand eines Beispiels beschrieben werden. Gegeben sei die Entwurfsaufgabe für einen schlanken Aussichtsturm, dessen Gebrauchstauglichkeit zu ermitteln ist. Dieser ist als Stahlkonstruktion ausgeführt, auf weichem Boden gegründet und nur durch Wind- und Eigenlasten beansprucht. Als Partialmodelle könnten Modelle ausgewählt werden, die der Beschreibung der Lasten, des Turms, des Fundaments und des Bodens dienen. Die Zielgröße ist die Kopfpunktauslenkung des Turms.

Für die Komponenten dieser Struktur lassen sich jeweils unterschiedlichste Varianten der Modellierung finden. Die Komponenten können dabei im Allgemeinen in verschiedenen Dimensionen formuliert werden:

- Der Boden kann entweder
 - als völlig steif
 - als einfaches lineares Kontinuum
 - nichtlinear (als Stichwort seien hier Verfestigungsefekte genannt)
 - dynamisch (und möglicherweise unter Berücksichtigung von Boden-Bauwerk-Interaktionen)
 - mit oder ohne Einfluss des Grundwassers modelliert werden.

- Das Fundament könnte als starre oder weiche Platte mit linearem oder nichtlinearem Verhalten repräsentiert werden.
- Für die Struktur ist eine Darstellung als eindimensionales Balkenelement, aber auch die Modellierung mit Schalen- oder Volumenelementen in linearen oder nichtlinearen Rechnungen möglich.
- Für Windlasten stehen verschiedene statische oder dynamische Modelle in mehreren Dimensionen zur Verfügung, die Windgeschwindigkeiten und -verteilungen deterministisch oder stochastisch darstellen können.

Die Auswahl wird wesentlich von der Erfahrung des Ingenieurs abhängen, sowie von den Randbedingungen der Bauaufgabe, z. B. anstehender Baugrund oder die Klimazone des Baugebietes. Knoten, die alternative Modelle für ein Partialmodell repräsentieren, werden in sogenannte Klassen eingeordnet. In Bild 2 sind das die Knoten A, B, C für Strukturmodelle, die Knoten F und G für Fundamentmodelle und die Knoten H, I, J für Bodenmodelle. Kopplungen innerhalb einer Klasse werden ausgeschlossen, ein Knoten einer Klasse kann nur mit einem Knoten einer benachbarten Klasse verknüpft werden. So wird verhindert, dass beispielsweise zwei Bodenmodelle zusammen ins globale Modell aufgenommen werden.

Anhand des derart synthetisierten Graphen sollen dann die Kombinationen von Partialmodellen ermittelt werden, die in Summe eine hohe qualitative Bewertung der Partialmodelle zusammen mit einer hohen Informationsübergabe erlauben. Dafür kommen Optimierungsalgorithmen auf Graphen zum Einsatz, zum Beispiel die Bestimmung des Weges mit dem maximal möglichen Durchfluss [8] oder die Bestimmung des Weges mit den geringsten Kosten/den geringsten Qualitätsverlusten.

Abschließend soll unterstrichen werden, dass die graphentheoretische Betrachtung vor allem durch die lokale Optimalität eines Modells motiviert ist: Der verantwortliche Ingenieur wird in der Regel die lokal für ihn am meisten vertrauensvoll erscheinenden Modelle für die jeweiligen Modellklassen auswählen. In dem in Bild 2 dargestellten Graphen entspräche dies also den Modellen C für die Struktur und F für das Fundament. Die Bewertung der Kante C – F legt jedoch eine Kopplung B – F oder C – G im globalen Modell nahe.

4 Zusammenfassung

Modelle als Abstraktionen der physikalischen Realität besitzen immer einen gewissen Näherungscharakter, der

sich auf die Qualität des aus dem konzeptionellen Modell abgeleiteten Simulationsmodells auswirkt. Daher birgt jede Modellaussage eine gewisse Unsicherheit in sich, die sich insbesondere bei Modellkopplungen durch Approximationen und Informationsverluste stark ausprägen kann. Um die Unsicherheiten beim Entwurf eines komplexen Bauwerks mit Hilfe von mathematischen Modellen möglichst zu reduzieren, bedarf es der Untersuchung aller im Gesamtmodell inkludierten Partialmodelle und der Überprüfung ihrer Kompatibilität zueinander. Für die Synthese komplexer Gesamtmodelle zeigen sich Konzepte der Graphentheorie hilfreich, um insbesondere von der lokalen Betrachtung einzelner Partialmodelle und deren Qualität zu einer globalen Aussage über die Qualität eines komplexen Modells zu kommen.

Literatur

- [1] ASME. Guide for Verification and Validation in Computational Solid Mechanics, V&V 10, 2006.
- [2] Hartmann, S.: The World as a Process: Simulations in the Natural and Social Sciences. In: Hegselmann, R. (ed.): Modelling and Simulation in the Social Sciences from the Philosophy of Science Point of View. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, The Netherlands, 1996.
- [3] Karplus, W. J.: The spectrum of mathematical modeling and systems simulation. ACM SIGSIM Simulation Digest, Vol. 9 (1977) 1.
- [4] Stein, B. M.: Model construction in analysis and synthesis. Habilitation, Paderborn 2001.
- [5] Lahmer, T., Knabe, T., Nikulla, S. und Reuter, M.: Bewertungsmethoden für Modelle des konstruktiven Ingenieurbaus. Bautechnik Sonderdruck – DFG Graduiertenkolleg 1462 „Modellqualitäten“, 2011, S. 60–64.
- [6] Fröbel, T., Stein, P.: Die Kopplung von Partialmodellen aus Sicht der Informatik Bautechnik Sonderdruck – DFG Graduiertenkolleg 1462 „Modellqualitäten“, 2011, S. 65–69.
- [7] Tittmann, P.: Graphentheorie – Eine anwendungsorientierte Einführung. Fachbuchverlag Leipzig im Carl Hanser Verlag, 2003.
- [8] Büsing, Ch.: Graphen- und Netzwerkoptimierung. Heidelberg: Spektrum Akademischer Verlag 2010.

Autoren dieses Beitrages:

Dipl.-Ing. Peter Stein, Dr. rer. nat. Tom Lahmer, Dr. rer. nat. Sebastian Bock
Bauhaus-Universität Weimar, Graduiertenkolleg 1462, Berkaer Straße 9,
99423 Weimar

Identifikation räumlich korrelierter Bodenkenngroßen

Um Unsicherheiten in Sicherheitsnachweisen im Erd- und Grundbau sinnvoll zu berücksichtigen, ist eine realitätsnahe Abschätzung ihrer statistischen Eigenschaften erforderlich. Die wesentliche Unsicherheit resultiert aus dem Baugrundmodell, denn Bodenkenngroßen weisen in der Regel eine räumliche Verteilung auf. Die Identifikation der zugehörigen Korrelationsstruktur auf Basis von Messdaten ist eine zentrale Aufgabe bei einer zuverlässigkeitsoorientierten Baubemessungspraxis. In diesem Beitrag werden existierende Identifikationsverfahren diskutiert. Da diese im Allgemeinen von normalverteilten Messdaten ausgehen, wird eine Erweiterung für nicht-normalverteilte Daten vorgestellt und die Anwendung an Hand zweier Praxisbeispiele dokumentiert.

Identification of spatially correlated soil properties. *The consideration of uncertainties in geotechnical design requires a realistic estimation of their corresponding statistical properties. Since soil parameters show generally a significant spatial variation, the identification of the associated correlation functions using measurement data is an important engineering task. In the present study existing identification approaches are discussed. Due to the limitation of these methods to normally distributed measurements we present an extension for non-normal data which is finally applied for two case studies from real building sites.*

1 Einleitung

Mit dem Anspruch einer besseren Transparenz von Risiken hat in den letzten Jahren auch bei den Sicherheitsnachweisen im Erd- und Grundbau die Berücksichtigung von Unsicherheiten an Bedeutung gewonnen. Die Unschärfe der Prognose des Trag- und Verformungsverhaltens geotechnischer Bauwerke resultiert aus der ungenauen Kenntnis der Einwirkungen, aus der Qualität der verwendeten mechanischen Modelle und im Wesentlichen aus der unvollständigen Kenntnis des Baugrunds mit seiner räumlichen Variabilität der mechanischen Eigenschaften. In der zuverlässigkeitsoorientierten Bemessungspraxis werden auf Basis eines Unsicherheitsmodells verschiedene Typen probabilistischer Analysen durchgeführt. Zur Berücksichtigung der Variabilität der Baugrundeigenschaften werden hauptsächlich Zufallsvariablen oder stochastische Felder verwendet. Eine zentrale Rolle spielen dabei neben Unsicherheits- und Sensitivitätsuntersuchungen die Zuverlässigkeitsanalysen [1]. Beispiele geotechnischer Nachweise und Bemessungen mit einer Berücksichtigung von Zufallsvariablen aufgrund unsicherer Bodenkenngroßen finden sich in [2], [3],

[4] und [5]. Räumliche Streuungen der mechanischen Eigenschaften können mittels stochastischer Felder in Finite-Elemente-Berechnungen mit einer elementweisen Zuordnung von Parametern berücksichtigt werden (Random Finite Element Method) [6], [7]. Bei diesen Anwendungen werden die angenommenen Verteilungen der Zufallsvariablen und -felder als exakt bekannt und zutreffend vorausgesetzt und entsprechend in den Analysen behandelt. Dies birgt allerdings in sich wieder eine eigene Unschärfe, da diese Verteilungen in der Regel aus einer geringen Anzahl von Messungen geschätzt werden und statistische Unsicherheiten sowie Messfehler entsprechende Ungenauigkeiten in diese Schätzung einbringen.

In diesem Beitrag werden Verfahren zur Ermittlung der statistischen Kenngrößen räumlich varierender Bodenkenngroßen untersucht. Aufbauend auf existierenden Verfahren unter Annahme normalverteilter Kennwerte [8] werden Methoden zur Behandlung von nicht-normalverteilten Daten vorgestellt. Zusätzlich zur eigentlichen Identifikation der benötigten Parameter wie Mittelwert, Standardabweichung und Korrelationsfunktionen wird die Genauigkeit dieser Parameter abgeschätzt. Dies ermöglicht eine Bewertung der gewonnenen Aussagen und eine spätere Berücksichtigung in einer Zuverlässigkeitsanalyse mit ungenauen Verteilungen wie in [9] am Beispiel einer Flachgründung vorgestellt.

2 Bedeutung von unsicheren Bodenkenngroßen beim geotechnischen Entwurf

Die Problematik der Unschärfe im Ingenieurwesen und speziell in geotechnischen Nachweisen wurde schon früh diskutiert und durch unterschiedliche Sicherheitsanforderungen berücksichtigt. Mit einer ersten Welle probabilistischer Ansätze wandelte sich der subjektive Glaube an eine Sicherheit in die Gewissheit einer objektiven Versagenswahrscheinlichkeit. Konkrete geotechnische Anwendungen scheiterten aber meist an der Unkenntnis der realitätsnahen Parameterverteilungen und Korrelationsstrukturen der Baugrundkennwerte. In der Folge wurden die Nachweismethoden nach dem Teilsicherheitskonzept entwickelt, wie sie heute in den Regelwerken DIN 1054 [10] und EC 7 [11], [12] verbindlich vorgeschrieben sind. Die Bemessung mit Partialsicherheiten entfernte sich von der probabilistischen Berücksichtigung der Grenzzustandsvariablen und führte lediglich zu einer anderen deterministischen

schen Sicherheitsdefinition, welche anstelle von Globalsicherheiten Partialsicherheiten betrachtet. Der Einfluss der einzelnen Komponenten der Unsicherheit auf die Bemessung könnte über die Teilsicherheitsfaktoren berücksichtigt werden. In den Regelwerken wurden sie aber so festgelegt, dass sich keine Abweichungen zum bisherigen Sicherheitsniveau ergeben. In der Bemessungspraxis wird der Unsicherheit der Baugrundeigenschaften, dem wesentlichen Einflussfaktor der Prognosequalität, auf zwei Weisen begegnet: DIN 4020 [13] und EC 7 Teil 2 [12] schreiben die Qualität und den Mindestumfang der Erkundung vor. Hierdurch soll statistisch betrachtet der Stichprobenumfang festgelegt und die Streuung erfasst oder eingeschränkt werden. DIN 1054 [10] und EC 7 Teil 1 [11] gehen davon aus, dass mit der meist subjektiven Wahl der charakteristischen Kenngrößen der Einfluss der Variabilität der Baugrundeigenschaften, die räumliche Streuung der Bodenkenngrößen hinreichend berücksichtigt ist, indem sogenannte ungünstige Mittelwerte in die Berechnungen und Sicherheitsnachweise einfließen. Sind genügend Baugrunddaten vorhanden, können die charakteristischen Kenngrößen auch auf statistischer Grundlage ermittelt werden [14]. Bei diesem Vorgehen sollte bekannt sein, welche Eintrittswahrscheinlichkeit in den angenommenen charakteristischen Kenngrößen steckt. Der Einfluss der Partialsicherheit auf die Zuverlässigkeit des geotechnischen Bauwerks ist damit aber noch nicht transparent fassbar.

Die Unsicherheiten in den Aussagen und Prognosen des geotechnischen Ingenieurwesens entstehen aus den spezifischen probabilistischen und stochastischen Einflüssen, die von der Baugrunderkundung bis zur Realisierung einer Baumaßnahme auftreten. Bei einem probabilistischen Prozess wird das Ereignis durch die Realisation ein- oder mehrdimensionaler Zufallsvariablen bestimmt. Einfache geotechnische Bemessungen und Nachweise zählen hierzu, z. B. die Grundbruchsicherheit, Gleiten, Setzungen unter statischen Lasten oder die Versagenswahrscheinlichkeit einer Böschung bei zeitlich und räumlich unveränderten Bedingungen. Im Wesentlichen geht es um die Unsicherheit, die in der räumlichen statistischen Verteilung der im Grenzzustand maßgebenden Bodenkenngrößen besteht. Hierzu wird häufig eine Monte-Carlo-Simulation durchgeführt, in der nicht-deterministische Grenzzustandsvariablen unkorreliert mehr oder weniger systematisch variiert werden. Im Vergleich zu deterministischen Berechnungen zeigt sich, dass mit derartigen Risikosimulationen das Sicherheitsniveau häufig unterschätzt wird, wenn einfache Verteilungsfunktionen ohne Begrenzungen appliziert werden. Ein Einfluss der lokalen Variabilität lässt sich damit berücksichtigen, nicht aber eine räumliche Autokorrelationsstruktur.

Für komplexere Bemessungsaufgaben wie Standsicherheits- oder Verformungsanalysen interessieren nicht Einzelwerte, vielmehr sind hier je nach Autokorrelationsstruktur abschnittsweise Mittel- oder auch Extremwerte zu betrachten. Zu der Unsicherheit der Bestimmung von diskret deterministischen Kenngrößen und der Unschärfe des Berechnungsmodells, das ja immer nur eine Vereinfachung und nie ein konkretes Bild der Wirklichkeit ist, treten die räumliche Streuung und die Modellierung der Baugrundeigenschaften hinzu. So ist bei jeder probabilis-

tischen Bemessung bei der Modellierung der Zufallsfelder zu prüfen, ob das mechanische Modell auf der Widerstandsseite durch einen gleitenden Mittelwert kontrolliert wird oder ob zeitliche und/oder räumliche Extremwerte den betrachteten Grenzzustand auslösen können. Setzungen und die Standsicherheit großflächiger Bruchkörper werden meist dann durch Mittelwerte kontrolliert, wenn sich die Böden mit der Annäherung an den Bruchzustand verfestigend verhalten. Erosionsphänomene, Auftriebseffekte, Verflüssigung bei dynamischer Einwirkung wie auch Bruchmechanismen mit geologisch vorgegebenen Gleitflächen in Böden mit einer residualen (Rest-)Scherfestigkeit und einer variierenden Bruchdehnung werden durch räumlich begrenzte Extremwerte bestimmt und erfordern daher eine genauere Kenntnis der Datenstruktur. Die moderne Statistik und Fortschritte in der Rechentechnik bieten Methoden und Möglichkeiten, die Unsicherheit der Daten mit geostatistischen Verfahren transparenter zu machen. Klassische und neuere Methoden zur Analyse und Aufbereitung von räumlich korrelierten Baugrunddaten werden im Folgenden vorgestellt.

3 Modellierung räumlicher Variabilität mittels Zufallsfeldern

Die Kornzusammensetzung von Böden und damit die Bodenkenngrößen wie Steifigkeit, Scherfestigkeit, Porosität und Wasserdurchlässigkeit weisen je nach Genese oft signifikante räumliche Schwankungen auf. Um diese statistisch zu beschreiben, kann eine Autokorrelationsfunktion definiert werden. Generell wird diese Funktion unter Annahme von Isotropie und Homogenität als eindimensionale Funktion des Euklidschen Abstands zweier Punkte formuliert

$$\rho(\mathbf{x}_i, \mathbf{x}_j) = \rho\left(\|\mathbf{x}_i - \mathbf{x}_j\|\right) = \rho\left(\|\Delta \mathbf{x}\|\right). \quad (1)$$

Die gebräuchlichsten Funktionstypen verwenden dabei lineare oder exponentielle Ansätze

$$\begin{aligned} \rho_{\text{lin}}(\ell_H, \Delta \mathbf{x}) &= \begin{cases} 1 - \frac{|\Delta \mathbf{x}|}{\ell_H} & |\Delta \mathbf{x}| \leq \ell_H \\ 0 & |\Delta \mathbf{x}| > \ell_H \end{cases} \\ \rho_{\text{exp}}(\ell_H, \Delta \mathbf{x}) &= \exp\left(-2 \frac{|\Delta \mathbf{x}|}{\ell_H}\right), \end{aligned} \quad (2)$$

wobei die Korrelationslänge ℓ_H definiert ist durch [15]

$$\ell_H = \int_{-\infty}^{\infty} \rho(\tau) d\tau = 2 \int_0^{\infty} \rho(\tau) d\tau. \quad (3)$$

In Bild 1 sind die beiden Funktionstypen dargestellt. Im Gegensatz zur angenommenen Isotropie weisen die Kenngrößen von Böden generell anisotrope Korrelationseigenschaften auf, welche durch unterschiedliche Korrelationslängen in den verschiedenen Richtungen berücksichtigt werden können.

Beschreibt man eine zufällige Materialkenngröße Y an der Position \mathbf{x} durch einen deterministischen Trend $T(\mathbf{x})$ und ein stationäres Zufallsfeld für die Residuen $\epsilon_r(\mathbf{x})$, so erhält man

$$Y(\mathbf{x}) = T(\mathbf{x}) + \epsilon_r(\mathbf{x}). \quad (4)$$

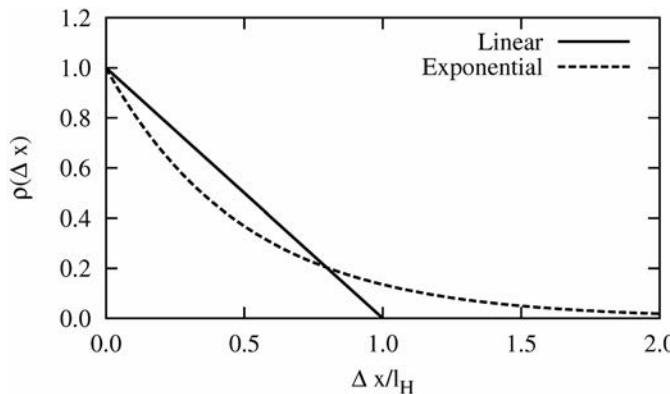


Bild 1. Autokorrelationsfunktionen mit verschiedenen Ansätzen

Fig. 1. Autocorrelation functions with different function types

Ein stationäres Zufallsfeld besitzt dabei die gleichen Autokorrelationseigenschaften an jeder Position

$$C(\Delta x) = E[\varepsilon_r(x_i)\varepsilon_r(x_j)]. \quad (5)$$

Die Varianz der Residuen ist definiert durch

$$C(0) = E[\varepsilon_r^2(x_i)] = \sigma_r^2. \quad (6)$$

4 Identifikation unter Annahme normalverteilter Daten

4.1 Momentenmethode

Unter Annahme eines normalverteilten Zufallsfelds mit konstantem Mittelwert

$$Y(x) = \bar{Y} + \varepsilon_r(x) \quad (7)$$

und korrelierten Residuen kann die Autokovarianzfunktion $C(x_i, x_j)$ für konstante Messpunktabstände wie folgt abgeschätzt werden

$$\hat{C}(r) = \frac{1}{n - n_r} \sum_{i=1}^{n-n_r} (Y_i - \hat{Y})(Y_{i+n_r} - \hat{Y}), \quad (8)$$

wobei \hat{Y} den Schätzwert für den Mittelwert und n_r die Anzahl der Messpunktintervalle mit Abstand r darstellen. Unter der Annahme von vernachlässigbaren Messfehlern kann die Autokorrelationfunktion direkt aus der Autokovarianzfunktion und der geschätzten Residuenvarianz abgeleitet werden:

$$\hat{R}(r) = \frac{1}{\hat{\sigma}_r^2} \hat{C}(r), \quad \hat{\sigma}_r^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (Y_i - \hat{Y})^2 \quad (9)$$

Infolge der kleineren Anzahl von Datenpaaren für größere Abstände r ist auch der zugehörige statistische Fehler in den geschätzten Kovarianzen größer. In Bild 2 sind die punktweisen Momentenschätzungen für einen Satz aus 100 synthetisch generierten Messungen eines normalverteilten Zufallsfelds dargestellt. Diese Momentenwerte können dann direkt benutzt werden, um eine entsprechende Korrelationsfunktion durch Kurvenanpassung einzubeschreiben. Zu diesem Zweck bieten sich gängige Optimierungsverfahren unter Minimierung der Fehlerquadrate an.

Als eine Alternative zur Schätzung der Autokorrelationsfunktion kann eine sogenannte Variogrammanalyse durchgeführt werden:

$$\hat{\gamma}(r) = \frac{1}{2(n - n_r)} \sum_{i=1}^{n-n_r} (Y_i - Y_{i+n_r})^2 \quad (10)$$

Für stationäre Mittelwerte und Autokovarianzfunktionen besteht ein direkter Zusammenhang zwischen Variogramm- und Autokovarianzfunktion:

$$\gamma(r) = C(0) - C(r) \quad (11)$$

In Bild 2 sind die geschätzten Korrelationswerte aus der Variogrammanalyse zusätzlich dargestellt. Da die Werte mit denen der Momentenmethode sehr gut übereinstimmen, wird im weiteren Vorgehen nunmehr die Momentenmethode angewandt.

Da die Messwerte durch deren Korrelation nicht unabhängig sind, sind Standardfehlerschätzer wie z. B. Bootstrapping [16] nicht zur Bewertung der Genauigkeit der ermittelten Parameter geeignet.

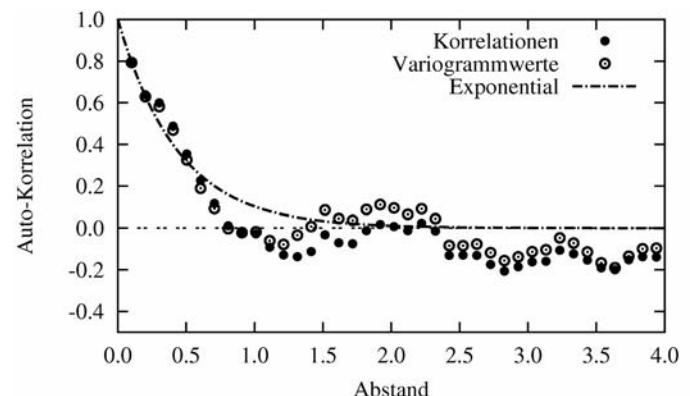


Bild 2. Korrelationskoeffizienten aus 100 äquidistanten Messungen unter Verwendung der Momenten- und Variogrammamethode und ermittelte Autokorrelationsfunktion
Fig. 2. Correlation coefficients from 100 equidistant measurements using moment and variogram approaches including the identified autocorrelation function

4.2 Maximum-Likelihood-Methode

Unter Annahme einer n -dimensionalen multivariaten Normalverteilung für die Messwerte Y_i mit dem Mittelwert \bar{Y} und der Kovarianzmatrix C_{yy} lässt sich die sogenannte Log-Likelihood-Formulierung, wie in [8] vorgestellt, aufstellen

$$L(\phi | Y) = -\frac{n}{2} \ln 2\pi - \frac{1}{2} \ln |C_{YY}| - \frac{1}{2} (Y - \bar{Y})^T C_{YY}^{-1} (Y - \bar{Y}), \quad (12)$$

wobei die unbekannten Parameter in einem Vektor $\phi = [\bar{Y}, \sigma_r, \ell_H^h, \ell_H^v]^T$ zusammengefasst sind. Die Einträge der Kovarianzmatrix lassen sich direkt aus der Kovarianzfunktion und den Messpunktpositionen bestimmen. Die Likelihood-Funktion wird nun in Abhängigkeit der unbekannten Parameter maximiert. Dies kann durch standard-

mäßige Optimierungsstrategien erfolgen. Die Genauigkeit der identifizierten Parameter kann analog zu [8] mit Hilfe der zweiten Ableitungen der Likelihood-Funktion geschätzt werden. Im Gegensatz zur Momentenmethode sind bei Anwendung der Maximum-Likelihood-Methode keine konstanten Messpunktabstände erforderlich. Wie in [8] gezeigt, liefert die Methode auch sehr gute Ergebnisse bei stark unregelmäßigen Messpunktpositionen.

4.3 Berücksichtigung des Trends

Um einen Trend einer Materialkenngroße zu identifizieren, muss zunächst eine Annahme über dessen Ansatz gemacht werden. Dabei geht man für gewöhnlich von einer polynominalen Basis aus

$$\mathbf{Y}(\mathbf{x}) = \mathbf{p}^T(\mathbf{x})\boldsymbol{\beta} + \varepsilon(\mathbf{x}), \quad (13)$$

wobei $\mathbf{p}(\mathbf{x})$ den Basisvektor und $\boldsymbol{\beta}$ die Regressionskoeffizienten bezeichnen. Unter Annahme bekannter Korrelationen der Messpunkte können die Regressionskoeffizienten wie folgt geschätzt werden

$$\hat{\boldsymbol{\beta}} = (\mathbf{P}^T \mathbf{R}_{YY}^{-1} \mathbf{P})^{-1} \mathbf{P}^T \mathbf{R}_{YY}^{-1} \mathbf{y}, \quad (14)$$

wobei die Matrix \mathbf{P} die Basisvektoreinträge der Messpunkte enthält und \mathbf{R}_{YY} die Korrelationsmatrix ist, welche über die Varianz der Residuen direkt mit der Kovarianzmatrix verknüpft $\mathbf{C}_{YY} = \sigma_r^2 \cdot \mathbf{R}_{YY}$. Allerdings ist die Korrelationsmatrix, welche aus den Messpunktpositionen und den Korrelationslängen berechnet werden kann, nicht von vornherein bekannt. Deshalb wird hier ein iteratives Vorgehen angewandt, bei dem eine initiale Schätzung der Korrelationslängen zu den Regressionskoeffizienten führt. Die Residuen der Regression werden dann wiederum benutzt, um die Korrelationslängen mittels der Momenten- oder Maximum-Likelihood-Methode zu schätzen. Eine andere Vorgehensweise wurde in [8] vorgestellt, bei der die Regressionskoeffizienten direkt in der Maximum-Likelihood-Formulierung integriert sind und zusammen mit den übrigen Parametern geschätzt werden. Die erweiterte Log-Likelihood-Funktion lautet dann:

$$L(\boldsymbol{\phi} | \mathbf{Y}) = -\frac{n}{2} \ln 2\pi - \frac{1}{2} \ln |\mathbf{C}_{YY}| - \frac{1}{2} (\mathbf{Y} - \mathbf{P}\boldsymbol{\beta})^T \mathbf{C}_{YY}^{-1} (\mathbf{Y} - \mathbf{P}\boldsymbol{\beta}) \quad (15)$$

Die Genauigkeit der identifizierten Parameter kann hierbei analog zur Vorgehensweise mit konstantem Mittelwert geschätzt werden.

5 Identifikation für nicht-normalverteilte Daten

Die Annahme normalverteilter Bodenkenngrößen ist generell nicht erfüllt. Baugrundparameter wie z. B. Festigkeiten und Elastizitätsmoduln sind in erster Näherung log-normal verteilt. In diesem Abschnitt wird die Identifikationsprozedur für nicht-normalverteilte Messungen erweitert. Unter genauer Kenntnis der zu erwartenden Verteilung könnte die Maximum-Likelihood-Formulierung direkt erweitert werden. Hier wird allerdings von einer unbekannten Verteilung ausgegangen. Mit Hilfe einer Trans-

formation werden die Messwerte normalisiert, und die vorgestellte Formulierung für normalverteilte Daten kann angewendet werden.

5.1 Box-Cox-Transformation

Die Box-Cox-Transformation [17] ist eine sehr flexible Transformationsmethode, welche hauptsächlich in Regressionsanalysen angewendet wird. Unter Einführung eines zunächst unbekannten Transformationsparameters λ wird die Transformation der Messwerte wie folgt durchgeführt

$$\tilde{\mathbf{Y}}(\lambda) = \begin{cases} \frac{\mathbf{Y}^\lambda - 1}{\lambda \cdot \bar{\mathbf{Y}}_{geo}^{\lambda-1}} & \lambda \neq 0 \\ \bar{\mathbf{Y}}_{geo} \ln \mathbf{Y} & \lambda = 0 \end{cases}; \quad \bar{\mathbf{Y}}_{geo} = \left(\prod_{i=1}^n \mathbf{Y}_i \right)^{\frac{1}{n}}, \quad (16)$$

wobei $\bar{\mathbf{Y}}_{geo}$ den geometrischen Mittelwert der Messwerte darstellt. In Bild 3 sind mehrere Transformationsfunktionen in Abhängigkeit von λ dargestellt. Der Parameter λ wird nun so bestimmt, dass die transformierten Messwerte am besten einer Normalverteilung entsprechen. Als Kriterium wird dafür der *Kolmogorow-Smirnow*-Test verwendet.

Auf Basis der nun annähernd normalverteilten transformierten Messwerte können die in Abschn. 4 vorgestellten Verfahren angewendet werden, um die statistischen Parameter zu schätzen. Unter Annahme eines konstanten Mittelwertes werden dabei der Mittelwert und die Varianz direkt aus den originalen Messwerten geschätzt und die Box-Cox-transformierten Werte standardisiert und nur noch die Korrelationslänge mit der Maximum-Likelihood-Formulierung ermittelt. Die daraus resultierende Korrelationsfunktion sowie die Korrelationsmatrix der Messpunkte $\hat{\mathbf{R}}_{YY}$ sind allerdings nur für die normalverteilten Messwerte gültig. Die Korrelationskoeffizienten der Originalverteilung können unter Annahme einer bestimmten Verteilungsfunktion, z. B. mittels *Nataf*-Transformation [18], ermittelt werden. Allerdings sind die Unterschiede zwischen originalen und transformierten Korrelationskoeffizienten bei Variationskoeffizienten unter Eins relativ gering, so dass die ermittelte Korrelationsfunktion auch für die Originalverteilung angenommen werden kann. Die Genauigkeit der identifizierten Parameter wird ebenfalls

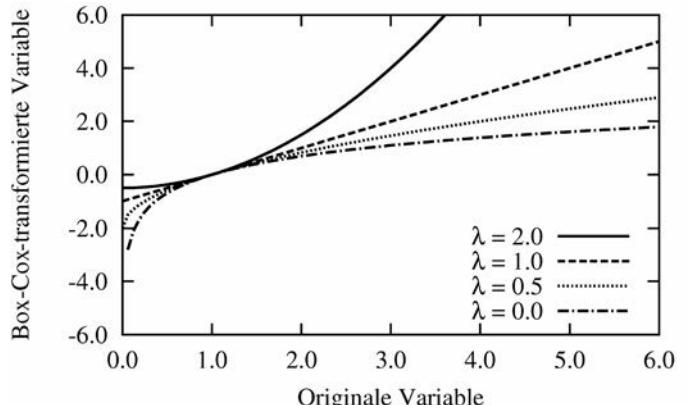


Bild 3. Box-Cox-Transformation für verschiedene Transformationsparameter
Fig. 3. Box-Cox transformation for different transformation parameters

unter Annahme einer Normalverteilung annähernd geschätzt, da durch die *Box-Cox*-Transformation eine direkte Ableitung der Maximum-Likelihood-Formulierung nicht mehr möglich ist.

5.2 Berücksichtigung des Trends

Analog zu Abschn. 4.3 wird ein Regressionsmodell verwendet, um einen bestimmten Trend von den Residuen zu trennen. Allerdings werden bei der linearen Regression normalverteilte Residuen angenommen. Jedoch sind Messungen mit normalverteilten Residuen mit einem Trend im Mittelwert nicht zwangsläufig auch normalverteilt. Deshalb wäre eine Transformation der nicht-normalverteilten Messwerte vor der Regressionsanalyse nicht sinnvoll. Als einzige sinnvolle Möglichkeit erscheint hier wiederum eine iterative Regression, bei der eine initiale Korrelationsmatrix angenommen wird, die Residuen mittels *Box-Cox*-Transformation in annähernd normalverteilte Werte transformiert werden und am Ende eines Iterationsschritts die Korrelationslängen mittels Maximum-Likelihood-Methode geschätzt werden. Die aktualisierte Korrelationsmatrix wird nun als Eingangsgröße für den nächsten Iterationsschritt verwendet. Die Annahme normalverteilter Residuen innerhalb der Regressionsanalyse ist jedoch nicht mehr erfüllt, allerdings wird in [19] darauf hingewiesen, dass diese Voraussetzung nicht im strengen Sinne erfüllt sein muss. Eine Abschätzung der Genauigkeit der Parameter erfolgt hier analog zu Abschn. 4.3 unter Annahme normalverteilter Messwerte.

6 Anwendungsbeispiele

6.1 Fasanenhoftunnel Stuttgart

In diesem Beispiel lagen 50 äquidistante Messungen aus hydraulischen Druckversuchen entlang des Fasanenhoftunnels in Stuttgart vor. Diese Druckversuche wurden in einem Abstand von 2,5 m in Bohrlöchern parallel zur Tunnelsohle durchgeführt. In Bild 4 ist der Querschnitt des Tunnelprofils dargestellt. Weitere Details über die Versuchsdurchführung sind in [20] aufgeführt. Auf Basis der ermittelten Elastizitätsmoduln wurden hier die statistischen Eigenschaften inklusive der horizontalen Korrelationslänge ermittelt.

In Bild 5 sind die Messwerte zusammen mit den ermittelten konstanten Mittelwerten sowie einem linearen

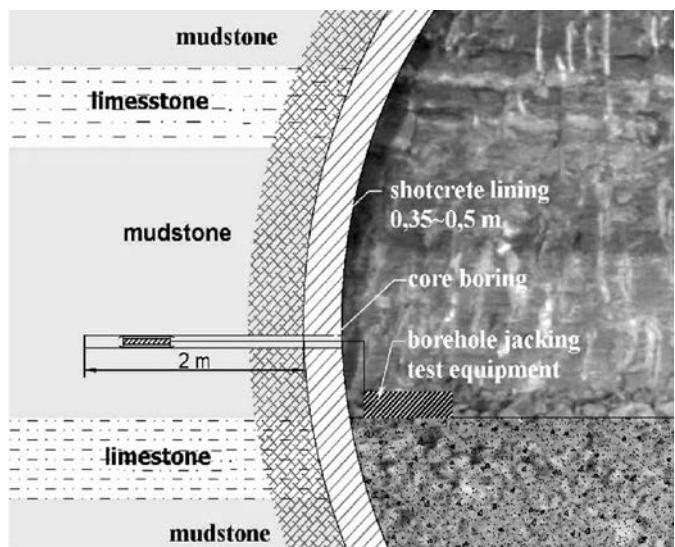


Bild 4. Versuchsschema der Messungen im Fasanenhoftunnel Stuttgart

Fig. 4. Measurement scheme at the Fasanenhoftunnel Stuttgart

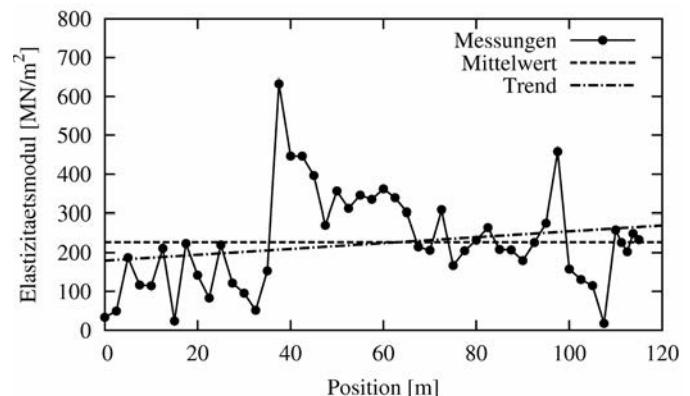


Bild 5. Messwerte des Elastizitätsmoduls im Fasanenhoftunnel Stuttgart mit ermitteltem Mittelwert und linearer Trendfunktion

Fig. 5. Measurement values of the Young's modulus at the Fasanenhoftunnel Stuttgart including the calculated mean value and trend function

Trend dargestellt. Dabei wurde die in Abschn. 5.2 vorgestellte Vorgehensweise mit der Momenten- und Maximum-Likelihood-Methode angewendet. In Bild 6 sind die ermittelten abstandsabhängigen Korrelationskoeffizienten mit

Tabelle 1. Ermittelte statistische Kenngrößen für die Verteilung des Elastizitätsmoduls im Fasanenhoftunnel
Table 1. Identified stochastic parameters of the Young's modulus distribution at the Fasanenhoftunnel

	Box-Cox-Transformation unter Berücksichtigung eines linearen Trends				
	β_0 [MN/m ²]	β_1 [MN/m ³]	σ_r [MN/m ²]	ℓ_H aus Maximum Likelihood [m]	ℓ_H aus Momentenmethode [m]
Parameterwert	179,42	0,76	123,57	7,29	8,21
Geschätzter Fehler	58,60	0,87	16,36	2,63	
Box-Cox-Transformation ohne Trend					
	\bar{Y} [MN/m ²]		σ_r [MN/m ²]	ℓ_H aus Maximum Likelihood [m]	ℓ_H aus Momentenmethode [m]
Parameterwert	226,91		125,04	7,63	8,38
Geschätzter Fehler	31,69		16,83	2,76	

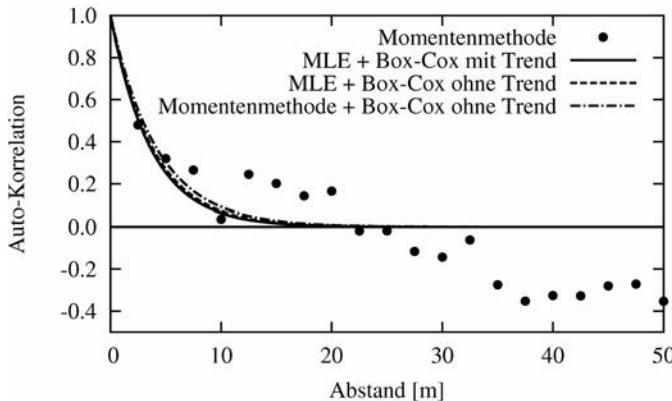


Bild 6. Ermittelte abstandsabhängige Korrelationskoeffizienten und identifizierte Autokorrelationsfunktionen im Fasanenhoftunnel

Fig. 6. Calculated correlation coefficients and identified autocorrelation function at the Fasanenhof tunnel

den zugehörigen Autokorrelationsfunktionen dargestellt. Dabei ist eine sehr gute Übereinstimmung der ermittelten Funktionsverläufe erkennbar. Dies wird auch in den in Tabelle 1 aufgeführten statistischen Kennzahlen deutlich.

Betrachtet man die Histogramme der originalen sowie der transformierten Messwerte, welche in Bild 7 dargestellt sind, so wird ersichtlich, dass einerseits die Messungen weder einer Normal- noch einer Lognormalverteilung in guter Näherung entsprechen. Andererseits weisen die Box-Cox-transformierten Werte unter Berücksichtigung eines linearen Trends die beste Übereinstimmung mit einer Normalverteilung auf. Die logarithmierten Werte

sind nicht normalverteilt, wodurch eine log-normale Maximum-Likelihood-Formulierung nicht angewendet werden kann. Dies zeigt die robuste Anwendbarkeit der vorgestellten Transformationsmethode. Die Unsicherheiten der identifizierten Parameter belaufen sich bei Mittelwert und Standardabweichung auf etwa 10 % und bei der Korrelationslänge auf etwa 30 % der identifizierten Werte.

6.2 Baugrunduntersuchungen entlang der Sheikh Zayed Road in Dubai

In diesem Beispiel wurden Messdaten, welche in [21] zusammengetragen bzw. ermittelt wurden, ausgewertet. Dabei standen Messwerte verschiedener Kenngrößen zur Verfügung. Hier wird die Datenanalyse exemplarisch auf die einaxiale Druckfestigkeit beschränkt, da von dieser Kenngröße der größte Stichprobenumfang vorlag (198 Messungen in unterschiedlicher Tiefe in 31 Bohrlöchern). Die in [21] vorgenommene Aufteilung der verschiedenen Bodenschichten in Homogenbereiche wurde übernommen, so dass die Messwerte nur aus einer Bodenschicht stammen. Die Bohrlochdaten sind innerhalb von Baugrunduntersuchungen an vier Baustellen entlang der Sheikh Zayed Road in Dubai entstanden. In Bild 8 sind ein Lageplan sowie die räumliche Anordnung der Messpunkte dargestellt. Für die Ermittlung der Korrelationseigenschaften wurde ein möglicher Trend nur in Tiefenrichtung angesetzt und von verschiedenen Korrelationslängen in horizontaler und vertikaler Richtung ausgegangen. Da die Messpunkte infolge der historischen Entwicklung äußerst unregelmäßig angeordnet sind, wurde in diesem Beispiel nur die Maximum-

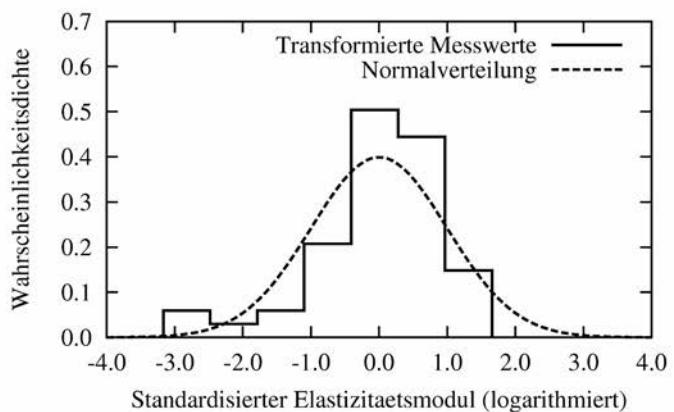
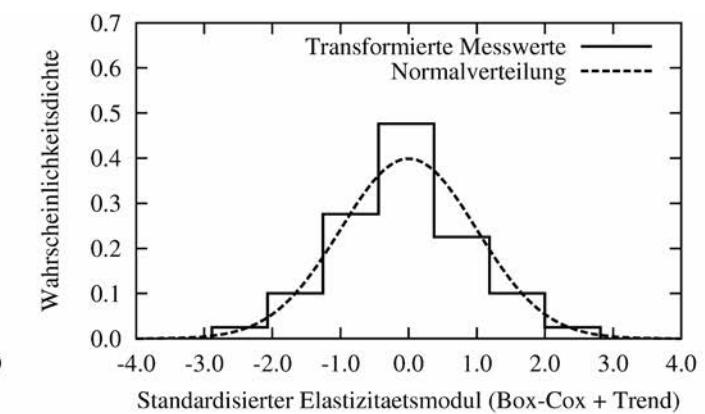
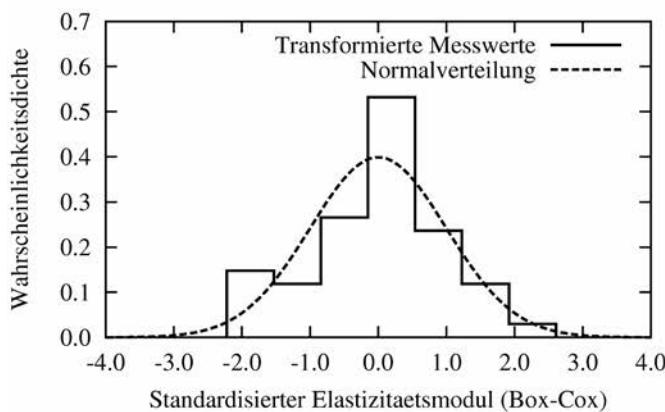
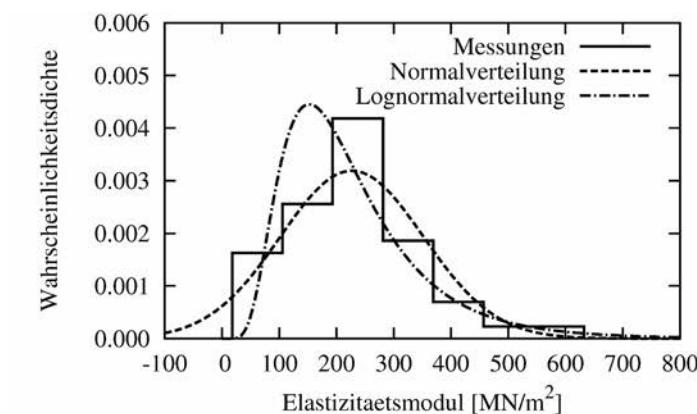


Bild 7. Histogramme der originalen und transformierten Messdaten vom Fasanenhoftunnel

Fig. 7. Histograms of original and transformed measurements at the Fasanenhof tunnel



Bild 8. Lageplan und Messpunktpositionen der einaxialen Druckfestigkeit entlang der Sheikh Zayed Road in Dubai

Fig. 8. Site plan and measurement position of the uniaxial compressive strength at the Sheikh Zayed Road in Dubai

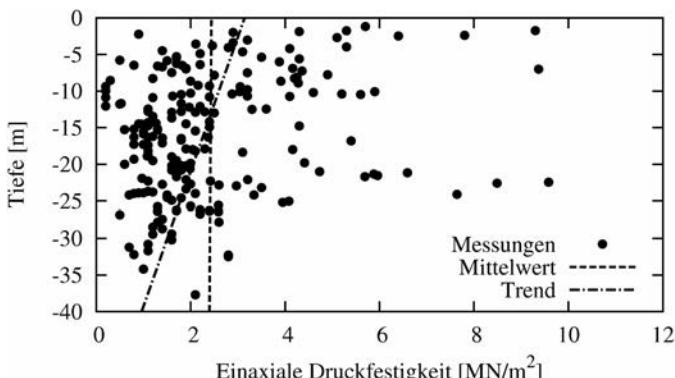
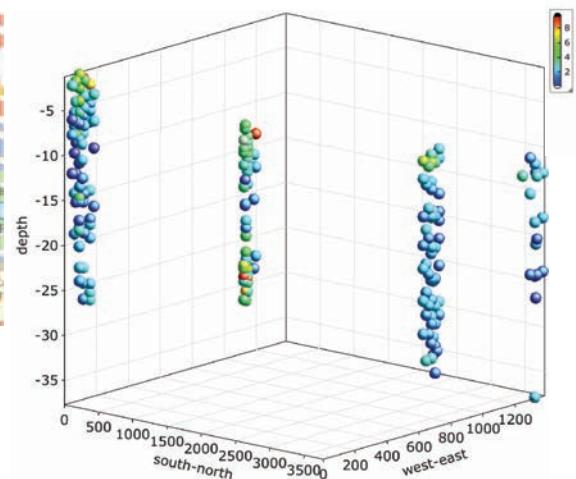


Bild 9. Messwerte der einaxialen Druckfestigkeit entlang der Sheikh Zayed Road in Abhängigkeit der Probentiefe
Fig. 9. Measurement values of the uniaxial compressive strength at the Sheikh Zayed Road dependent on the specimen depth

Tabelle 2, Ermittelte statistische Kenngrößen für die Verteilung der einaxialen Druckfestigkeit entlang der Sheikh Zayed Road in Dubai

Table 2, Identified stochastic parameters of the uniaxial compressive strength distribution at the Sheikh Zayed Road in Dubai

	Box-Cox-Transformation mit Trend				
	β_0 [MN/m ²]	β_1 [MN/m ³]	σ_r [MN/m ²]	ℓ_H^v [m]	ℓ_H^h [m]
Parameterwert	3,14	0,05	1,73	1,33	141,99
Geschätzter Fehler	0,47	0,02	0,11	0,32	37,62
	Box-Cox-Transformation ohne Trend				
	\bar{Y} [MN/m ²]		σ_r [MN/m ²]	ℓ_H^v [m]	ℓ_H^h [m]
Parameterwert	2,44		1,78	1,67	127,80
Geschätzter Fehler	0,22		0,12	0,41	32,37
	Box-Cox-Transformation mit Trend, ohne Ausreißer				
	β_0 [MN/m ²]	β_1 [MN/m ³]	σ_r [MN/m ²]	ℓ_H^v [m]	ℓ_H^h [m]
Parameterwert	2,82	0,04	1,36	2,04	126,26
Geschätzter Fehler	0,41	0,02	0,09	0,49	31,90
	Box-Cox-Transformation ohne Trend, ohne Ausreißer				
	\bar{Y} [MN/m ²]		σ_r [MN/m ²]	ℓ_H^v [m]	ℓ_H^h [m]
Parameterwert	2,25		1,41	3,39	137,35
Geschätzter Fehler	0,23		0,11	0,81	34,15
			σ_r [MN/m ²]	ℓ_H^v [m]	ℓ_H^h [m]
Mittlerer Wert			1,57	2,11	133,35
Standardabweichung			0,22	0,91	7,57
Mittlerer Fehler			0,11	0,51	34,01

Likelihood-Methode angewendet, wobei die anscheinend nicht normalverteilten Daten mittels Box-Cox-Transformation in Kombination mit der vorgestellten iterativen linearen Regression in standardisierte Messwerte überführt wurden.

In Bild 9 sind die Messwerte in Abhängigkeit ihrer Tiefe, der ermittelte Mittelwert sowie ein linearer Trend dargestellt. Dabei ist auffällig, dass einige wenige Werte sehr hohe Festigkeiten aufzeigen. In den durchgeföhrten Untersuchungen wurden deshalb Werte mit einer Druckfestigkeit oberhalb von 7 MN/m² als Ausreißer behandelt. In Tabelle 2 sind die identifizierten Parameter unter Berücksichtigung sowie unter Vernachlässigung dieser Ausreißer aufgeführt. Die ermittelten Werte weisen sehr große Unterschiede in Abhängigkeit der grundlegenden Annahmen auf. Analog zu der Ausreißerproblematik verhalten sich die Unterschiede bezüglich der Berücksichtigung ei-

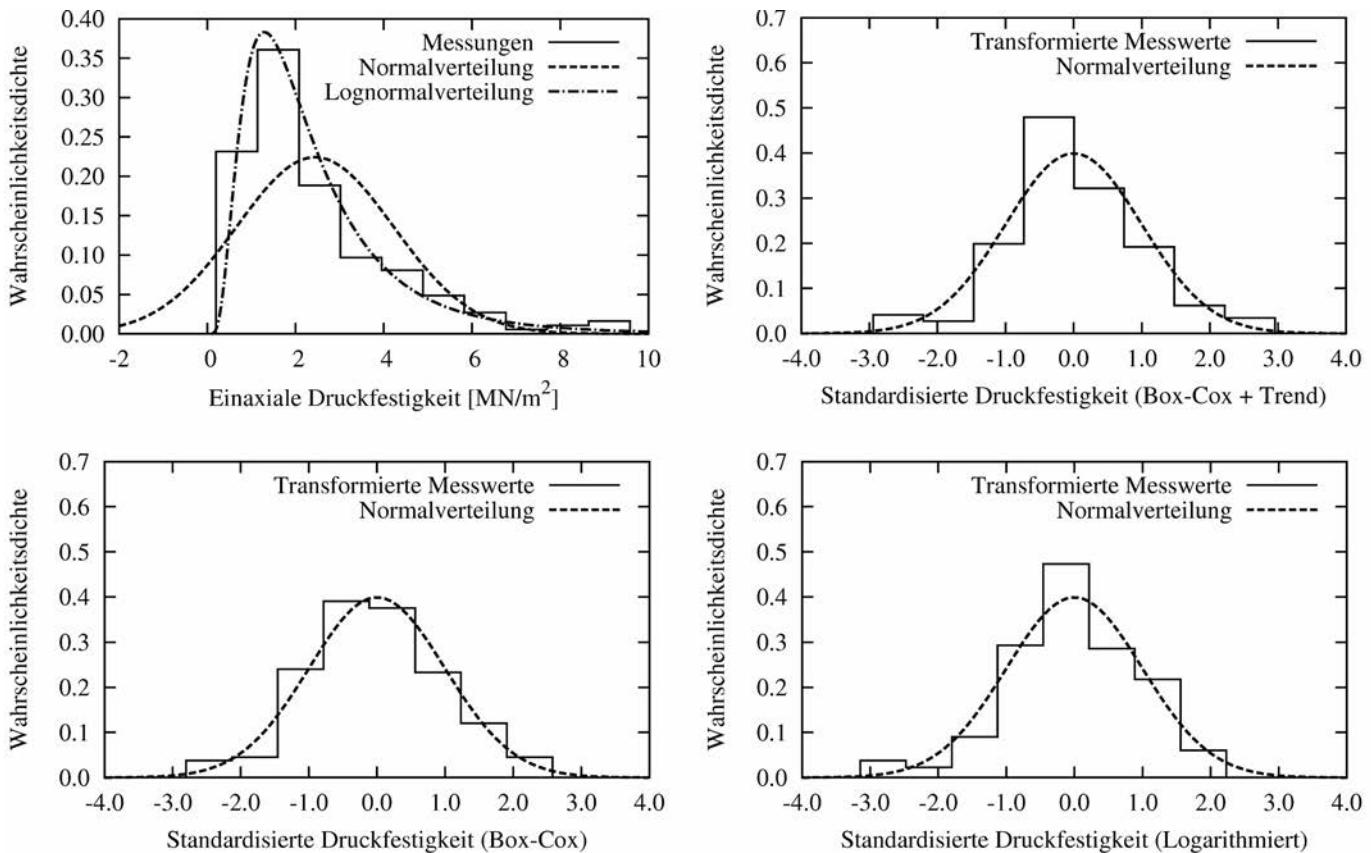


Bild 10. Histogramme der originalen und transformierten Messdaten von der Sheikh Zayed Road
Fig. 10. Histograms of original and transformed measurements at the Sheikh Zayed Road

nes vertikalen Trends. Der in Bild 9 dargestellte Trend lässt sich visuell aufgrund der hohen Variation der Messwerte kaum nachvollziehen. Somit kann aus den Ergebnissen nicht eindeutig geschlussfolgert werden, welche Annahme gerechtfertigt ist. Von daher ist es nach Meinung der Autoren sinnvoll, mittlere Werte für die Korrelationslängen sowie deren Genauigkeit aus den verschiedenen Ergebnissen zu ermitteln. Diese sind ebenfalls in Tabelle 2 aufgeführt.

Anhand der Histogramme der Messwerte in Bild 10 lässt sich erkennen, dass die *Box-Cox*-transformierten Werte ohne Trend am ehesten einer Normalverteilung entsprechen. Die Annahme einer Log-Normalverteilung scheint auch in diesem Beispiel nicht gerechtfertigt.

7 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

In der vorliegenden Studie wurden existierende Verfahren zur Identifikation räumlich korrelierter Materialeigenschaften für nicht-normalverteilte Messdaten erweitert. Die dabei verwendete *Box-Cox*-Transformation ermöglicht eine flexible Anwendung für verschiedenste Verteilungstypen. Um Mittelwerttrends zu berücksichtigen, wurde eine lineare Regression integriert, wobei die notwendigen Korrelationseigenschaften iterativ ermittelt wurden. In diesem algorithmischen Rahmen kann sowohl die Momentenmethode als auch die Maximum-Likelihood-Methode angewendet werden. Zusätzlich zur eigentlichen Identifikation der Bodenkenngrößen wurde die Genauigkeit der ermittelten Parameter geschätzt. Allerdings zeigte sich beim zweiten Anwendungsbeispiel, dass die geschätzten Fehler statistischer Unsicherheiten die Schwankungen

der ermittelten Parameter infolge unterschiedlicher Annahme bezüglich eines Trends sowie der Behandlung von Ausreißern nur unzureichend quantifizieren können. Aus diesem Grund empfehlen die Autoren die Identifikation auf Basis verschiedener Annahmen und eine Abschätzung der Genauigkeit mittels der gewonnenen Ergebnisse.

Dank

Die Autoren danken der Deutschen Forschungsgesellschaft für die finanzielle Unterstützung im Rahmen des Graduiertenkollegs 1462 sowie Dr.-Ing. Thomas Wolff für die Bereitstellung der Messdaten.

Literatur

- [1] Phoon, K.-K.: Reliability-based design in geotechnical engineering. Taylor & Francis, London and New York, 2008.
- [2] Alber, D.: Ein stochastisches Bodenmodell für geotechnische Aufgaben. Dissertation, Technische Universität München 1987.
- [3] Peschl, G., Schweiger, H.: Reliability analysis in geotechnics with finite elements-comparison of probabilistic, stochastic and fuzzy set methods. Proc. ISIPPA03, 2003.
- [4] Katzenbach, H., Moormann, C.: Überlegungen zu stochastischen Methoden in der Bodenmechanik am Beispiel des Frankfurter Tons. Heft 16 der Gruppe Geotechnik Graz, Technische Universität Graz, 2003.
- [5] Russell, C.: Probabilistic methods applied to the bearing capacity problem. Dissertation, Universität Stuttgart, 2008.
- [6] Fenton, G., Griffiths, D.: Bearing capacity prediction of spatially random c-phi soils. Canadian Geotechnical Journal, 40, pp. 54–65, 2003.

- [7] *Fenton, G., Griffiths, D., Zhang, X.*: Load and resistance factor design of shallow foundations against bearing failure. *Canadian Geotechnical Journal*, 45, pp. 1556–1571, 2008.
- [8] *DeGroot, D. J., Baecher, G. B.*: Estimating autocovariance of in-situ soil properties. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 119, pp. 147–166, 1993.
- [9] *Most, T., Knabe, T.*: Reliability analysis of the bearing failure problem considering uncertain stochastic parameters. *Computers and Geotechnics*, 37, pp. 299–310, 2010.
- [10] DIN 1054:2005-01 *Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau*.
- [11] DIN EN 1997-1: 2009-09 *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln*.
- [12] DIN EN 1997-2: 2007-10 *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds*.
- [13] DIN 4020: 2003-09 *Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke*.
- [14] *Bauduin, C.*: Ermittlung charakteristischer Werte. In *Smoltczyk, U. (Hrsg.) Grundbau-Taschenbuch Teil 1*, 6. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn 2001, S. 17–47.
- [15] *VanMarcke, E. H.*: *Random Fields – Analysis and Synthesis*. Cambridge: MIT-Press 1983.
- [16] *Efron, B.*: Bootstrap methods. Another look at the Jackknife. *The Annals of Statistics*, 7, pp. 1–26, 1979.
- [17] *Box, G. E. P., Cox, D. R.*: An analysis of transformations. *Journal of the Royal Statistical Society. Series B (Methodological)*, 26, pp. 211–252, 1964.
- [18] *Nataf, A.*: Détermination des distributions de probabilités dont les marges sont données. *Comptes Rendus de l'Academie des Sciences*, 225, pp. 42–43, 1962.
- [19] *Beck, J. V., Arnold, K. J.*: *Parameter estimation in engineering and science*. New York: John Wiley & Sons 1977.
- [20] *Huber, M., Moellmann, A., Bárdossy, A., Vermeer, P. A.*: Contributions to probabilistic soil modelling. *Proc. 7th Intern. Probabilistic Workshop, Delft, The Netherlands, November 25–26*. 2009.
- [21] *Wolff, T.*: Ein methodischer Bemessungsansatz zur Abschätzung des Tragverhaltens von Pfahlgründungen in weichem kalkigem Sedimentgestein. Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, 2009.

Autoren dieses Beitrages:

Dr.-Ing. Thomas Most, Bauhaus-Universität Weimar, Graduiertenkolleg 1462, Berkaer Straße 9, 99423 Weimar
Prof. Dr.-Ing. Karl Josef Witt, Bauhaus-Universität Weimar, Professur Grundbau, Coudraystraße 11c, 99423 Weimar
Dipl.-Ing. Dipl.-Ing. Maximilian Huber, Universität Stuttgart, Institut für Geotechnik, Pfaffenwaldring 35, 70569 Stuttgart

Historische Entwicklung eines Ingenieurmodells – ein Fallbeispiel

Die Fähigkeit eines Modells, beobachtete physikalische Phänomene realitätsnah zu beschreiben, stellt ein essentielles Qualitätskriterium dar. Eine weitere, besonders aus Anwendersicht wichtige Modelleigenschaft ist die Sensitivität der Modellantwort gegenüber Veränderungen der Eingangsparameter. Bei der Entwicklung und Bewertung von Ingenieurmodellen, die vornehmlich für praxisrelevante Probleme konzipiert sind, gilt es deshalb, sowohl die prinzipielle Abbildungsfähigkeit als auch die inhärente Parameterunsicherheit zu berücksichtigen. Das in diesem Beitrag gewählte Beispiel einer Ersatzstrebefür Mauerwerksausfachungen soll diese Problematik verdeutlichen.

Historical development of an engineering model – a case study.
The capability of a model to represent observed physical phenomena constitutes an essential criterion for its quality. From an application's point of view another important property is the sensitivity of the model response with respect to changes in its input parameters. For the development and assessment of engineering models, which focus on tackling practice oriented tasks, the reality proximity as well as inherent uncertainty of parameters has to be considered. This article tries to give an understanding of this problem discussing as example a compression brace representing masonry infill.

1 Einleitung

Was ist eigentlich ein Ingenieurmodell? Entsprechend dem allgemeinen Dafürhalten zeichnet sich ein sogenanntes Ingenieurmodell durch seine Einfachheit aus, Einfachheit in dem Sinne, dass ein praktisch tätiger Ingenieur durch dessen Anwendung stets die Kontrolle über sein Handeln behält und die Resultate ohne besonderen Interpretationsbedarf als Entscheidungsgrundlage dienen können. Es handelt sich somit um ein in seiner Anwendungsbreite sehr begrenztes, jedoch auch um ein stark intuitiv geprägtes, baupraktisches Modell.

Einen typischen Vertreter eines solchen Ingenieurmodells stellt das hier näher betrachtete Modell einer Ersatzstrebefür Mauerwerksausfachungen auf Rahmenstrukturen dar, welche die Wirkung von Mauerwerksausfachungen auf Rahmenstrukturen erfassen soll. Die Notwendigkeit, diese als sekundäre Tragelemente bezeichneten Bauteile in der Bauplanung zu berücksichtigen, ist vor allem dann gegeben, wenn dynamische Einwirkungen (z. B. Erdbeben) zu erwarten sind. In diesem Fall ist es keine konservative Vorgehensweise, den durchaus erheblichen Steifigkeitszuwachs durch Sekundärelemente zu ver-

nachlässigen und deren Beitrag zum Tragwiderstand unberücksichtigt auf der Habenseite zu verbuchen. Selbst relativ schwache Ausfachungen können die Reaktion der Gesamtstruktur derart ungünstig beeinflussen, dass sich die Schadenserwartung unter Erdbebenlast erhöht. Gründe hierfür sind im Wesentlichen folgende:

- Der Steifigkeitsbeitrag der Mauerwerksausfachungen kann das dynamische Verhalten der Gesamtstruktur in der Art verändern, dass durch Resonanz mit der Untergrundschwingung eine erhöhte Erdbebenbeanspruchung zu erwarten ist.
- Das Eigenschwingverhalten ändert sich in nicht geplanter Weise, so dass Teile der Struktur eine erhöhte Beanspruchung erfahren (z. B. Verschiebung des Steifigkeitszentrums im Grundriss mit daraus resultierender relevanter Torsionsschwingung durch exzentrischen Lastangriff).
- Die Entwicklung eines geeigneten Versagensmechanismus für die Primärstruktur (Kapazitätsbemessung) kann, ohne die Wechselwirkung mit planmäßig nichttragenden Sekundärelementen überprüft zu haben, unter Umständen dazu führen, dass sich der angestrebte Mechanismus nicht einstellt. In der Folge kann es zum vorzeitigen Versagen von Gebäudeteilen oder des gesamten Gebäudes kommen (z. B. „short column effect“ oder „weak story mechanism“ [1], s. Bilder 1 und 2).

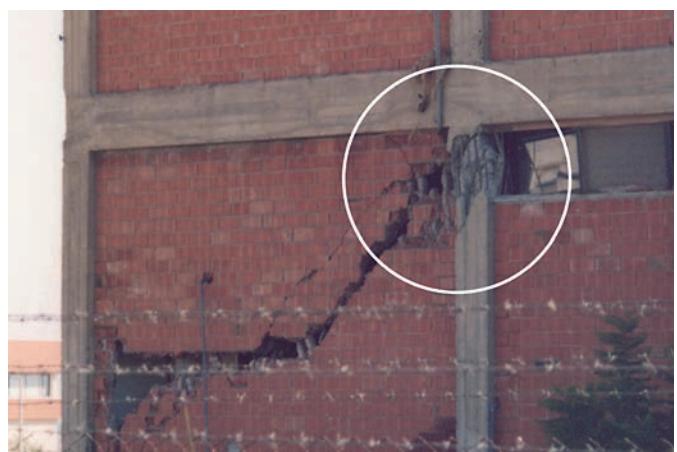


Bild 1. Stark geschädigte Stütze infolge der rotationsbehindernden Wirkung der Ausfachung (short column effect)
Fig. 1. Heavily damaged column resulting from restraining effect of the masonry infill (short column effect)



Bild 2. Totalversagen des 1. Obergeschosses (Stockwerkmechanismus)

Fig. 2. Complete collapse of the first upper floor (weak story mechanism)

2 Historische Entwicklung des Ersatzstrebensmodells – ein Abriss

Seit den 1950-er Jahren andauernde Bemühungen, die makroskopische Tragwirkung von Mauerwerksausfachungen in Rahmenstrukturen adäquat zu erfassen, führten zu zahlreichen Berechnungsmodellen. Im Jahr 1961 ersetzt *Holmes* [2] die Ausfachung durch zwei äquivalente Druckstreben. Diese sind gelenkig in den Rahmenecken angeschlossen, besitzen die gleichen Materialeigenschaften wie die Ausfachung und haben eine idealisierte Breite von $1/3$ der diagonalen Länge der Ausfachung. Die von *Smith* und *Carter* [3], [4] 1966 bzw. 1969 beschriebene Vorgehensweise ist ähnlich. Die hier vorgeschlagene Methode berücksichtigt jedoch die Breite der äquivalenten Diagonalestrebe entsprechend dem Steifigkeitsverhältnis von Ausfachung zu Rahmen, welches die Kontaktlänge zwischen Ausfachung und Rahmen unter horizontaler Last bestimmt. Anpassungen dieser Methode durch empirische Beziehungen wurden u. a. von *Mainstone* [5], [6] im Jahre 1971 und 1974 veröffentlicht. Alle diese Methoden beruhen auf elastischen Ansätzen. Um auch das plastische Verhalten des Systems besser erfassen zu können, erweiterte *Wood* [7] im Jahre 1978 das Strebens-Modell unter der Annahme, das Material verhalte sich ideal-plastisch. Infolgedessen wurde ein zusätzlicher Parameter eingeführt, der das Verhältnis der Festigkeit vom Rahmen zur Ausfachung darstellte. Außerdem musste ein Korrekturfaktor, der die Festigkeit der Ausfachung herabsetzt, eingeführt werden, um die Diskrepanz zwischen Vorhersage und Versuchen zu kompensieren. Eine Erweiterung präsentierte *May* [8] 1981, dessen Methode die Prognose der Versagenslast und Versagensart von ausgefachten Rahmen mit Öffnungen erlaubt. Von *Liauw* und *Kwan* [9] wird 1983 eine weitere Methode vorgeschlagen, die auf einem plastischen Ansatz beruht, jedoch ohne den von *Wood* [7] eingeführten Korrekturfaktor auskommt, da die Schubkräfte an der Grenzfläche von Ausfachung und Rahmen außer Acht gelassen werden. *Saneinejad* und *Hobbs* [10] präsentieren 1995 eine Methode, welche diese Schubkräfte berücksichtigt. Die Notwendigkeit in den zuvor genannten Modellen, die Festigkeit der Ausfachung herabzusetzen, sehen die Autoren in

der Verwendung von ideal-plastischen Materialgesetzen. Die damit einhergehenden Unverträglichkeiten im Verformungsverhalten von Mauerwerksausfachung und Rahmen unter Maximallast führen so nicht zur Abbildung eines realitätsnahen Versagensmechanismus. Dem folgend basiert das entwickelte nichtlineare Materialgesetz für eine diagonal verlaufende Druckstrebe auf der Identifizierung von Versagensbedingungen der wesentlichen Versagensfälle (Schub- und Druckversagen). Von *Mandan* et al. [11] wird diese Methode aufgegriffen und zu einem Modell weiterentwickelt, welches die Hysterese unter zyklischer Einwirkung prinzipiell nachbilden kann. Das 1999 von *Tomažević* [12] vorgeschlagene Modell zielt auf die Ermittlung von Versagenslasten, welche zu einer Versagensart in einem möglichen Versagensmechanismus führen. Das Besondere dieser Methode ist, dass die schädigende Wirkung einer sich plastisch verformenden Ausfachung auf den umschließenden Rahmen erfasst werden kann. Dazu wird die Ersatzstrebe nicht in der Rahmenecke angeschlossen, sondern pauschal in $2/3$ der Höhe der Stütze. Infolgedessen erfährt die Stütze eine konzentrierte Belastung, welche ihre Rotationsfähigkeit einschränkt und so das spröde Schubversagen begünstigt.

Diese Zusammenstellung bildet nur einen kleinen Auszug aus den Forschungen zum vermeintlich unscheinbaren Ingenieurmodell. Deutlich wird jedoch, dass versucht wurde, verschiedenste Effekte, die in der Interaktion von Mauerwerksausfachung und umschließenden Rahmen zu beobachten sind, über die Definition der Eigenschaften der Ersatzstrebe auf diese zu applizieren. Bleibt die Frage: Kann ein Modell solchen Typs im Hinblick auf die Anwendbarkeit dies überhaupt leisten?

3 Ein Fallbeispiel

3.1 Modellbeschreibung

Das näher betrachtete Modell wurde im Rahmen des sogenannten Euroquake Project entwickelt und ist in den begleitenden Veröffentlichungen z. B. von *Fajfar* et al. [13] näher beschrieben. Selbsterklärtes Hauptziel des Projekts war es, eine einfache, aber auch verlässliche Methode zur nichtlinearen Analyse von Stahlbeton-Rahmen-Systemen mit Mauerwerks-Ausfachungen zu entwickeln. Das Modell, welches die Ausfachung repräsentiert, enthält einige Elemente aus den im vorangegangenen Abschnitt benannten Veröffentlichungen und stellt somit eine Weiterentwicklung dar. Beschrieben werden zwei Möglichkeiten, einer diagonalen Druckstrebe entsprechende Kraft-Verformungs-Beziehungen zuzuweisen: die hier betrachtete trilineare Variante (Bild 3) und eine sogenannte multilinearare Variante, welche die Kraft-Verformungs-Beziehung durch fünf Geraden beschreibt. Basis dieser Formulierungen bilden die Ergebnisse aus zahlreichen Laborversuchen.

Die notwendigen Parameter zur Beschreibung des in den Bildern 3 und 4 illustrierten Modells bedeuten:

t_p, h_p, l_p	Abmessungen der Ausfachung
h, l, r	Abmessungen des statischen Systems
φ_d	Winkel der Druckstrebe im statischen System
w_{ef}	Höhe der ideellen Druckstrebe im Mauerwerk
I_f	Flächenmoment 2. Grades der angrenzenden Stütze in Rahmenrichtung

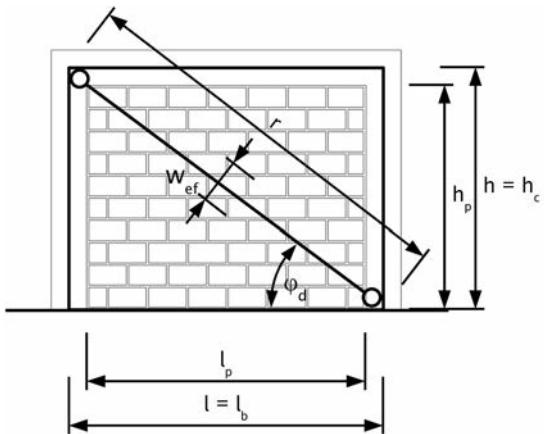


Bild 3. Geometrie des Ersatzstrebmodells [13]
Fig. 3. Geometry of the brace model [13]

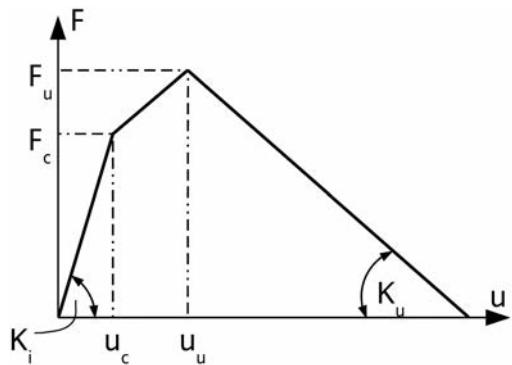


Bild 4. Trilineare Kraft-Verformungs-Beziehung des Ersatzstrebmodells [13]
Fig. 4. Trilinear force-deformation relationship of the brace model [13]

F_c , F_u	Druckkraft der Ersatzstreb zu Riss- bzw. Bruchbeginn
u_c , u_u	Verkürzung der Ersatzstreb zu Riss- bzw. Bruchbeginn
E_p	E-Modul der Ausfachung, ermittelt in vertikaler Richtung
f_{tp}	Zugfestigkeit der Ausfachung
K_i , K_u	Anfangssteifigkeit bzw. Steifigkeit bei Entfestigung der Ersatzstreb

Die der Druckstreb zugewiesenen Eigenschaften berechnen sich nach Fajfar et al. [13] wie folgt:

- Höhe der idealisierten Druckstreb

$$w_{ef} = 0,175 \cdot (\lambda_h \cdot h)^{-0,4} \cdot r \quad (1)$$

$$\text{mit } \lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E_p \cdot t_p \cdot \sin(2\phi_d)}{4 \cdot E_f \cdot I_f \cdot h_p}}; \quad \phi_d = \arctan\left(\frac{h}{l}\right)$$

- Anfangssteifigkeit der Druckstreb

$$K_i = \frac{E_p \cdot w_{ef} \cdot t_p}{r} \quad (2)$$

- Bruchfestigkeit der Druckstreb

$$F_u = 0,818 \cdot \frac{l_p \cdot t_p \cdot f_{tp}}{C_1} \cdot \left(1 + \sqrt{C_1^2 + 1}\right) \cdot \frac{1}{\cos\phi_d} \quad (3)$$

$$\text{mit } C_1 = 1,925 \cdot \frac{l_p}{h_p}$$

$$u_u = \frac{u_{u,\text{horiz.}}}{\cos\phi_d} \quad (4)$$

$$\text{mit } u_{u,\text{horiz.}} \approx 0,005 \cdot h \text{ bis } 0,006 \cdot h$$

- Rissfestigkeit der Druckstreb

$$F_c \approx 0,45 \cdot F_u \text{ bis } 0,55 \cdot F_u \quad (5)$$

$$u_c = \frac{F_c}{K_i} \quad (6)$$

- Entfestigungssteifigkeit der Druckstreb

$$K_u \approx 0,05 \cdot (-K_i) \text{ bis } 0,10 \cdot (-K_i) \quad (7)$$

3.2 Modelleingangsparameter

Ein Blick auf die Gln. (1) bis (7) zur Ermittlung der Strebe-eigenschaften zeigt, dass tatsächlich nur die Anfangssteifigkeit K_i und die Bruchfestigkeit F_u der Strebe anhand von Geometrie- und Materialparametern berechnet werden. Die übrigen Werte zur Beschreibung der Strebeneigenschaften (F_c , u_c , u_u , K_u) sind auf Basis der gewonnenen Erfahrung – durch die im Rahmen der Modellentwicklung durchgeführten Versuche – pauschal festgelegt [13]. Tabelle 1 zeigt die zur Berechnung der Anfangssteifigkeit K_i und der Bruchfestigkeit F_u erforderlichen Parameter, einschließlich der für die praktische Anwendung des Modells als typisch, minimal und maximal angesehenen Werte.

Ziel ist es, die Sensitivität der Modellantwort hinsichtlich ihrer Eingangsgrößen auf einfache Weise abzuschätzen und anschließend zu diskutieren. Zu diesem Zweck werden die Eingangsparameter einzeln oder in Gruppen wechselseitig zwischen Minimal- und Maximalwert variiert bzw. am Basiswert konstant gehalten. Die Zusammenstellung der Parametergruppen (Sets) ist in Tabelle 2 aufgelistet.

Die Ergebnisse sind in den Bildern 5 und 6 dargestellt. Wie anhand der Gln. (2) und (3) zu erkennen ist, haben die Zugfestigkeit der Ausfachung f_{tp} keinen Einfluss auf die Anfangssteifigkeit K_i und der E-Modul der Ausfachung E_p und des Rahmens E_f keinen Einfluss auf die Bruchfestigkeit F_u der Strebe. Gegensätzlich verhält es sich

Tabelle 1. In Anlehnung an in der Baupraxis gewählte Werte für die Eingangsparameter des Modells der Ersatzstreb
Table 1. Chosen values for models input parameters referring to building practice

Parameter	Einheit	Basiswert	Minimalwert	Maximalwert
I_f	cm^4	213333 ($40 \times 40 \text{ cm}$)	13333 ($20 \times 20 \text{ cm}$)	1822500 ($90 \times 30 \text{ cm}$)
E_f	kN/cm^2	3000	2000	3500
l_p	cm	350	300	500
h_p	cm	270	230	320
t_p	cm	15	10	20
E_p	kN/cm^2	800	600	1200
F_{tp}	kN/cm^2	0,030	0,025	0,050

Tabelle 2. Parametergruppen zur Ermittlung des globalen Einflusses der Eingangsparameter des Modells
Table 2. Parameter sets to determine the global effect of the input parameters

Bezeichnung der Parametergruppe	variiert	konstant
Biegesteifigkeit des Rahmens	I_f	$E_f, l_p, h_p, t_p, E_p, f_{tp}$
E-Modul des Rahmens	E_f	$I_f, l_p, h_p, t_p, E_p, f_{tp}$
Geometrie der Ausfachung	l_p, h_p, t_p	E_f, I_f, E_p, f_{tp}
E-Modul der Ausfachung	E_p	$E_f, I_f, l_p, h_p, t_p, f_{tp}$
Zugfestigkeit der Ausfachung	f_{tp}	$E_f, I_f, l_p, h_p, t_p, E_p$

mit dem Einfluss des E-Moduls der Ausfachung E_p auf die Anfangssteifigkeit K_i und der Zugfestigkeit der Ausfachung f_{tp} auf die Bruchfestigkeit F_u der Strebe. Beide Parameter haben das Potential, innerhalb der als minimal und maximal angesehenen Werte, jeweils Steifigkeit oder Bruchfestigkeit der Strebe im gleichen Umfang zu beeinflussen, wie es durch die Abmessung der Ausfachung möglich ist. Der Wert dieser Aussage hängt auch von der Wahl des Wertebereichs der einzelnen Eingangsparameter ab. Deshalb ist die Sensitivität des Modells hinsichtlich der Eingangsparameter in der Nähe der Basiswerte beispielhaft ermittelt worden und in Tabelle 3 dargestellt. Hier bestätigt sich, dass die Modellantwort (K_i, F_u) sehr sensiv auf Veränderungen der Materialkenngrößen (E_p, f_{tp}) reagiert.

Für das Problemverständnis scheint diese Art der Sensitivitätsermittlung ausreichend zu sein, weiterführende Informationen bezüglich verschiedener Methoden finden sich im Beitrag „Bewertungsmethoden für Modelle des konstruktiven Ingenieurbaus“ in diesem Heft [14]. Trotz der sehr einfachen Vorgehensweise lässt sich erkennen, dass Geometrie- und Materialparameter gleichermaßen das Ergebnis beeinflussen können, jedoch ist die Ermittlung konkreter Materialkennwerte üblicherweise mit einer ungleich größeren Unsicherheit verbunden. Beispielsweise berichten Fajfar et al. [13], dass f_{tp} typischerweise einen Wert zwischen 4 und 8 % der Druckfestigkeit f_c des entsprechenden Mauerwerks besitzt. Diese hohe Bandbreite erklärt sich u. a. aus der starken Abhängigkeit dieses Werts von der Ausführungsqualität der Ausfachung.

Tabelle 3. Sensitivität des Modells in der Nähe der Basiswerte für ausgewählte Parametergruppen
Table 3. Sensitivity of the Model at the base values of the parameters for given parameter sets

Szenario	Änderung Eingangsparameter	Änderung im Ergebnis	Sensitivität
Stütze: $40 \times 40 \text{ cm} \Rightarrow 45 \times 45 \text{ cm}$ (QS-Abmessung:)	$\Delta I_f = +60,2 \%$	$\Delta K_i = +4,5 \%$ $\Delta F_u = \pm 0 \%$	$\Delta K_i / \Delta I_f = 0,07$ $\Delta F_u / \Delta I_f = 0$
E-Modul Beton des Rahmens: $3000 \text{ kN/cm}^2 \Rightarrow 3300 \text{ kN/cm}^2$	$\Delta E_f = +10 \%$	$\Delta K_i = +1,0 \%$ $\Delta F_u = \pm 0 \%$	$\Delta K_i / \Delta E_f = 0,10$ $\Delta F_u / \Delta E_f = 0$
Abmessung der Ausfachung: $l_p = 350 \text{ cm} \Rightarrow 370 \text{ cm}$ $h_p = 270 \text{ cm}, t_p = 15 \text{ cm}$ (konst.)	$\Delta l_p = +5,7 \%$	$\Delta K_i = +0,2 \%$ $\Delta F_u = +1,8 \%$	$\Delta K_i / \Delta l_p = 0,03$ $\Delta F_u / \Delta l_p = 0,32$
E-Modul der Ausfachung: $800 \text{ kN/cm}^2 \Rightarrow 900 \text{ kN/cm}^2$	$\Delta E_p = +12,5 \%$	$\Delta K_i = +11,2 \%$ $\Delta F_u = \pm 0 \%$	$\Delta K_i / \Delta E_p = 0,89$ $\Delta F_u / \Delta E_p = 0$
Zugfestigkeit der Ausfachung: $0,030 \text{ kN/cm}^2 \Rightarrow 0,035 \text{ kN/cm}^2$	$\Delta f_{tp} = +16,7 \%$	$\Delta K_i = \pm 0 \%$ $\Delta F_u = +16,7 \%$	$\Delta K_i / \Delta f_{tp} = 0$ $\Delta F_u / \Delta f_{tp} = 1,00$

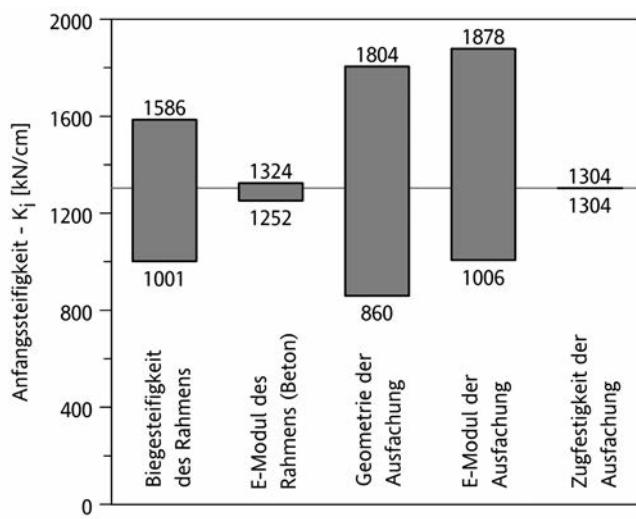


Bild 5. Einfluss der Eingangsparameter des Modells auf die Anfangssteifigkeit der Ersatzstrebe entsprechend des gewählten Wertebereiches

Fig. 5. Effect of the input parameters on the initial stiffness of the brace taking values in the chosen range

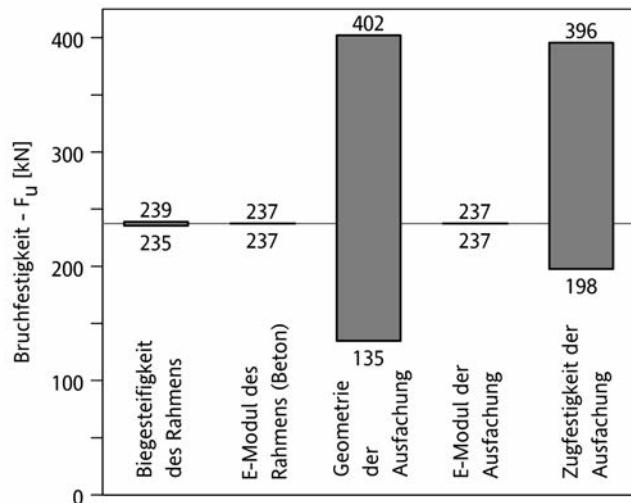


Bild 6. Einfluss der Eingangsparameter des Modells auf die Bruchfestigkeit der Ersatzstrebe entsprechend des gewählten Wertebereiches

Fig. 6. Effect of the input parameters on the ultimate strength of the brace taking values in the chosen range

Die Druckfestigkeit selbst kann beispielsweise mittels des sogenannten Standard-Druckversuchs an den Mauerwerkswänden ermittelt werden. Jedoch ist es auch möglich, die Mauerwerkszugfestigkeit f_{tp} direkt auf Basis der Ergebnisse eines zyklischen Schertests zu berechnen, so *Fajfar et al.* [13]. Dies zeigt den Aufwand, der zu betreiben ist, um die entsprechenden Materialkennwerte zu ermitteln.

3.3 Fazit

Die realitätsnahe Beschreibung des mechanischen Verhaltens von Mauerwerk als Ausfachung im Zusammenwirken mit einem Rahmen ist äußerst komplex. Für die gezielte Abbildung und Untersuchung einzelner Effekte sind sogenannte Ingenieurmodelle prinzipiell geeignet. Allerdings ist aufgrund der zahlreichen Einflussgrößen meist nicht die Abbildungsfähigkeit des Modells das Problem, sondern vielmehr die der Bestimmung von konkreten Werten für die Eingangsparameter anhaftende Unsicherheit. Im hier betrachteten Modell betrifft dies im besonderen Maße den E-Modul und die Zugfestigkeit der Ausfachung. Beide Werte sind nicht nur abhängig von den Materialkennwerten der Einzelkomponenten (Stein und Fuge), sondern auch von deren Geometrie und Konfiguration, also Art des Verbands und der Ausführung. So gesehen ist das Modell von der Form her einfach, jedoch durch diese Parameter mit erheblichen Unwägbarkeiten belastet. Aus Anwendersicht kommt erschwerend hinzu, dass dieses Modell keine Möglichkeit bietet, die in der Realität häufig vorkommenden Öffnungen in den Ausfachungen zu berücksichtigen. Weiterhin ist es auch nicht möglich, die potentiell wechselseitige Schädigung zwischen Ausfachung und Rahmen direkt zu erfassen. Letztlich müsste eine Vielzahl verschiedener Modelle – je nach Situation im Bauwerk – eingesetzt werden, um diesen Anspruch an eine realitätsnahe Abbildung konsequent bei der Gebäudemodellierung fortzuführen. Um zu der eingangs gestellten Frage zurückzukehren, man kann leicht zu dem Schluss gelangen, dass die Entwicklung dieses Ingenieurmodells etwas hochgegriffen ist. Eine schier unüberschaubare Vielfalt von Modellen suggeriert, dass eine Abbildungsgenauigkeit möglich ist, die mit Blick auf die Parameterunsicherheit im Alltag eines praktisch tätigen Ingenieurs sinnvollerweise gar nicht erreicht werden kann. Damit ist die praktische Bedeutung im Hinblick auf Aufwand und Nutzen zumindest fragwürdig. So mit wird in diesem Beitrag exemplarisch die in [14] beschriebene Verknüpfung der Modellunsicherheit mit der Modellkomplexität diskutiert.

4 Schlussfolgerung

Ungeachtet der Frage, in welchem Maße ein Modell in der Lage ist, die physikalische Realität abzubilden, zeigt sich,

dass erhebliche Unsicherheit in der Prognose daraus erwachsen kann, wie exakt Werte für die Modelleingangsparameter festgelegt werden können und wie groß der Einfluss der jeweiligen Parameter auf das Simulationsergebnis ist. Was bedeutet, dass die Frage, welches das Modell der Wahl sein sollte, zwangsläufig zusammen mit der Frage nach der Parameterunsicherheit gestellt werden muss, dies zumindest aus Anwendersicht.

Literatur

- [1] Schwarz, J., Abramczyk, L., Lang, D. H., Maiwald, H.: Ingenieuranalyse von Erdbebenschäden: Das Bingöl (Türkei)-Erdbeben vom 1. Mai 2003. Bautechnik 81 (2004), H. 6, S. 445–460.
- [2] Holmes, M.: Steel frames with brickwork and concrete infilling. Procedures and Instructions of Civil Engineers, Part 2, 19: 473–478, 1962.
- [3] Smith, B. S.: Behavior of square infilled frames. Journal of Structural Engineering, ASCE, ST1, pp. 381–403, 1966.
- [4] Smith, B. S., Carter, C.: A method of analysis for infilled frames. Procedures and Instructions of Civil Engineers, 44, pp. 31–48, 1969.
- [5] Mainstone, R. J.: On the stiffness and strength of infilled frames. Procedures and Instructions of Civil Engineers, Supp. (iv), pp. 57–90, 1971.
- [6] Mainstone, R. J.: Supplementary note on the stiffnesses and strengths of infilled frames. Building Research Establishment, Garston, 13/74, 1974.
- [7] Wood, R. H.: Plastic composite action and collapse design of unreinforced shear wall panels in frames. Procedures and Instructions of Civil Engineers, Part 2, 65 (1978), pp. 381–411.
- [8] May, I. M.: Determination of collapse loads for unreinforced panels with and without openings. Procedures and Instructions of Civil Engineers, 71 (1981), pp. 215–233.
- [9] Liauw, T. C., Kwan, K. H.: Plastic theory of non-integral infilled frames. Procedures and Instructions of Civil Engineers, Part 2, 75 (1983), pp. 379–396.
- [10] Saneinejad, A., Hobbs, B.: Inelastic design of infilled frames. Journal of Structural Engineering, 121 (1995) (4), pp. 634–650.
- [11] Mandan, A., Reinhorn, A. M., Mander, J. B., Valles, R. E.: Modeling of masonry infill panels for structural analysis. Journal of Structural Engineering, 123 (1997) (10), pp. 1295–1302.
- [12] Tomažević, M.: Earthquake-Resistant design of masonry buildings. Series on Innovation in Structures and Constructions, Vol. 1 (1999).
- [13] Fajfar, P., Dolšek, M., Žarnić, R., Gostić, S.: Development of numerical methodologies for infilled frames – Towards European integration in seismic design and upgrading of building structures, Euroquake-project, Final report, 2001.
- [14] Lahmer, T., Knabe, T., Nikulla, S., Reuter, M.: Bewertungsmethoden für Modelle des konstruktiven Ingenieurbaus. Bautechnik Sonderdruck – DFG Graduiertenkolleg 1462 „Modellqualitäten“, 2011, S. 60–64.

Autor dieses Beitrages:

Dipl.-Ing. Mathias Leipold, Bauhaus-Universität Weimar,
Graduiertenkolleg 1462, Berkaer Straße 9, 99423 Weimar

Aspekte der Modellierung am Beispiel eines Rahmentragwerks

Am Beispiel eines Hallenrahmens wird gezeigt, wie sich die Modellierung komplexer Tragstrukturen auf die Systemantworten auswirken kann. Es werden deterministische und probabilistische Analysen durchgeführt. Anhand eines Katalogs, der Kriterien linguistischer, deterministischer und probabilistischer Forschungsgebiete enthält, erfolgt die Bewertung der Modelle über einen Modellnutzwert. Hierbei stellt sich heraus, dass die Qualität der Modelle von der definierten Zielfunktion abhängig ist. Modelle mit dem größten Modellierungsaufwand weisen nicht unbedingt die höchste Modellqualität auf. Dies lässt sich auf höhere Modellunsicherheiten und geringere Funktionalität in der Praxis zurückführen.

Aspects of modelling using the example of a structural frame.
In this article it is shown, how the modeling of complex structures affect the behaviour of the system. Deterministic and probabilistic calculations are carried out. Afterwards, a model quality assessment is done with the help of a catalogue of linguistic, deterministic and probabilistic figures of merit. In this connection, it can be concluded, that the quality of the models depends on the defined target function. Furthermore, not necessarily the most sophisticated model offers the highest quality, due to the high uncertainties of the models and the low functionality in praxis.

1 Motivation

Modelle werden im Konstruktiven Ingenieurbau angewendet, um das Verhalten von Bauwerken realitätsnah abzubilden und um anschließend eine sichere Bemessung zu ermöglichen. Wissenschaftliche Untersuchungen sowie vor allem Erfahrungen aus dem Praxisalltag bilden dabei die Basis für die Sicht auf den Zusammenhang von Realität und Modell. In den letzten Jahren sind durch den Einsatz numerischer Methoden und die schnelle Entwicklung der Computertechnik bei den Partialmodellen eine große Vielfalt, Komplexität, Verfeinerung und Leistungsfähigkeit erreicht worden [1]. Dies lässt sich an den zunehmend komplexeren numerischen Ingenieurmodellen für die Analyse von Rahmenkonstruktionen erkennen, die darauf abzielen, die Konstruktionsteile wesentlich ökonomischer und ökologischer bemessen zu können. Inwieweit sich diese zukünftige Entwicklung, beispielsweise bei der zunehmenden Verwendung von ganzheitlichen Gebäudemodellen, auf die Verbesserung der Modellqualität auswirkt, soll kritisch hinterfragt werden. Deshalb wird exemplarisch am Beispiel eines Tragsystems für eine Industriehalle dargestellt, wie Modellierung und Analyse geometrisch komplexer Trag-

strukturen realisiert werden können. Hierbei werden, in Abhängigkeit der Modellkomplexität, verschiedene Modellierungsansätze untersucht und bewertet.

2 Vorgehensweise

Das Systemverhalten einer Industriehalle kann in verschiedenen Ebenen (Ingenieurmodelle) abgebildet werden (Bild 1), von der einzelnen Rahmenscheibe (Teilsystem) bis hin zum Komplettsystem, wobei das Modell einer komplettierten Halle mit sämtlichen Tragelementen wirklichkeitsnähere Aussagen zum Verhalten verspricht. Dieser Beitrag befasst sich mit der Bewertung der ersten Systemstufe, dem Teilsystem. Eine weitere Einteilung der Modellklassen erfolgt hinsichtlich der Elementebene (mechanisches Modell), angefangen von Balkenelementen mit sechs Freiheitsgraden bis hin zu der Verwendung von Schalen- und Volumenelementen. In Anlehnung an die Elementbezeichnungen folgen im Weiteren die Notationen Balken-, Schalen- und Volumenmodell. Mit zunehmender Komplexität der einzelnen Partialmodelle steigt jedoch auch der Modellierungsaufwand, so dass nicht nur der Nutzen des verwendeten Modells, sondern auch der Aufwand des Modellierens bei der Bewertung in den Fokus gerückt werden muss. Im Folgenden werden die in Bild 1 dargestellten Modelle (grau) hinsichtlich ihrer Qualität untersucht und bewertet.

2.1 Modellierungsaspekte

Das zu untersuchende Hallensystem basiert auf der Grundlage von Daten eines praktisch realisierten Bauwerks. Hierbei handelt es sich um einen Zweigelenkrahmen, bestehend aus geschweißten konischen Querschnitten der Stahlsorte S235. Form und Abmessungen der Halle sind in Bild 2 dargestellt. Der Rahmenabstand beträgt jeweils 6,30 m.

Im Folgenden werden vier mechanische Modelle einer Rahmenscheibe unterschiedlichen Abstraktionsgrads zur Bewertung herangezogen:

Modell I

- herkömmlich modellierter Zweigelenkrahmen aus Balkenelementen (sechs Freiheitsgrade)
- keine Berücksichtigung von Wölbeinspannungen (Biegetorsionsverhalten)
- keine Berücksichtigung von Drehsteifigkeiten im Bereich der Fußplatten

Ingenieurmodell Mechanisches Modell	a Teilsystem z. B. Rahmenscheibe	b Gesamtsystem z. B. Rahmen + Pfosten + Koppelstäbe	c Komplettsystem Bauteile einer Halle mit Tragfunktion	...	n
I Balkenelemente (6 DOF) (Stabwerksmodell – zentri. Anschlüsse, ohne Drehfedern, keine Wölbeinspannung)					
II Balkenelemente (7 DOF) (Stabwerksmodell – exzentri. Anschlüsse, Drehfedern, Wölbeinspannung)					
III Schalenelemente (Schalenmodell)					
IV Volumen- / Schalen- und Balkenelemente (Multi-Elementmodell)					
⋮					
m					

Bild 1. Modellklassen
Fig. 1. Model classes

- keine nachgiebige Lagerungen senkrecht zur Rahmen-ebene
- zentrische Koppelstabanschlüsse

Modell II

- Stabwerksmodell mit Balkenelementen (sieben Freiheitsgrade)
- Berücksichtigung eventuell konstruktiv bedingter Wölbeinspannungen im Bereich der Fußplatten und der Rahmencken
- Einsatz von Federmodellen zur Abbildung realitätsnäherer Drehsteifigkeiten im Bereich der Fußplatten sowie nachgiebiger Lagerungen des Rahmens senkrecht zur Ebene
- exzentrische Koppelstabanschlüsse

Modell III

- Schalenmodell
- Modellierung aller konstruktiven Details (Anschlüsse, Steifen, Stirnplatten etc.) des Rahmens
- Berücksichtigung der Ankerschrauben in der Fußplatte über Zugfeder (Klaffung im Stützenfußbereich)
- Simulation des sich bei entsprechend steifer Fußplatte einstellenden Druckbereichs mittels Kontaktlementen

Modell IV

- bestehend aus Modell III zuzüglich Volumenmodell von Fundament und Boden, welcher als Halbraum angesetzt wird
- Abmessungen Fundament (C20/25): 1,8 m (Breite) \times 1,8 m (Tiefe) \times 1,2 m (Höhe)
- Abmessungen Bodenhalbraum: 40 m (Breite) \times 10 m (Tiefe) \times 10 m (Höhe)

- keine Erfassung der Konstruktionsphasen, wie z. B. Aushub und Grundwasser
- Verbund zwischen Fundament und Boden wird mit einem Reibungskoeffizienten von 0,8 simuliert
- Randbedingungen bei dem Bodenmodell: oberer Rand (verschieblich), seitliche Ränder (vertikal verschieblich) und unterer Rand (unverschieblich)

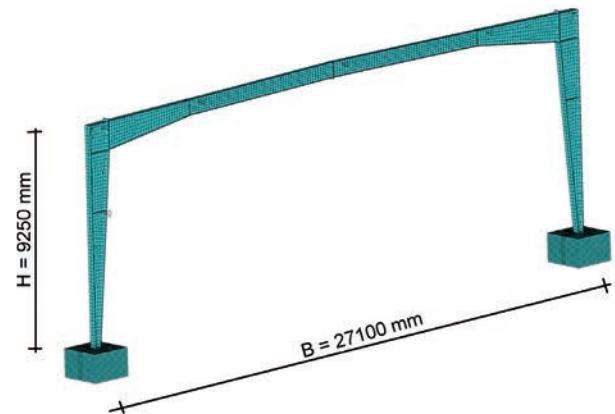


Bild 2. Rahmenscheibe
Fig. 2. Single frame

Die Randbedingungen für das Partialmodell Boden sind so gewählt, dass ein Einfluss der Modellränder auf die Setzungsergebnisse auszuschließen ist. Die ständigen Einwirkungen entsprechen den Angaben des Stand sicherheitsnachweises eines praktisch realisierten Bauwerks. Die veränderlichen Lasten, Wind und Schnee, sind der Literatur entnommen und auf den Standort Göttingen

Tabelle 1. Lastannahmen

Table 1. Loads

Standort	Schnee (F _{98%})	Wind (F _{98%})	Eigenlast (Konstruktion)	Dachlast	Installationslast
Göttingen H = 167 m	0,776 kN/m ² = 4,889 kN/m	37,14 m/s = 5,431 kN/m	2 × 0,75 kN 2 × 0,67 kN 0,55 kN	I: 2,2 kN/m (allgemein) II: 13,07 kN (Attika)	0,6 kN/m

Tabelle 2. Bodenkennwerte

Table 2. Soil characteristics

	Reibungswinkel φ [°]	Kohäsion c [kN/m ²]	Dilatanzwinkel ψ [°]	E-Modul E [kN/m ²]	Querdehnzahl v [-]
Bindiger Boden	21	40	0	16200	0,2

gen bezogen. Für die deterministische Analyse sind gemäß DIN 1055-100 [2] die entsprechenden 98%-Fraktilwerte (F_{98%}) der stochastischen Kenngrößen angesetzt (Tabelle 1).

Die Kennwerte für den Baugrund sind Tabelle 2 zu entnehmen. Hierbei handelt es sich um bindigen Boden, welcher mit dem Drucker-Prager-Stoffmodell abgebildet wird. Die Fundamente in Modell IV werden mit einem linear-elastischen Materialverhalten angenommen. Der Elastizitätsmodul E des Fundaments beträgt $3 \cdot 10^7$ kN/m².

2.2 Numerische Analysen

Der folgenden Modellbewertung liegen deterministische und probabilistische Analysen des Verformungsverhaltens zugrunde.

Deterministische Betrachtungen

Die Systemberechnungen, die mit dem FE-Programm ANSYS 12.1 erfolgten, basieren auf einer geometrisch und physikalisch nichtlinearen Analyse unter Berücksichti-

Tabelle 3. Stochastische Kennwerte

Table 3. Stochastic values

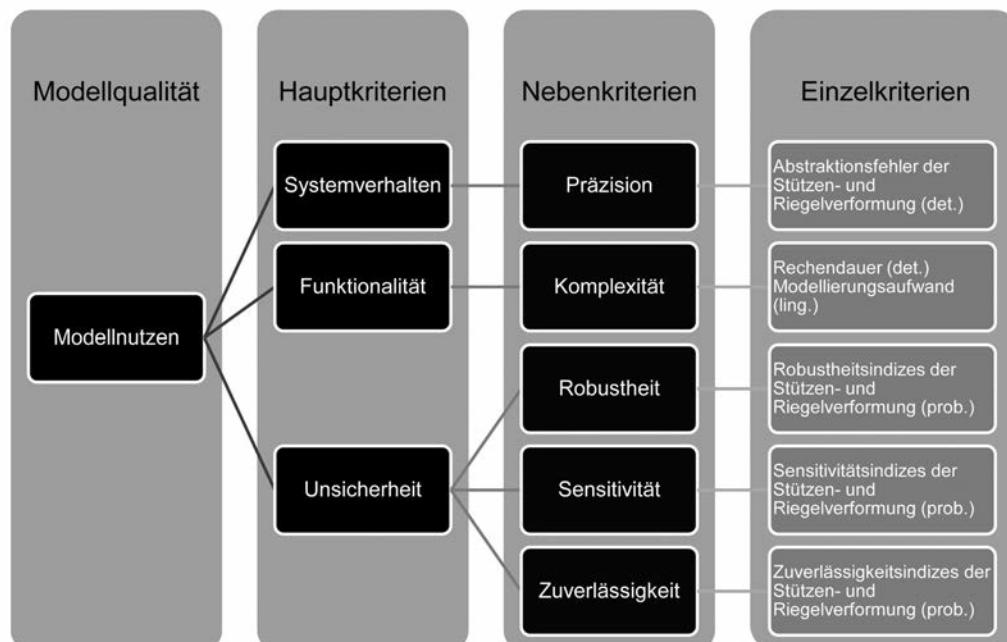
	Einheit	Verteilung	μ	VarK	Literatur
Einwirkungen					
Wind	m/s	Gumbel	26,10	0,164	[5]
Schnee	kN/m ²	Gumbel	0,419	0,33	[5]
Eigenlast	kN	GNV	0,75	0,03	[6]
Dachlast I	kN	GNV	13,07	0,03	[6]
Dachlast II	kN/m	GNV	2,2	0,03	[6]
Installationslast	kN/m	GNV	0,6	0,03	[6]
Imperfektion	mm	GNV	0	s = H/588	[5]
Modellparameter (Struktur)					
Wegfeder (Koppelstab)	kN/m	TGNV	2600 Grenzwert: 0 / 6500	0,5	Annahme
Drehfeder (Koppelstab)	kNm/rad	TGNV	46,8 Grenzwert: ≤0 / 93,6	0,5	Annahme
Drehfeder (Stützenfuß)	kNm/rad	TGNV	6,29E+4 Grenzwert: 0/12,59E+4	0,5	Annahme
Materialparameter – Stahl (Struktur)					
E-Modul	kN/m ²	LNV	210000000	0,045	[6]
Querdehnzahl	–	LNV	0,3	0,03	[7]
Dichte	kN/m ³	LNV	77	0,01	[6]
Fließgrenze	kN/m ²	LNV	277000	0,09	[5]
Materialparameter-Beton (Fundament)					
E-Modul	kN/m ²	LNV	30000000	0,1	[8]
Materialparameter – Boden					
φ	°	LNV	21	0,286	[9]
c	kN/m ²	LNV	40	0,5	[9]
E-Modul	kN/m ²	LNV	16200	0,3	[9]

gung von Imperfektionen (GPNIA). Imperfektionen werden, entsprechend der signifikanten Eigenform, mit einer Amplitude von 30,8 mm (H/300) angesetzt [3]. Die aus unterschiedlichen Abstraktionen resultierenden Ergebnisse der deterministischen Analysen werden miteinander verglichen. Hierfür werden zur Bewertung des Verformungsverhaltens die maximalen vertikalen und horizontalen Rahmenverschiebungen (u_x bzw. u_y) herangezogen. Ebenso wird auf die mittlere Setzung des rechten Fundaments (u_m) eingegangen.

Probabilistische Betrachtungen

Da deterministische Analysen keine Unsicherheiten berücksichtigen, z. B. die der unscharfen Eingangsparameter, die in Wirklichkeit vorhanden sind, werden zusätzliche stochastische Untersuchungen durchgeführt. Für die probabilistischen Analysen wird das Programm MATLAB verwendet. Eingangsgrößen werden nach Tabelle 3 angesetzt. Nicht aufgeführte Parameter werden deterministisch betrachtet. Die streuenden Werte der Eingangsparameter sind der Literatur entnommen und über die Verteilungstypen (Gumbel Gumbelverteilung, GNV Gauß-Normalverteilung, TGNV gestutzte Gauß-Normalverteilung und LNV Log-Normalverteilung), den Mittelwert μ und den Variationskoeffizienten VarK definiert. Die verwendeten Federkennwerte können nicht exakt mittels allgemeingültiger Federmodelle bestimmt werden. Daher wird ein VarK von 0,5 angenommen.

Auf der Basis der stochastischen Berechnung wird eine Sensitivitätsstudie durchgeführt. Die totalen Sensitivitätsindizes der Eingangsparameter in Bezug auf die Modellantwort werden mit einem varianzbasierten Verfahren nach [10] ermittelt. Allerdings ist diese Methode aufgrund der notwendigen hohen Anzahl von Simulationen sowie der damit verbundenen Rechendauer nicht praktikabel. Deshalb werden zuerst mittels einer Regressionsanalyse Antwortflächen erzeugt [11]. Anschließend werden mit nur geringem zusätzlichen Zeitaufwand die für das varianzbasierte Verfahren erforderlichen Stichproben mit der Antwortfläche berechnet.



3 Modellbewertung

Mit der Bewertung soll über eine skalare Größe der quantitative Unterschied zwischen den verschiedenen Modellklassen (Bild 1) aufgezeigt werden. Hierfür ist es notwendig, relevante Eigenschaften als Indikatoren heranzuziehen. Die Komplexität von Ingenieurbauwerken erfordert die Verwendung eines ganzheitlichen Bewertungsverfahrens, wodurch die Qualitätsbewertung von Analysemodellen ermöglicht wird [4]. Ganzheitlich bedeutet, dass alle in Frage kommenden Teilprobleme in den Anforderungen erfasst sind und von allen zu untersuchenden Varianten Informationen über diese in gleicher Darstellungsreife vorliegen, um eine Aussage über die Qualität der Kriterien treffen zu können. Die Bewertung erfolgt in einem ersten Schritt anhand ausgewählter Kriterien. Das Verformungsverhalten für die folgende Modellbewertung stellt die Zielfunktion dar. Die Modelle werden im Anschluss anhand des Modellnutzwerts verglichen und bewertet.

3.1 Normierungsstrategie

Für eine Bewertung mit unterschiedlichen Einzelkriterien müssen die Ergebnisgrößen der jeweiligen Modelle normiert werden. Hierzu existieren bereits verschiedene Ansätze, z. B. [12].

Für die Normierung der Einzelkriterien wird ein Intervall von $[0 \dots 1]$ angewendet, wobei das beste Ergebnis einen normierten Wert X_{norm} von „1“ erhält. Für Kriterien, bei denen der größte Wert das beste Ergebnis darstellt, erfolgt die Normierung über

$$X_{\text{norm},m} = \frac{x_m}{x_{\text{max}}}, \quad (1)$$

wobei Index m die unterschiedlichen Modelle, x_m den Wert des jeweiligen Modells und x_{max} den maximalen Wert der untersuchten Modelle für ein Kriterium beschreiben.

Bild 3. Kriterienkatalog
Fig. 3. Catalogue of figure of merit

Für den Fall, dass das Kriterium mit dem kleinsten Wert das beste Ergebnis darstellt, erfolgt die Normierung nach folgender Gleichung

$$X_{\text{norm},m} = \frac{x_{\text{min}}}{x_m}, \quad (2)$$

wobei x_{min} den kleinsten Wert der untersuchten Modelle für ein Kriterium beschreibt.

3.2 Bewertungskriterien

Die zur Modellbewertung herangezogenen Kriterien sind hinsichtlich ihres Nutzens in die Hauptkriterien Systemverhalten, Funktionalität und Unsicherheit eingeteilt (Bild 3).

Die Auswertung erfolgt bezüglich der definierten Zielfunktion Verformungsverhalten. Die zugehörigen Zielgrößen sind die horizontalen und vertikalen Rahmendeformationen (u_x bzw. u_y). Im Folgenden werden die zur Evaluation herangezogenen Hauptkriterien mit deren Nebenkriterien vorgestellt. Weitere Definitionen sind dem einleitenden Artikel Bautechnik Sonderdruck 2011 [13] zu entnehmen.

3.2.1 Systemverhalten

Die Quantifizierung des Hauptkriteriums Systemverhalten SV erfolgt über eine deterministische Analyse. Hierbei steht die Präzision im Vordergrund, d. h. inwieweit das reale Systemverhalten wiedergegeben werden kann. Da keine Messungen zur Verfügung stehen, wird zur Bewertung ein Abstraktionsfehler herangezogen. Unter der Annahme, dass das aufwendigste Modell den geringsten Fehler aufweist, wird der normierte Abstraktionsfehler wie folgt ermittelt

$$A_{\text{m,norm}} = 1 - \frac{|\Delta u_{x,y,\text{Referenz}}|}{100}, \quad (3)$$

wobei $|\Delta u_{x,y,\text{Referenz}}|$ den Betrag der prozentualen Abweichung vom Referenzmodell, hier das Modell IV, darstellt.

3.2.2 Funktionalität

In Bezug auf die Funktionalität F der Modelle wird der zeitliche Aufwand bei der Modellierung M und die Rechenzeit RZ berücksichtigt. Somit ergeben sich die unterschiedlichen normierten Einzelkriterien zu

$$M_{\text{m,norm}} = \text{Modellierungsaufwand}_m \quad (4)$$

und

$$RZ_{\text{m,norm}} = \frac{\min(\text{Rechenzeit}_m)}{\text{Rechenzeit}_m}. \quad (5)$$

Die Ermittlung des Modellierungsaufwands erfolgt linguistisch, da es sich hierbei um einen erfahrungsabhängigen Wert des Anwenders handelt (geringe Modellierungszeit = 1, hohe Modellierungszeit = 0). Die Rechenzeit wird deterministisch ermittelt.

3.2.3 Unsicherheit

Das Hauptkriterium Unsicherheit U setzt sich aus den Nebenkriterien Robustheit, Sensitivität und Zuverlässigkeit mit ihren jeweiligen normierten Indizes zusammen. Die Quantifizierung dieser Nebenkriterien erfolgt mit probabilistischen Methoden.

Robustheit

Der Robustheitsindex R wird im Folgenden durch den Variationskoeffizienten VarK der Antwortgrößenverteilung beschrieben, der für die unterschiedlichen Modelle normiert wird. Somit ergibt sich der normierte Robustheitsindex zu

$$R_{\text{m,norm}} = \frac{\min(\text{VarK}_m)}{\text{VarK}_m}. \quad (6)$$

Sensitivität

Der Sensitivitätsindex S wird analog dem Verfahren nach Beck [14] bewertet. Die Ermittlung des normierten Sensitivitätsindex erfolgt über

$$S_{\text{m,norm}} = \frac{\min(S_m)}{S_m} \quad \text{mit} \quad S_m = \frac{P_{2,5\%}}{p}, \quad (7)$$

wobei p die Anzahl der Eingangsparameter und $P_{2,5\%}$ die Anzahl der signifikanten Eingangsparameter mit $S_{\text{TI}} \geq 2,5\%$ sind (s. Tabelle 6).

Zuverlässigkeit

Der Zuverlässigkeitssindex Z wird mit Hilfe des Beiwerts ζ beschrieben. ζ lässt sich aus dem Verhältnis des 98%-Fraktilwerts der Antwortgrößenverteilung zu einem festgelegten Grenzwert u_{Limit} berechnen.

Der normentypische Grenzwert ist wie folgt festgelegt.

$$u_{x,\text{Limit}} = \frac{H}{150} \quad \text{bzw.} \quad u_{y,\text{Limit}} = \frac{B}{300}. \quad (8)$$

Der normierte Zuverlässigkeitssindex eines Modells ergibt sich damit zu

$$Z_{\text{m,norm}} = \frac{\zeta_m}{\max(\zeta_m)}. \quad (9)$$

3.3 Bewertung der Modellqualität

Mit der Bewertung soll über die skalare Größe des Modellnutzwerts (MNW) quantitativ der Unterschied zwischen den verschiedenen Modellen aufgezeigt werden. Hierzu werden die einzelnen Kriterien entsprechend ihrer Struktur (Bild 3) im MNW zusammengefasst. Nach praktischen Gesichtspunkten soll die Summe der Gewichte von einer niedrigeren Kriterienebene zur nächst höheren Ebene zunächst gleich „1“ sein. Da allerdings die an ein technisches System gestellten Anforderungen nicht alle von gleicher Bedeutung sind und in Abhängigkeit von der spezifischen Aufgabenstellung stark variieren, werden unterschiedliche Wichtungsfaktoren zur Modellbewertung eingeführt

$$MNW_m = (S_V w_{SV} + F_m w_F + U_m w_U) / (w_{SV} + w_F + w_U), \quad (10)$$

wobei w_{SV} , w_F und w_U Wichtungsfaktoren der zugehörigen Bewertungskriterien sind. Die Zielgrößen u_x und u_y erhalten die gleiche Wichtung.

4 Auswertung

Die Auswertung der Berechnungsergebnisse erfolgt zunächst für die deterministische und probabilistische Analyse separat. Hierdurch können für die Zielgrößen zusätzliche Erkenntnisse gewonnen werden. Im Anschluss wird die Evaluierung der Modelle bezüglich der definierten Zielfunktion anhand des Modellnutzwerts durchgeführt.

4.1 Deterministische Analyse

Die berechneten Größen sind in Tabelle 4 zusammengefasst.

Es ist zu erkennen, dass mit den untersuchten Modellen teilweise große Ergebnisunterschiede entstehen. Die größte Abweichung weist die horizontale Stützenverformung u_x mit ca. 93,8 % auf. Bezuglich der vertikalen Riegelverformung u_y beträgt der Unterschied nur ca. 8,3 %. Mit dem herkömmlichen Stabwerksmodell (Modell I) wird das Verformungsverhalten sehr konservativ abgebildet, wohingegen Modell II, unter Verwendung der höherwertigen Balkenelemente, das Verhalten im Vergleich zu dem hochentwickelten Modell IV zu steif abbildet.

4.2 Probabilistische Analyse

Die mittels der probabilistischen Analyse gewonnenen Variationskoeffizienten der Modellantworten werden verglichen, um eine Aussage zur Robustheit der Modelle zu erhalten. Die Ergebnisse sind für die unterschiedlichen Modellklassen in Tabelle 5 dargestellt. Das Modell mit dem größten Variationskoeffizienten ist das am wenigsten robuste Modell, d. h., aus den Unsicherheiten der Eingangsparameter resultiert die größte Unsicherheit in der Modellantwort.

Die Ergebnisse zeigen, dass die Mittelwerte der Modellantworten, analog zu den Ergebnissen der deterministischen Analyse, in ähnlichen Bereichen liegen. Modell IV hat den geringsten Variationskoeffizienten im Bezug auf beide Zielgrößen. Im Gegensatz dazu weist Modell II den größten Variationskoeffizienten auf, was u. a. auf die große Unsicherheit der Federkennwerte, insbesondere der Stützenfußdrehfeder, zurückzuführen ist.

Die Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse sind in Tabelle 6 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die Sensitivität stark

Tabelle 4. Ergebnisse aus deterministischer Berechnung
Table 4. Results of deterministic simulations

Modell	u_x [mm]	u_y [mm]	u_m [mm]
I	34,30	64,71	–
II	17,70	59,74	–
III	23,10	59,77	–
IV	25,46	62,77	4,32

von der Zielgröße abhängt. Zum Beispiel ist bei der Be- trachtung der vertikalen Durchbiegung u_y die Schneelast signifikant, wobei bei der horizontalen Verschiebung u_x die Windlast den größten Einfluss hat. Dieses Verhalten ist bei allen Modellen zu erkennen. Darüber hinaus spielen für die vertikalen Verschiebungen des Rahmens die Bodenparameter eine untergeordnete Rolle. Für die mittlere Setzung u_m des rechten Fundaments ist jedoch erwartungsgemäß der E-Modul des Bodens ausschlaggebend.

Bild 4 zeigt die mittels Regressionsanalyse erzeugten Antwortflächen für einige ausgewählte Parameter des Modells IV. Es ist zu erkennen, dass bezüglich der maximalen horizontalen Stützenverformung u_x (Bild 4, oben links) die Schneelast im Vergleich zur Windlast wenig Einfluss hat. Allerdings erhöht sich die Sensitivität der Schneelast bei einer niedrigen Windbeanspruchung des Hallentragwerks. Der Einfluss der Imperfektion und des Windes auf u_x ist in Bild 4 (oben rechts) dargestellt. Hier erfolgt die Darstellung der Imperfektion für eine normativ geregelte Bandbreite der Amplitude von H/250 bis H/500, wobei für diese kein großer Einfluss auf die Zielgröße festzustellen ist. Damit ist die Signifikanz, die den geometrischen Imperfektio- nen in vielen Veröffentlichungen zukommt, kritisch zu hinterfragen. Das trifft vor allem für die hier untersuchten Rahmenkonstruktionen mit hohem horizontalen Windlastanteil zu. Zusätzliche mit Modell IV durchgeführte deterministische Simulationen bestätigen diese Aussage. Die Berücksichtigung der Imperfektionen mit einer Amplitude von H/300 bewirkt, im Vergleich zu einer Vernachlässigung der Imperfektionen, eine Erhöhung von u_x um 1,4 %. Aufgrund dieser marginalen prozentualen Verformungssteigerung sollte, gerade in Hinblick auf die hohen Unsicherheiten bei den Lastannahmen, den Imperfektionen weniger Bedeutung eingeräumt werden.

In Bild 4 (unten links) besteht zwischen Schneelast und Windlast in Bezug auf die mittlere Setzung des rechten Fundaments ein nichtlinearer Zusammenhang. Mit zunehmender Schne- und Windlast vergrößert sich u_m . Die

Tabelle 5. Mittelwerte, Variationskoeffizienten und 98%-Fraktile der Modellantwort
Table 5. Mean values, coefficient of variation and 98% of the model response

Modell	u_x			u_y			u_m		
	μ [mm]	VarK [–]	$F_{98\%}$ [mm]	μ [mm]	VarK [–]	$F_{98\%}$ [mm]	μ [mm]	VarK [–]	$F_{98\%}$ [mm]
I	18,28	0,260	30,62	43,95	0,176	64,05	–	–	–
II	9,60	0,345	18,18	41,41	0,191	61,94	–	–	–
III	12,94	0,237	20,89	40,67	0,181	59,74	–	–	–
IV	14,20	0,220	22,26	42,78	0,177	62,36	4,27	0,265	7,19

Tabelle 6. Sensitivitätindizes S_{Ti}
Table 6. Sensitivity indices S_{Ti}

Modell	I		II		III		IV		
Parameter	u_x	u_y	u_x	u_y	u_x	u_y	u_x	u_y	u_m
E-Modul_{Stahl}	0	0	0,03	0,05	0,05	0,07	0,03	0,04	0,01
Querdehnzahl	0	0	0,01	0	0	0	0,01	0	0,01
Dichte	0	0	0	0,02	0	0	0,02	0,02	0,01
Streckgrenze	0	0	0	0	0	0	0,01	0	0,02
Wegfeder_{Koppel}	–	–	0	0	0	0	0,01	0,01	0,01
Drehfeder_{Koppel}	–	–	0,01	0,02	–	–	–	–	–
Drehfeder_{Fusspl.}	–	–	0,17	0,01	–	–	–	–	–
Wind	0,96	0	0,75	0,01	0,85	0	0,57	0,02	0,03
Schnee	0,04	1,00	0,03	0,87	0,10	0,91	0,08	0,70	0,05
Eigenlast	0	0	0	0,01	0	0	0,02	0,01	0,01
Dachlast 1	0	0	0	0	0	0	0,01	0,02	0,02
Dachlast 2	0	0	0	0,01	0	0,01	0,01	0,02	0,02
Installationslast	0	0	0,01	0,01	0	0	0,02	0	0,01
Imperfektion	0	0	0	0,01	0,01	0	0,02	0,02	0,02
Reibungswinkel	–	–	–	–	–	–	0,01	0,01	0,01
Kohäsion	–	–	–	–	–	–	0,01	0,02	0,02
E-Modul_{Boden}	–	–	–	–	–	–	0,03	0,01	0,59
E-Modul_{Beton}	–	–	–	–	–	–	0,01	0	0,02

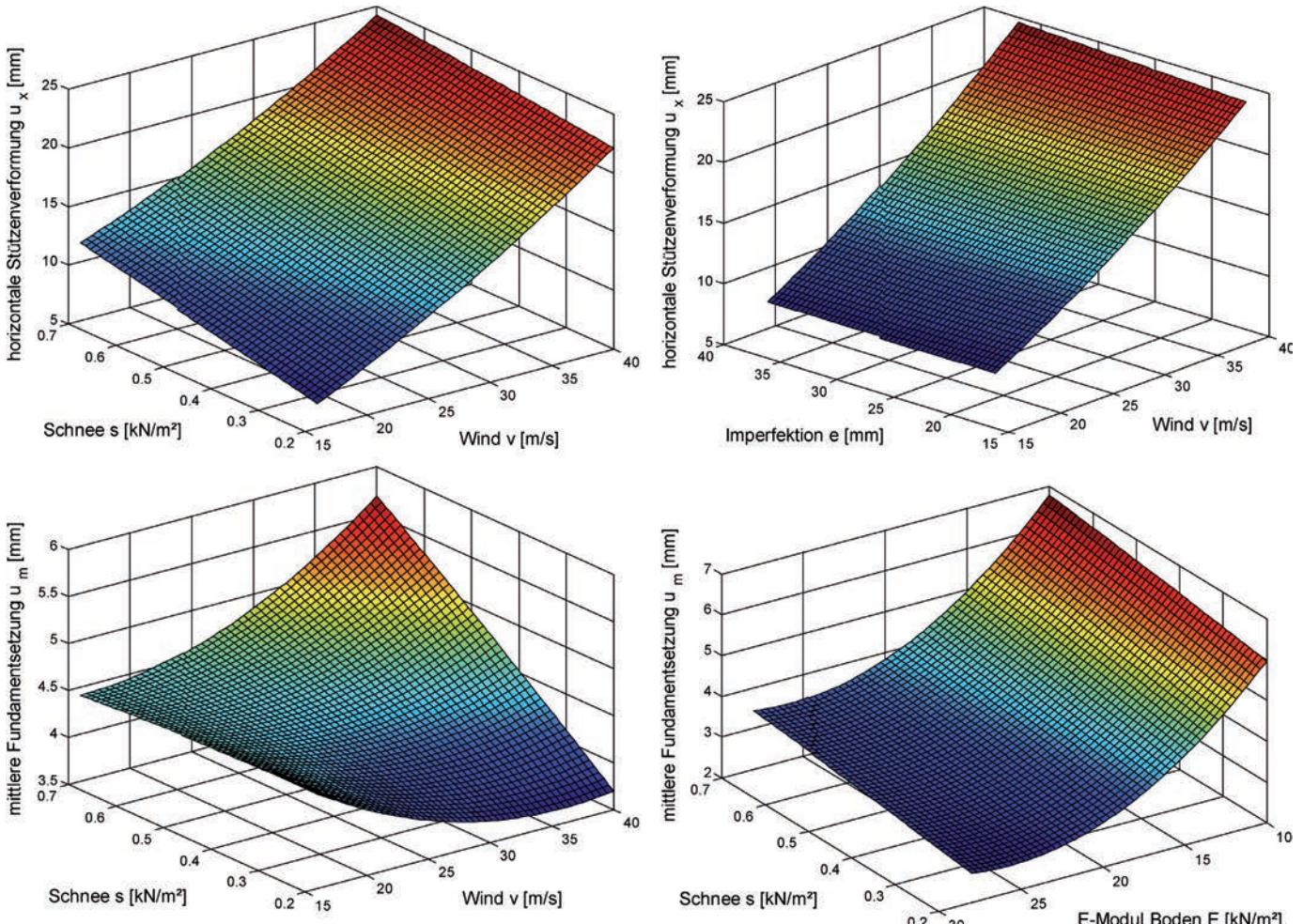


Bild 4. Antwortflächen
Fig. 4. Response surfaces

geringste Setzung ist bei abnehmender Schneelast und zunehmender Windlast zu verzeichnen. Bild 4 (unten rechts) zeigt, in Bezug auf u_m , die Interaktion des E-Moduls des Bodens und der Schneelast. Hierbei sind mit zunehmender Schneelast und abnehmendem E-Modul die größten Setzungen u_m zu erwarten. Dieses Ergebnis sollte den Tragwerksingenieur bei der Wahl seiner in einer Bandbreite angegebenen Eingangsparameter sensibilisieren, da die Bodenparameter, infolge nur lokaler Baugrundaufschlüsse, einer großen Unsicherheit unterliegen.

4.3 Modellqualität

Die berechneten normierten Werte der einzelnen Bewertungskriterien, bezogen auf die Zielgrößen, sind in Tabelle 7 gegeben. Es ist zu erkennen, dass, auf die unterschiedlichen Kriterien bezogen, dieselben Modellklassen nicht immer den besten normierten Wert liefern. Ebenso sind Unterschiede bei den beiden Zielgrößen auszumachen.

Das Modell IV mit dem größten Modellierungsaufwand weist hinsichtlich des Systemverhaltens die beste Qualität auf. Die beiden funktionalsten Modelle stellen die Stabwerksmodelle dar, so dass die Balkenelemente für den praktischen Anwender sicherlich auch weiterhin bevorzugt verwendet werden. Die Gegenüberstellung der Modelle, bezogen auf die Unsicherheit, ergibt eine ausgewogene Bewertung.

Den höchsten Modellnutzwert (MNW) weist, bei keiner zusätzlichen Wichtung (Szenario I), Modell I auf, d. h., alle Hauptkriterien gehen bei der Bewertung der Modellqualität mit gleicher Bedeutung ein.

Gerade auf Hinsicht auf die zunehmende Forderung nach Wirtschaftlichkeit in den Ingenieurbüros stellt dies eine wichtige Qualitätsaussage dar. Für den Fall, dass das Hauptkriterium Funktionalität für den Anwender eher eine untergeordnete Rolle spielt (Szenario II), erhält Modell IV, dicht gefolgt von Modell III, den höchsten MNW. Mit Szenario III wird der Unsicherheit ein Wichtungsfak-

Tabelle 7. Bewertungskriterien

Table 7. Figures of merit

Modell	I	II	III	IV
Einzelkriterien				
A				
u_x	0,65	0,70	0,91	1,00
u_y	0,97	0,95	0,95	1,00
$\emptyset(u_x, u_y)$	0,81	0,82	0,93	1,00
M				
	1,00	0,80	0,40	0,25
RZ				
	1,00	0,98	0,12	0
R				
u_x	0,84	0,63	0,92	1,00
u_y	1,00	0,92	0,98	1,00
$\emptyset(u_x, u_y)$	0,92	0,78	0,95	1,00
S				
u_x	1,00	0,64	0,73	0,73
u_y	1,00	0,64	0,55	0,73
$\emptyset(u_x, u_y)$	1,00	0,64	0,64	0,73
Z				
u_x	0,59	1,00	0,87	0,82
u_y	0,93	0,96	1,00	0,96
$\emptyset(u_x, u_y)$	0,76	0,98	0,94	0,89

tor w_U von 3 zugewiesen, d. h. gleiche Wichtung der Nebenkriterien. Diese Wichtung sollte beispielsweise bei Gebäuden mit hohem Risikopotential zur Bewertung der Modellqualität herangezogen werden. Hierbei bekommt Modell I den höchsten MNW, bezogen auf die gewählte Zielfunktion. Die Hauptkriterien und der MNW, analog zu Abschn. 3.3, sind in Bild 5 grafisch dargestellt.

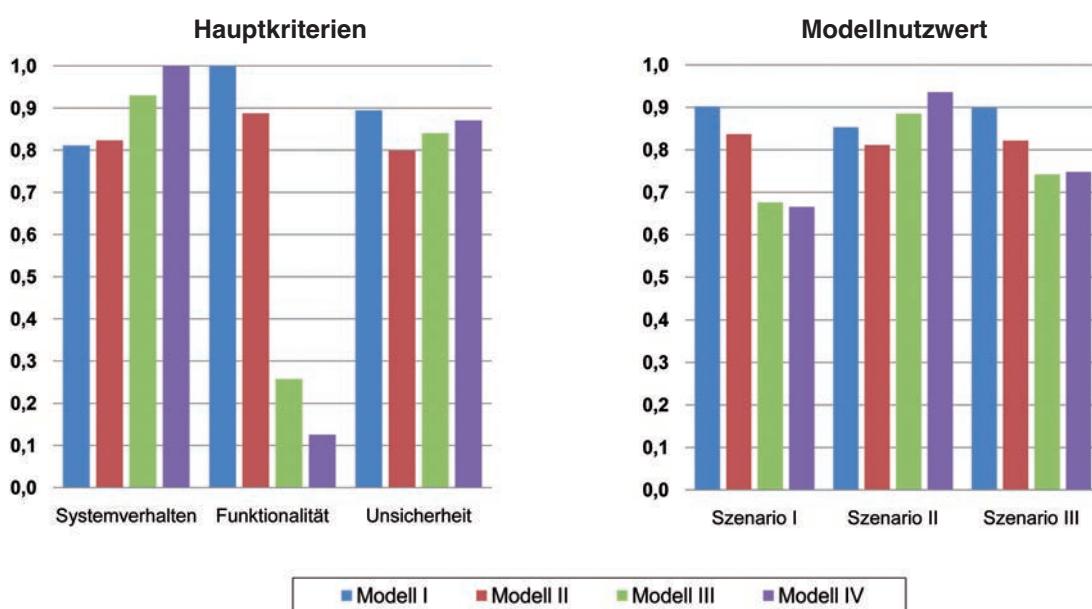


Bild 5. Bewertungskriterien und Modellnutzwert (normiert)

Fig. 5. Criterias of model quality assessment and model benefit value (normalized)

5 Fazit und Ausblick

Am Beispiel eines Hallenrahmens wurde gezeigt, inwiefern sich die Modellierung unterschiedlich komplexer Tragstrukturen auf die Tragwerksantworten auswirkt. Dies wurde mit deterministischen Berechnungen sowie probabilistischen Analysen, die die Unsicherheiten der Modelleingangsparameter berücksichtigen, untersucht. Mit dem verwendeten Bewertungsverfahren konnte über die skalare Größe des Modellnutzwerts quantitativ der Unterschied zwischen den verschiedenen Modellen aufgezeigt werden. Zusätzlich sind Aussagen bezüglich der definierten Zielgrößen für die untergeordneten Kriterien möglich, so dass dieses Verfahren eine Methodik zur Qualitätsbewertung von Modellen darstellt. Mit der vorgestellten Bewertungsmethode konnte aufgezeigt werden, dass Modelle mit dem größten Modellierungsaufwand nicht unbedingt die höchste Modellqualität aufweisen.

In Bezug auf die Wahl des Modellierungsniveaus konnte teilweise ein deutlicher Einfluss auf die Simulationsergebnisse festgestellt werden. Die Prognoseunsicherheit ist bei allen Modellen mit Variationskoeffizienten von bis zu 0,345 hoch. Somit sollten für eine Steigerung der Modellqualität neben der Reduzierung von Modellierungs- und Rechenzeiten auch die Verringerung der Unsicherheiten bei den Angaben von Eingangsparametern (z. B. Bodenerkundungsmaßnahmen, Windmessungen) in den Fokus gerückt werden. Der große Einfluss der geometrischen Imperfektionen auf die Tragwerksantwort konnte anhand des in diesem Beitrag untersuchten Rahmentragwerks nicht bestätigt werden. Daher wird der hohe Forschungsaufwand hinsichtlich der Identifizierung von Imperfektionsamplituden kritisch betrachtet. Es wurde auch gezeigt, dass die großen Unsicherheiten bei Wind- und Schneelasten den größten Anteil an den Unsicherheiten der Tragwerksantworten haben. Daher besteht bei veränderlichen Lasten erhöhter Forschungsbedarf, mit dem Ziel, die Parameterunsicherheit zu verringern und folglich eine Steigerung der Zuverlässigkeit herbeizuführen.

Infolge des Einsatzes von Balkenelementen, in Kombination mit diversen Federelementen, wird das Verformungsverhalten des Rahmens insgesamt zu steif abgebildet. Hinzu kommt die große Unsicherheit bei der Ermittlung der Federkonstanten. Ebenfalls wurde gezeigt, dass sich mit dem Schalenmodell, das die Kopplung zwischen Fundament und Boden berücksichtigt, größere Verformungen im Vergleich zu Modell II und Modell III einstellen. Somit liegen diese Modelle auf der unsicheren Seite. Im Allgemeinen sollte sich der Praktiker dafür sensibilisieren, dass bei Verwendung von Ingenieurmodellen die Wahl der tatsächlichen Randbedingungen einen großen Einfluss auf die Systemantwort hat. Gerade im Hinblick auf die Entwicklung der immer komplexer werdenden Ingenieurmodelle und die damit verbundenen zahlreichen Möglichkeiten bei der Definition von Modellrandbedingungen steigt die Fehleranfälligkeit bei der Modellerstellung, vor allem bei unerfahrenen Anwendern, rapide an. Für einfache baustatische Nachweise stellt das herkömmliche Stabwerksmodell dennoch eine gute Alternative zu den aufwendigen und kostspieligen höherwertigen Modellen dar. Wenn die Interaktionen des Rahmens mit der

Gründung und dem Baugrund einen Einfluss auf die Tragwerksantwort haben, wie es beispielsweise bei weichen Böden der Fall ist, sollten diese aufwendigeren Modelle erstellt werden.

In einem nächsten Schritt sollten für die vorgenommene ganzheitliche Bewertung weitere Bewertungskriterien hinzugezogen werden. Vor allem sind in Bezug auf die Zielfunktion weitere Größen zu untersuchen, wie z. B. die Tragfähigkeit der Struktur und des Baugrunds.

Literatur

- [1] *Duddeck, H.:* Entwicklung der Berechnungsmodelle des Bauingenieurs: Woher? Wohin? Bautechnik 70 (1993), H. 11, S. 640–649.
- [2] DIN 1055-100 (03/2001): Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln. Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [3] *Greiner, R.:* Stabilitätsnachweis von Stabwerken nach dem Eurocode – Neue Möglichkeiten. Stahlbau Seminar, Biberach, 2005.
- [4] *Reuter, M.:* Evaluation of Analysis Methods for the Design of Frame Structure. 18th Int. Conf. on the Application of Computer Science and Mathematics in Architecture and Civil Engineering. Weimar, 2009.
- [5] *Lieberwirth, P.:* Beitrag zur Anwendung zuverlässigkeitstheoretischer Berechnungsverfahren auf stahlbautypische Problemstellungen. Technische Universität Dresden, 2005.
- [6] *Spaethe, G.:* Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen, 2., neubearb. Aufl. Wien: Springer Verlag 1992.
- [7] JCSS: Probabilistic Model Code – 12th draft, Part 1 – Basis of Design/Part 2 – Load Models/Part III – Material Properties, Joint Committee on Structural Safety, 2001.
- [8] *Vismann, U.:* Zuverlässigkeitstheoretische Verifikation von Bemessungskriterien im Stahlbetonbau. Technische Universität München, 1995.
- [9] *Moermann, Ch.:* Trag- und Verformungsverhalten tiefer Baugruben in bindigen Böden unter besonderer Berücksichtigung der Baugrund-Tragwerk- und der Baugrund-Grundwasser-Interaktion. Technische Universität Darmstadt, 2002.
- [10] *Saltelli, A., Ratto, M., Andres, T., Campolongo, F., Cariboni, J., Gatelli, D., Saisana, M., Tarantola, S.:* Global Sensitivity Analysis. The Primer, John Wiley & Sons, Ltd, 2008.
- [11] *Montgomery, D. C., Runger, G. C.:* Applied Statistics and Probability for Engineers, Third edition, John Wiley & Sons, Inc., 2003.
- [12] *Dyer, J.:* Remarks on the Analytic Hierarchy Process. Management Science, Vol. 36, No. 3, S. 274–275, 1990.
- [13] *Lahmer, T., Knabe, T., Nikulla, S., Reuter, M.:* Bewertungsmethoden für Modelle des konstruktiven Ingenieurbaus. Bautechnik Sonderdruck - DFG Graduiertenkolleg 1462 „Modellqualitäten 2011, S. 60–64.
- [14] *Beck, M., Ravetz, J., Mulkey, L. und Barnwell, T.:* On the Problem of Model Validation for Predictive Exposure Assessments. Stochastic Hydrology and Hydraulics 11 (1997), No. 3, S. 229–254.

Autoren dieses Beitrages:

Dipl.-Ing. Markus Reuter

Dipl.-Ing. Tina Knabe

Graduiertenkolleg 1462, Bauhaus-Universität Weimar, Berkaer Straße 9, 99423 Weimar, Germany

Soil-structure interaction

Validation study using energy measures

The objective of this study is to establish a practical measure based on the internal strain and kinetic energies that develop in a structure excited by base-induced ground motions. This energy measure should be able to detect the presence or absence of soil-structure interaction (SSI) effects when compared to a baseline measurement for the fixed-base equivalent of the structural system in question. It should also be possible to establish energy measures for a complete system including structure, foundation and surrounding soil mass using the sub-structuring approach and finally to generalize these measures for complex, discrete parameter models using the finite element method.

Boden-Bauwerk-Interaktion: Validierungsstudien unter Anwendung von Energiegrößen. *In diesem Beitrag wird ein praktikables Maß für die Systemantwort einer Struktur infolge von Bodenbewegung eingeführt. Dieses basiert auf der inneren Verzerrungs- sowie Bewegungsenergie und ermöglicht es, das Vorhandensein von Boden-Struktur-Interaktion (SSI)-Effekten durch den Vergleich zur Systemantwort bei einer starren Betrachtung der Gründung zu prognostizieren. Weiterhin soll es ermöglicht werden, Energiegrößen für gesamte Systeme, bestehend aus Gründung, Struktur und Boden, unter Anwendung eines Sub-Strukturierungs-Ansatzes aufzustellen. Abschließend werden die Energiegrößen für die Verwendung auf komplexe Modelle im Rahmen der FEM verallgemeinert und dargestellt.*

1 Introduction

Much research effort has been expended on soil-structure interaction (SSI) studies during the last three decades, following seminal publications summarizing early work that was conducted in the 1960's and 1970's [1]. Proposed models in the literature vary from the simplified, multiple-degree-of-freedom (MDOF) lumped-parameter models with masses, springs and dashpots to sophisticated three-dimensional finite element (FE) or even hybrid models that include specialized techniques such as boundary elements (BE) for the soil half-space [2]. On one hand, MDOF models provide a simplified framework for structural design, but may be inadequate because of assumptions and idealizations that are not consistent with the actual response of complex, asymmetric buildings [3]. On the other hand, discrete parameter models [4] are more general in principle and can incorporate many details, but computational effort increases considerably when a very large number of DOF is required to model this type of sophistication that culminates with the implementation of nonlinear constitutive models for tracing post-elastic

behavior. Such large scale models inevitably give rise to uncertainties regarding the selection of values for the input parameters. Thus, appropriate modeling techniques for the case of a given structural system should be selected on the basis of its importance (e. g., buildings, power plants, hospitals) and should include all factors that will most likely influence the structural response, especially in the presence of environmentally-induced loads such as earthquakes [5].

In this work, energy measures are introduced as a general indicator for the structural response, which can further on be adopted for investigating SSI effects. The specific example at hand is the Millikan library building located at the California Institute of Technology in Los Angeles [6], which is modeled as a distributed parameter system that strikes a balance between MDOF and FE models [7]. Kinetic and potential energies are derived for this structure without the presence of SSI effects at this stage, which show a marked dependence of the type of input, namely seismic motion, harmonic base excitation and wavelet pulses.

2 Numerical model

A distributed parameter model is adopted to represent the Millikan library building, which assumes that the building behaves as a flexural beam [2]. Although no dispersion effects due to abrupt changes in the structural configuration with height are considered at this stage, these may be modeled by assuming a smooth variation of the structural stiffness and mass as functions of height [8]. The solution of the equation governing transverse vibration is then used for deriving potential and kinetic energies for this linear elastic system, which serve as a measure for gauging its structural response. At a next stage, these measures will be used to quantify SSI effects on the structural response.

2.1 The eigenvalue problem

Figure 1 depicts external forces acting on a cantilever beam of length L with flexural rigidity $EI(x)$ and mass $m(x)$.

For free vibrations, we have the equation of motion as

$$EI(x) \left[\frac{\partial^4 u(x,t)}{\partial x^4} \right] + m(x) \left[\frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial t^2} \right] = 0 \quad (1)$$

where the transverse displacement u is written in terms of the eigenvalues ϕ and the generalized coordinates q in the form $u(x,t) = \phi_n(x)q_n(t)$. We note that repeated indices im-

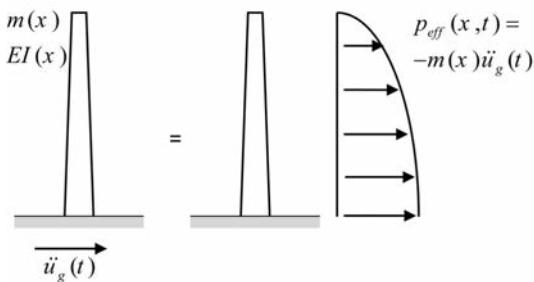


Fig. 1. The cantilever beam with distributed mass
Bild 1. Kragträger mit verteilter Masse

ply summation over the total number of modes $n = 1, 2, \dots$ deemed necessary for accurate results (usually a few modes, e. g., four, are sufficient). Substituting in the equation of motion and employing separation of variables yields

$$-\ddot{q}(t)/q(t) = [EI(x)\phi''(x)]'' / [m(x)\phi(x)] \quad (2)$$

Note that subscript n is omitted for convenience and primes indicate derivatives with respect to the x -coordinate. If each side of the above equation is equal to a constant, namely frequency ω^2 , then we get two ordinary differential equations as

$$\ddot{q}(t) + \omega^2 q(t) = 0 \quad (3)$$

$$[EI(x)\phi''(x)]'' - \omega^2 m(x)\phi(x) = 0 \quad (4)$$

The former equation indicates a harmonic vibration environment, while the latter is the augmented beam equation for dynamics. Assuming a uniform beam with constant mass and stiffness EI gives a homogeneous equation for the eigenvalue problem as

$$\phi''(x) - \beta^4 \phi(x) = 0, \quad \beta^4 = \omega^2 m/EI \quad (5)$$

which has the general solution

$$\phi(x) = C_1 \sin \beta x + C_2 \cos \beta x + C_3 \sinh \beta x + C_4 \cosh \beta x \quad (6)$$

Constants C_1-C_4 are evaluated from the boundary conditions for a cantilever beam

$$u(0) = u'(0) = M(L) = Q(L) = 0 \quad (7)$$

where M , Q are the bending moment and shear force. A non-trivial solution yields the following transcendental equation:

$$1 + \cos \beta L \cosh \beta L = 0 \quad (8)$$

The first four natural frequencies and their corresponding modal shapes (where $C = 1$) are

$$\begin{aligned} \omega_n &= (\alpha_n/L^2)\sqrt{EI/m}, \quad \alpha_1 = 3.516, \quad \alpha_2 = 22.03, \\ \alpha_3 &= 61.7, \quad \alpha_4 = 120.9 \end{aligned} \quad (9)$$

$$\begin{aligned} \phi_n(x) &= C \left[\cosh \beta_n x - \cos \beta_n x - \right. \\ &\quad \left. - \frac{\cosh \beta_n L + \cos \beta_n L}{\sinh \beta_n L + \sin \beta_n L} (\sinh \beta_n x - \sin \beta_n x) \right] \end{aligned} \quad (10)$$

2.2 Modal analysis for forced undamped dynamic response

In the presence of an external distributed force $p(x,t)$, the modal equations are integrated along the beam's length to produce the following governing equation for the forced response:

$$M_n \ddot{q}_n(t) + K_n q_n(t) = P_n(t) \quad (11)$$

The generalized mass, stiffness and loading parameters are respectively given below as:

$$\begin{aligned} M_n &= \int_0^L m(x) [\phi_n(x)]^2 dx, \quad K_n = \int_0^L \phi_n(x) [EI(x)\phi_n''(x)]'' dx, \\ P_n(t) &= \int_0^L p(x,t)\phi_n(x) dx \end{aligned} \quad (12)$$

and the usual relation $K_n = \omega_n^2 M_n$ holds true for all modes $n = 1, 2, \dots$. Also, it is possible to produce a symmetric integrand for the generalized stiffness expression given above by use of Leibnitz's rule of differentiation and given the homogeneous boundary conditions of Eq. (7).

For the case of a horizontal ground motion $\ddot{u}_g(t)$ applied at the base, the effective forces are

$$P_n(t) = -m \ddot{u}_g(t) \int_0^L \phi_n(x) dx \quad (13)$$

It is now possible to use Duhamel's integral as a closed-form solution of the equation of motion for the generalized coordinates as

$$q_n(t) = (1/M_n \omega_n) \int_0^t p(\tau) \sin [\omega_n(t-\tau)] d\tau \quad (14)$$

Finally, the total transverse beam displacement is obtained through modal superposition as

$$u(x,t) = \sum_{n=1}^{\infty} u_n(x,t) = \sum_{n=1}^{\infty} \phi_n(x) q_n(t) \quad (15)$$

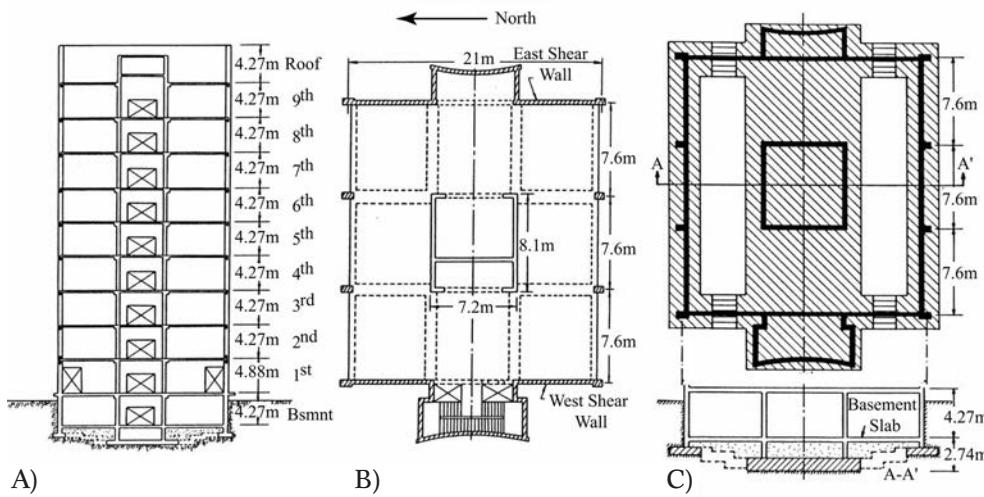
3 Energy measures

In this section, we define the kinetic (subscript K) and potential energies (subscript P) for the distributed parameter system at any given time instance t as a modal sum:

$$E_K = \sum_{n=1}^{\infty} E_{K,n}, \quad E_{K,n} = \frac{1}{2} m \dot{q}_n^2(t) \int_0^L \phi_n^2(x) dx \quad (16)$$

$$E_P = \sum_{n=1}^{\infty} E_{P,n}, \quad E_{P,n} = \frac{1}{2} EI q_n^2(t) \int_0^L [\phi_n''(x)]^2 dx \quad (17)$$

The potential energy is equivalent to the elastic strain energy stored during the deformation process of the swinging structure. For free vibrations, the sum of these two energies at any time instant is constant. Otherwise, in the presence of external forces and damping effects, the work of the forces plus the dissipated energy must also be taken into account. For our purposes, we wish to trace the trajectory of these two energies over time and record their maximum values.



4 Numerical results

The fundamental structural period of the Millikan library R/C frame (see Figure 2) was computed using the free vibration methodology outlined above as $T_1 = 1.26$ s, for averaged material properties, namely: flexural rigidity $EI = 290.6 \cdot 10^8$ kN · m², mass $m = 9670$ t and height $L = 35$ m. This was compared to a measured value of the fundamental period of the structure during the Whittier Narrow (1987) earthquake, which was 1.07 s in the east-west direction [9].

Subsequently, modal analysis was performed for the forced dynamic response of this structure by introducing three basic types of base motion, namely a recorded earthquake signal, harmonic vibrations and pulse-type wavelets. We note that all computations were performed using the MATLAB [10] analysis package, and Simpson's rule was used to evaluate the Duhamel integral in Eq. (14). More specifically, the first excitation used is an acceleration time history record of a real earthquake applied at the base. For this purpose, the Whittier Narrows 1987 earthquake record is introduced (see Figure 3), which was an event whose epicenter was estimated at about 10 km southeast of the Millikan library site. Figure 4 is a plot of both potential and kinetic energies that develop in the structure. We observe the maximum kinetic energy occurs at $t = 12.02$ s and is equal to $E_K = 3509.02$ kN · m. Also, the energy signal does not dampen away with time because of the absence of dissipation effects of any kind.

Next, the Millikan library's structural response was studied for a harmonic (sinusoidal) base acceleration $a_G = a_{MAX} \sin \Omega t$, where $\Omega = 12.57$ rad/s, $a_{MAX} = 1.37$ m/s². The resulting kinetic and potential energies are plotted in Figure 5, where we observe a certain similarity with the Whittier Narrows 1987 signal, since it also contains some nearly harmonic components over its duration that eventually fade away. Note that the maximum amplitude of the harmonic vibration is the same as that of the Whittier Narrows 1987 earthquake for comparison purposes.

Finally, the third type of excitation is a group of fourteen Ricker wavelet pulses [11], where four frequencies are at 0.2, 0.4, 0.6 and 0.8 Hz and the remaining ten frequencies range from 1.0–10.0 Hz. Again, the wavelet amplitude is in all cases equal to $a_{MAX} = 1.37$ m/s². This type of excitation allows a more careful study of the relation between the input signal frequency and the structural energy measures. Specifically, Figure 6 illustrates the time history of structural energies to a

Fig. 2. Millikan Library after Favela 2004: A) North-South cross section, B) floor plan, and C) plan view and cross section of the foundation
Bild 2. Die Millikan Library nach [9]: A) Nord-Süd-Schnitt, B) Grundriss, C) Grund- und Aufriss der Gründung

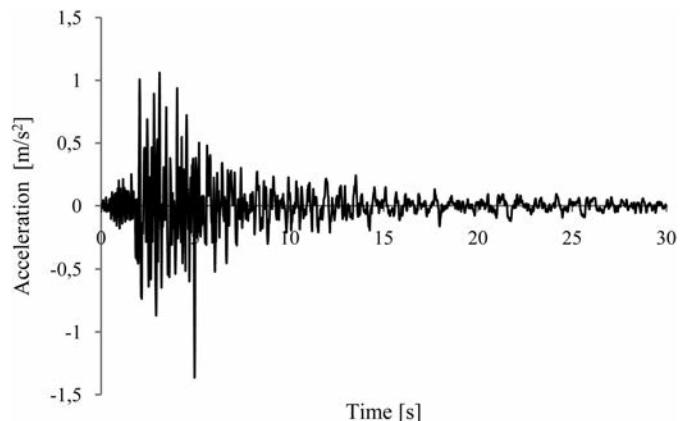


Fig. 3. Acceleration time history of the Whittier-Narrows 1987 earthquake ($a_{MAX} = 1.37$ m/s²)
Bild 3. Time-History-Beschleunigung des Whittier-Narrows-Bebens 1987

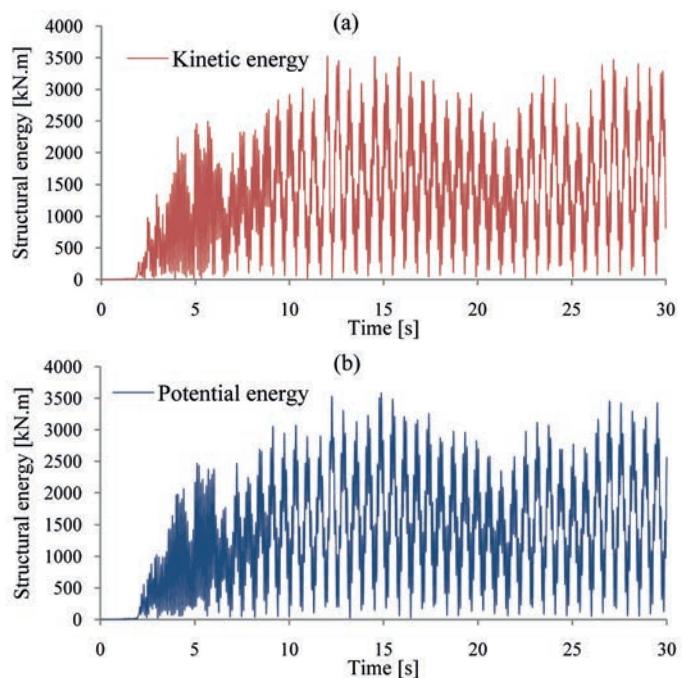


Fig. 4. Variation of (a) kinetic and (b) potential energies in the Millikan library subjected to the Whittier-Narrows 1987 earthquake
Bild 4. Verläufe der a) kinetischen und b) potentiellen Energie in der Millikan-Library während des Whittier-Narrows-Bebens 1987

pulse of 1.0 Hz, whereas Figure 7 shows the changes in the maximum energies when the structure is excited by a range of frequencies. We observe the drop in the kinetic and potential energies as the frequency of the wavelets moves away from the dominant natural period of the Millikan library.

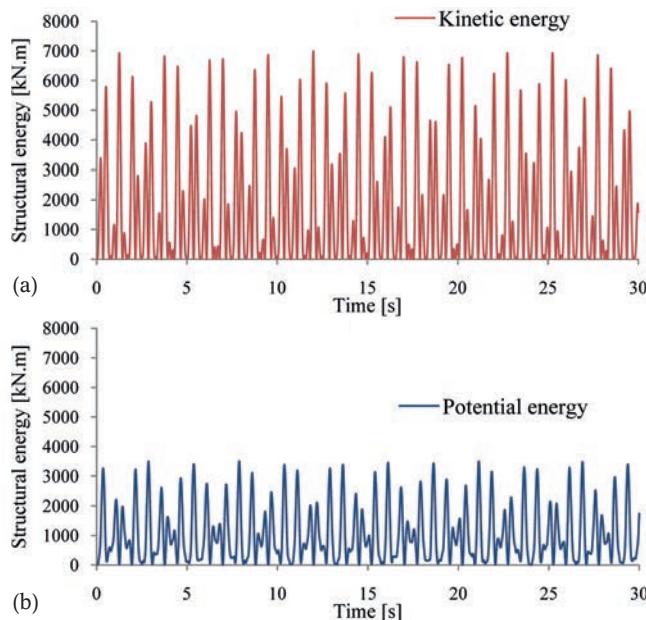


Fig. 5. Variation of (a) kinetic and (b) potential energies in the Millikan library subjected to a harmonic base acceleration
Bild 5. Verläufe der a) kinetischen und b) potentiellen Energie in der Millikan-Library für eine harmonische Bodenbeschleunigung

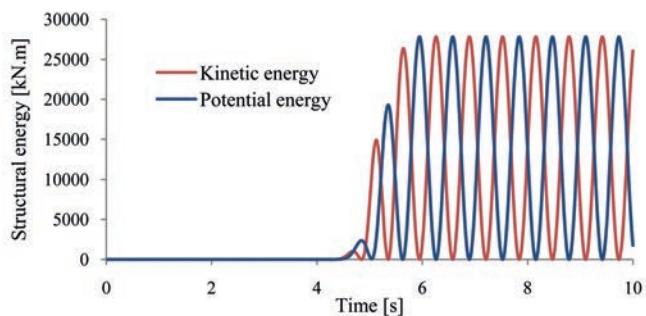


Fig. 6. Variation of kinetic and potential energies in the Millikan library subjected to a Ricker pulse
Bild 6. Verläufe der kinetischen und potentiellen Energie in der Millikan-Library für einen Ricker-Impuls

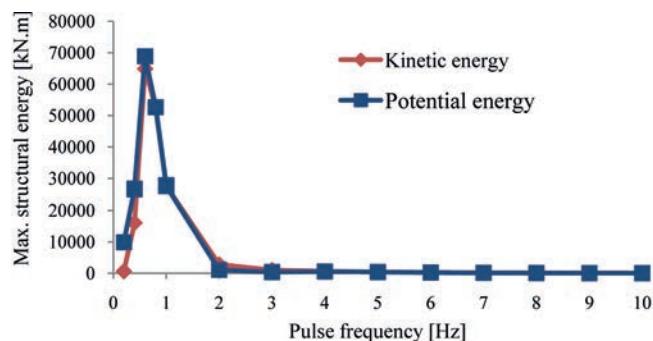


Fig. 7. Variation of kinetic and potential energies in the Millikan library subjected to fourteen Ricker wavelet pulses of different frequency content
Bild 7. Verläufe der kinetischen und potentiellen Energie in der Millikan-Library für 14 wellenartige Ricker-Impulse mit unterschiedlichem Frequenzgehalt

5 Conclusions and future work

In this preliminary study, we have investigated the kinetic and potential energy measures for an existing building (the Millikan library at Caltech, Pasadena, California) undergoing ground-induced base motion. The interplay between the eigenproperties of the structure and the frequency content of the external signal is readily noticed in the time history plots, and confirmed in the frequency plots as well.

The next step is to establish these energy methods as a means for identifying and quantifying SSI effects. To that purpose, both kinematic and inertial SSI's will be considered using the substructuring technique that includes the foundation and the surrounding soil. For the soil, a distributed parameter model will also be defined, which filters the rock base ground motion to the foundation level.

It is expected that the presence of the surrounding soil will act as a filter and shift the frequency content of the incoming signal to lower values. At the same time, the combination of a stiff foundation system in soft soil (a rather common situation described in earthquake codes [12]) will alter the dynamic characteristics of the superstructure as compared to the original fixed-base situation. The most probable outcome will be higher displacements and lower base forces, so the kinetic energy will be higher. However, the important issue for the designer is whether or not structural damage will appear in the superstructure. This will necessitate one further step, namely the introduction energy-based damage indices. These will allow for a practical quantitative estimate of SSI in the presence of seismic loads and point to whether or not full-scale nonlinear analyses will be required.

References

- [1] Johnson, J. J. (editor): Soil-Structure-Interaction: The Status of Current Analysis Methods and Research. Nuclear Regulatory Commission Research Report NUREG CR-1780, Washington, D.C., 1981.
- [2] Chopra, A. K.: Dynamics of Structures. 3rd Edition, Pearson Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, 2007.
- [3] Naiem, F.: The Seismic Design Handbook. 2nd Edition, Kluwer Academic Publications, Dordrecht, 2001.
- [4] ANSYS Inc., Version 12: Southpointe, 275 Technology Drive, Canonsburg, Pennsylvania, 2009.
- [5] FEMA, Federal Emergency Management Agency: Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. FEMA Report 440, Prepared as ATC-55 Project, Washington, D.C., 2005.
- [6] Bradford, S. C., Clinton, J. F., Favela, J., Heaton, T. H.: Results of the Millikan Library Forced Vibration Testing. California Institute of Technology, Report No. EERL 2004-03, Pasadena, California, 2004.
- [7] Crocker, M. J. (ed.): Handbook of Noise and Vibration Control. J. Wiley, New York, 2007.
- [8] Graff, K. F.: Wave Motion in Elastic Solids. Ohio State University Press, Columbus, Ohio, 1973.
- [9] Favela, J.: Energy Radiation from a Multi-Story Building. PhD Thesis, California Institute of Technology, Pasadena, California, 2004.
- [10] MATLAB, Version 6.5: The MathWorks. Natick, Massachusetts, 2002.
- [11] Ryan, H.: Ricker, Ormsby; Klander, Butterworth – A Choice of Wavelets. CSEG Recorder, pp.8-9, September 1994.
- [12] CEN, Eurocode 8: Design Provisions of Structures for Earthquake Resistance, Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings. Comité Européen de Normalisation, Brussels, 2004.

Authors:

Mourad Nasser, MSc, PhD candidate, Graduiertenkolleg 1462, Bauhaus-Universität Weimar, D-99423 Weimar, Germany
George D. Manolis, Professor, Department of Civil Engineering, Aristotle University, GR-54124 Thessaloniki, Greece

Probabilistic investigation on the dynamic response of highway bridges

Dynamic load amplification due to vibration of a bridge structure under the passage of heavy vehicles is an important problem in the design and upgrading of highway bridges. Reasonable estimates of the dynamic amplification factor are needed, so this quantity is neither over- nor underestimated. For this paper, the bridge vehicle interaction is modeled considering the randomness of vehicle parameters and roadway surfaces. Estimates for the dynamic amplification factors using displacement, strains and reaction forces response measures are the object of the probabilistic study. On the whole, the probabilistic investigation is an analysis tool to quantify the sources of uncertainties when modeling the bridge-vehicle coupling. Furthermore, the variation in the dynamic amplification factor values to different response measures enforces the argument to investigate appropriate estimates when upgrading existing bridges to heavier vehicles in the engineering design practice.

Probabilistische Ermittlung des dynamischen Verhaltens von Brücken infolge Verkehrs. Die dynamische Lasterhöhung einer Brücke bei Überfahrt eines Fahrzeugs ist ein wesentlicher Faktor für die Nachweisführung neuer und bestehender Brücken. Eine wirklichkeitsnahe Ermittlung des dynamischen Erhöhungsfaktors ist besonders für das Nachrechnen bestehender Brücken notwendig, um dessen Einfluss weder zu über- noch zu unterschätzen. In diesem Beitrag wird die Ermittlung der Brücken-Fahrzeug-Interaktion unter Berücksichtigung des stochastischen Charakters der Fahrzeug- und Fahrbahnparameter modelliert. Ziel ist die Bestimmung der dynamischen Lasterhöhungsfaktoren für die Verformungen, die Dehnungen und die Auflagerkräfte. Die probabilistischen Untersuchungen dienen der Bewertung der Einflussparameter des Fahrzeugs und der Modellbildung für die Brücken-Fahrzeug-Interaktion. Der zunehmende Schwerlastverkehr und der Bestand an unterschiedlich alten Brücken werfen zur Aufrechterhaltung der Infrastruktur Fragen zur dynamischen Lasterhöhung auf, die durch die vorliegenden Untersuchungen beleuchtet werden.

1 Introduction

Dynamic load amplification due to vibration of a bridge structure under the passage of vehicles is an important problem in the design of bridges. Furthermore, the upgrading of highway bridges to larger loading in these years gains extra attention in the engineering design practice. The reason for upgrading projects is partly due to tendency of heavier trucks moving at larger speeds and partly due to regulators intents to permit transportation of heavier goods

by larger road networks. Such needs demand strengthening of existing bridges, and the expenses of these strengthening or upgrading projects are preferred to be at minimum. Therefore, it is necessary to determine reasonable estimates of the dynamic amplification factor, so this quantity is neither over- nor underestimated [1]. Further, when studying the dynamic response of a highway bridge under a passage of a heavy vehicle, there are many uncertainties involving the vehicle parameters and the roadway surfaces, which encourage the choice of a probabilistic study to determine reasonable estimates of the dynamic amplification factor. A number of researchers have utilized probabilistic studies in their investigation of the problem in time domain, such as the work of [2], where a procedure to calculate statistical parameters for dynamic loading of bridges was presented. These parameters, based on surveys and tests, included vehicle mass, suspension system, wheels, and road roughness, which were simulated by stochastic process. The analysis is performed for single trucks and two trucks (side by side). One of their findings is that simulated deflections indicate that the dynamic component is not correlated with the static component. Accordingly, the dynamic loads are lower for heavier trucks and the dynamic loads for two trucks are lower than the ones for single trucks.

Testing the dynamic amplification factor using different measures is treated in the work of [3], where the authors investigated the effect of dynamic loading on the amplification factors of an existing continuous bridge. They stated that the type of measurement influences the value of the dynamic amplification factor. Further, the authors recommended that three types of dynamic amplification factors to be included in the design: one for the evaluation or design of bridges in the limit state of serviceability based on displacement consideration; another in the limit state of collapse for moment which depends on bending strain; and the third for shear at the supports, which depends on shear or reaction forces.

It is also important to mention the work of [1] and [4], as the authors studied the randomness of vehicle input parameters and randomness of road profiles in two separate studies, one conducted for vehicle input parameters and the other for the effects of random road profiles on the dynamic response of highway bridges. More recently, [5] investigated the critical speed for trucks moving on bridges with a smooth road surface. The authors investigated a dashpot truck on a relatively smooth surface and

performed a full probabilistic study considering random input variables of a vehicle and random road profiles. The probabilistic study was used only to test their conclusions obtained from a point load model. The study did not quantify or examine the effect of vehicle input parameters and random roadway profiles on the response of the sophisticated coupled model of the bridge and the vehicle systems. Therefore, the present paper examines the use of a probabilistic study to investigate short to medium highway bridges dynamic response under the passage of a heavy vehicle considering the effects of random vehicle input parameters and random road surfaces. The study tries to quantify the contribution of the vehicle parameters and the vehicle's random vibrations to the dynamic response of bridges. The dynamic amplification factor to displacements, strains and reaction forces are considered as the response variable under investigation.

2 Modeling and assessment

2.1 Mechanical model

The system considered for the bridge is a simply supported beam under the action of a moving vehicle. The vehicle is assumed to be composed of two parts, the upper or non-contact part which consists of the car body and the suspension system, and the contact part that is the wheels, Fig. 1.

Assuming no separation conditions, the coupling between the bridge and the vehicle systems is presented by the geometrical compatibility equation Eq. (1)

$$Y_w^i = Y_b^i + R^i \quad (1)$$

where Y_w^i is the displacement of the i^{th} wheel, Y_b^i is the bridge displacement and R^i is the roadway irregularities at i^{th} contact point.

The equilibrium equation becomes

$$F_{bv}^i = F_{vb}^i \quad (2)$$

$$F_{vb}^i = F_{vb}^i (F_{vg}, \ddot{Y}_v, \dot{Y}_v, Y_v, \ddot{Y}_b, \dot{Y}_b, Y_b), \quad (3)$$

where F_{bv}^i is the force on the bridge from the vehicle, F_{vb}^i is the force on the vehicle from the bridge, F_{vg} is the weight of the vehicle, $(\ddot{Y}_v, \dot{Y}_v, Y_v)$ and $(\ddot{Y}_b, \dot{Y}_b, Y_b)$ are the acceleration, velocity and displacement of the vehicle and the bridge, respectively.

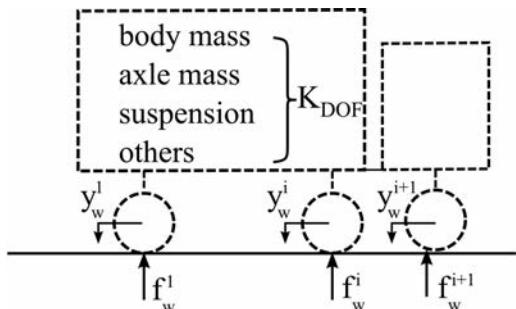


Fig. 1. Schematic of bridge-vehicle interaction
Bild 1. Schematische Darstellung der Brücken-Fahrzeug-Interaktion

The numerical investigation is focused on Dynamic Amplification Factors (DAF) estimated to a response measure. The general formulation of the dynamic amplification factor is

$$\text{DAF} = \frac{A_{\text{dyn}}}{A_{\text{st}}}, \quad (4)$$

where A_{st} is the maximum static response of the bridge at a point and A_{dyn} is the maximum dynamic response of the bridge at the same point.

From previous studies it has been noticed that the values of the dynamic amplification factor vary depending on the response measure used in determining them, displacements, strains, or reaction forces. These differences can be explained by the change of the load configuration in the case of a dynamic analysis due to the inertia of the effective mass of the bridge, for a detailed view refer to [6]. Thus, this paper examines the dynamic amplification factors to displacements, strains and reaction forces when the vehicle random vibrations are considered.

The coupling between the bridge and the vehicle has been solved using FE-software ANSYS performing a transient calculation. The coupling of the bridge and the vehicle is treated as a contact problem solved using augmented Lagrange multipliers where the contact constraint equations are updated at every time step to take the irregularities of the roadway profiles into account.

2.2 Sampling of vehicle parameters and roadways

In order to perform a full probabilistic analysis, random parameters and random processes have to be sampled and a full transient analysis is then run for every sample. The stiffness and the damping of the vehicle suspension system and the wheels as well as the speed are sampled using Latin Hypercube Sampling. The roadway profiles are generated using random process models. A random process is fully described by its power spectral density function, which is discretized into frequency bands to create the realizations, Fig. 2.

There are mainly two models for generating realizations of roadway profiles, going back to the work of Rice and Shinozuka [7]. One consists of a series of sines and

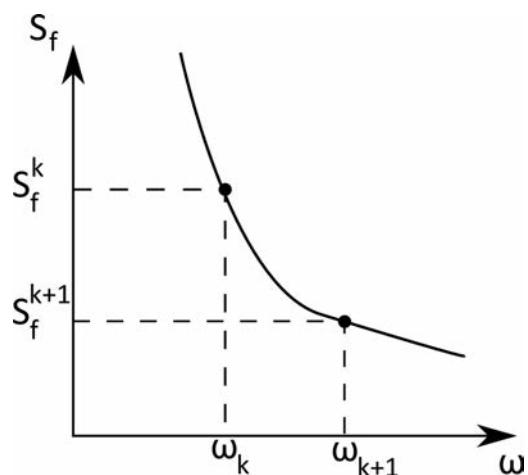


Fig. 2. Discretization of one-sided spectral density function
Bild 2. Diskretisierung der eindimensionalen Spektraldichthe-funktion

cosines with random amplitudes and the other consist of a series of cosine terms with random phase angles. The latter model was adapted by [4] and [8], which captures the randomness of a process $R(x)$ by introducing random amplitudes and random phase angles, Eq (5).

$$R(x) = \sum_{k=0}^n [C_k \cos(\omega_k x + \phi_k)] \quad (5)$$

The random amplitude coefficients C_k follow *Rayleigh* distribution with a mean value of $E[C_k] = \beta_k \sqrt{\frac{\pi}{2}}$ and a variance of $E[C_k^2] = \beta_k^2 (2 - \frac{\pi}{2})$, where $\beta_k = \sqrt{S_f(\omega_k) \Delta \omega}$ and $S_f(\omega_k)$ is the spectral density function at ω_k . The phase angles ϕ_k are independent and uniformly distributed on the interval $(0, 2\pi)$.

The road roughness models used in the paper do not include local large irregularities like bumps or potholes.

2.3 Assessment

The output results of the probabilistic analysis can be viewed as computer experiments, which facilitate the description and the interpretation of a behaviour that is the dynamic response of bridges under the passage of a heavy vehicle. As means of managing and examining these computer experiments, assessment tools such as response surface and sensitivity analysis are exploited.

2.3.1 Response surface analysis

Response surface analysis is used to describe the relationship between the input and output variables by a regression model. The dynamic amplification factor is the output variable of the created regression models. Global polynomial regression models, Eq. (5), are used to capture the global behaviour.

$$f(x) = b(x)^T C, \quad (5)$$

where $f(x)$ is the approximated function, $b(x)$ are the base polynomials and C are the regression coefficients.

Local regression algorithms such as moving least squares, Eq. (6), are implemented when singularities exist.

$$f(x) = f_x(x), \quad (6)$$

$f(x)$ is the approximated function obtained as a set of local approximation functions $f_x(x)$, which minimizes the expression $\sum_i w(\|x - x_i\|) \|f_x(x_i) - f_i\|^2$ where w is a weighting function.

2.3.2 Sensitivity analysis

Running a full transient analysis is time consuming; therefore, performing the sensitivity analysis on the run sampled directly is computationally expensive and impractical. Thus, response surface analysis is performed on a reasonable number of samples, and then, sensitivity and uncertainty

analyses are applied on the response surface efficiently. Sensitivity analysis gives an insight on the important parameters and their rank in affecting the response of the coupled model of the bridge and the vehicle. Total sensitivity analysis using variance based sensitivity measures is employed, for a full view on the sensitivity analysis refer to [9].

The roadway surface is described as a random process described by two random parameters, the amplitude coefficients and the phase angles, Eq. (5). In order to include the influence of the random processes in the sensitivity and uncertainty analyses, subsampling has been introduced. Subsampling means that a set of random field processes, a

set of random roadways $\left\{ Z \left(\sum_{j=1}^p f(\phi_j) \right) \right\}$, is assigned to a sample of random input parameters $\{a_1, \dots, a_m\}$. Further, these sets of random roadways are generated independently of each other.

$$\{a_1 \dots a_m\} \mapsto \begin{bmatrix} Z(\phi_{11} \dots \phi_{1p}) \\ \vdots \quad \ddots \quad \vdots \\ Z(\phi_{n1} \dots \phi_{np}) \end{bmatrix} \quad (7)$$

where p is the number of discretized wave bands, n number of subsamples of random processes and m is number of input parameters.

Such a subsampling technique enables not only building a regression model for the average response but also a regression model for the variance of the response caused by the random processes, both regression models are then used in the sensitivity and uncertainty analyses. Additionally, the contribution of the random amplitudes of roadway surfaces to the output variable is quantified in the sensitivity analysis by handling a set of the amplitude coefficients as a group, for which the corresponding sensitivity index is estimated. This is one of the advantageous features offered by the variance based methods which is the capacity to tackle groups of input parameters [9].

The uncertainty of the output variable is expressed in terms of the coefficient of variation (CV) Eq. (8) and is studied in relation to random input parameters and processes. This has been possible because of subsampling and building regression models for both the average response and the variance.

$$CV = \frac{\mu}{\sigma} \quad (8)$$

where μ is the mean value of the output variable and σ is the standard deviation of the output variable.

3 Application

3.1 Bridge and heavy vehicle models

The probabilistic study has been performed to a highway bridge model retrieved from literature [10]. The parameters of the bridge were based on measurements, and the bridge is reported to be simply supported with a first natural frequency of 3.2 Hz and modal damping of 0.02. The vehicle model chosen for the numerical example is a single dashpot mass “1/4 car” model with two degrees of freedom, Fig. 3, [10].

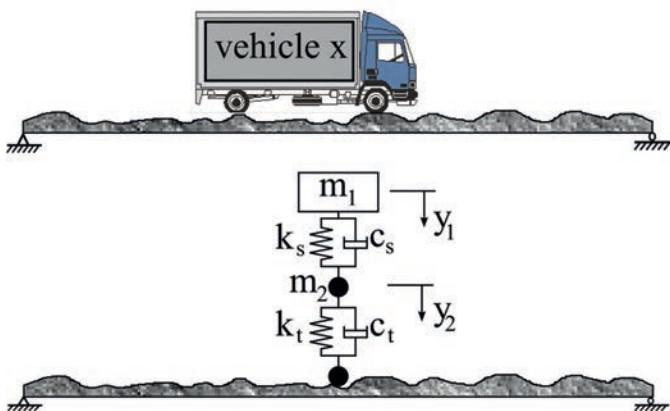


Fig. 3. Schematic of bridge and vehicle systems
Bild 3. Schematische Darstellung des Brücken- und Fahrzeugmodells

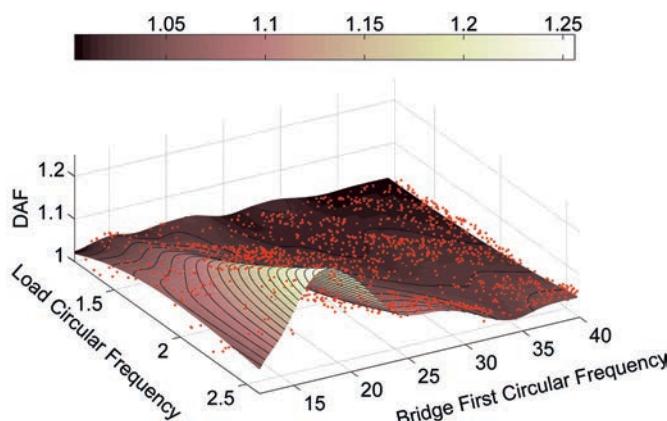


Fig. 4. Contour lines of DAF to displacement measures
Bild 4. Antwortfläche des DLF für Verformungsgrößen

Table 1. Bridge and vehicle parameters
Tabelle 1. Brücken- und Fahrzeugparameter

data of the bridge	data of the 1-axle vehicle
$L = 40 \text{ m}$	$m_1 = 36 \text{ ton}$
$M_b = 12 \text{ ton/m}$	$m_2 = 4 \text{ ton}$
$EI = 127.5 \times 10^3 \text{ MNm}^2$	$k_s = 1.8 \times 10^7 \text{ N/m}$
	$K_t = 7.2 \times 10^7 \text{ N/m}$
	$C_s = 14.4 \times 10^4 \text{ Ns/m}$
	$C_t = 14.4 \times 10^4 \text{ Ns/m}$

Table 2. Modal information of bridge and vehicle
Tabelle 2. Modale Eigenschaften der Brücke und des Fahrzeugs

bridge Mode number	natural frequency (rad/s)	vehicle Mode	natural frequency (rad/s)
1	20	bouncing of sprung mass	20
2	80		
3	180	axle hop	150

The characteristics of the “1/4 car” and the bridge are given in Table 1. The modal information of both systems is presented in Table 2. Further, it is important to focus on critical situations for the bridge dynamic response under the

passage of a heavy vehicle. There are three frequencies that interact and contribute to the bridge dynamic response. These frequencies are the load circular frequency referring to the speed, the vehicle’s and the bridge’s natural frequencies. Studying the contour lines of the dynamic amplification factor to displacement response measures of a moving “1/4 car” with respect to load circular frequency and bridge’s first natural frequency Fig. 4, a local maximum is attained when the frequency of the vehicle coincides with the bridge’s first natural frequency. These conditions are met for the bridge and the vehicle systems used in the numerical example, Table 2. Higher dynamic amplification factors are obtained with higher load circular frequencies, which means higher speeds, however, for a practical application a speed range between 18 m/s and 28 m/s is chosen.

3.2 Input samples

There are two types of input samples; the first type is the random input parameters of the vehicle and the speed, Table 3. The second is random processes, the roadway surfaces, which are described as a stationary *Gaussian* homogeneous process. In order to perform time domain simulation, one-dimensional random profiles are generated artificially given a specific spectral density. The power spectral used in this study is obtained from a proposal for an ISO standard prepared in 1972, Fig. 5, [11].

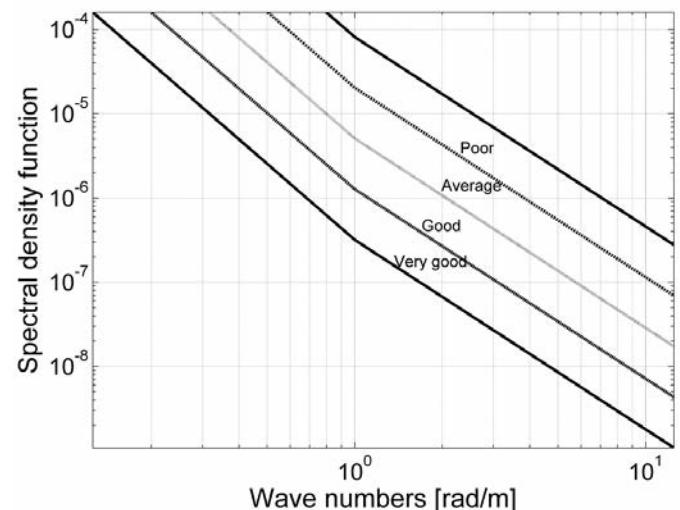


Fig. 5. ISO classification for road roughness spectral densities
Bild 5. ISO Klassifikation der Spektraldichtefunktionen der Fahrbahnrauhigkeit

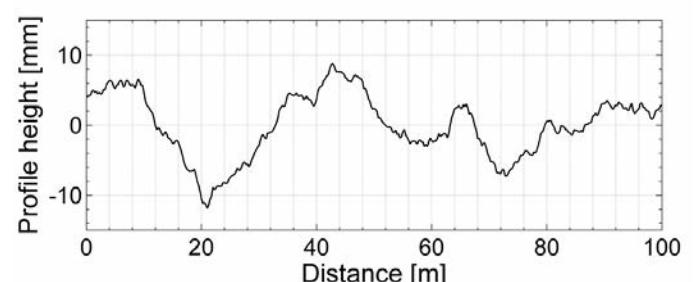


Fig. 6. Example of simulated road profile
Bild 6. Beispiel eines simulierten Fahrbahnprofils

Table 3. Probabilistic characteristic of input parameters
Tabelle 3. Probabilistische Kennwerte der Eingangsparameter

parameter	mean	CV	distribution type
suspension stiffness	1.8×10^7 N/m	0.1	normal
wheel stiffness	7.2×10^7 N/m	0.1	normal
suspension damping	14.4×10^4 Ns/m	0.1	normal
wheel damping	14.4×10^4 Ns/m	0.1	normal
speed	22 m/s	0.15	normal

As most roadways fall into the categories of very good and good, the present paper only considers these roadway classes. Fig. 6 is an example of a simulated roadway profile according to Eq. (5) using ISO spectral density functions.

3.3 Assessment of the coupled model

Estimating the dynamic amplification factor to displacement, strains and reaction forces using probabilistic study helps in assessing the dynamic response of bridges considering uncertainties in vehicle input parameters and its random vibration due to roadways irregularities. The dynamic amplification factors to displacements, strains and reac-

tion forces are depicted in Fig. 7 to Fig. 9, respectively. It is noticed that the highest values of the dynamic amplification factor are obtained from displacement measures, whereas lower values from strains and reaction forces measures. As expected, higher dynamic amplification factors correspond to higher speeds.

Studying the influence of vehicle random vibrations caused by different roughness of roadway surfaces on the dynamic amplification factor, Fig. 7, the peaks with maximal (DAF) occur at speed values of 19.5, 23.2 and 27.6 m/s considering very good road profiles. For a rougher road profile, the peaks cannot be sharply distinguished. Such tendency is weakly noticed in Fig. 8 and Fig. 9 for strains and reaction forces measures, which could entail that strains and reaction forces are not influenced by the vehicle random vibrations in the same manner as the displacements. Still the contribution of the vehicle random vibration to the dynamic amplification factor is not quantified; this is additionally investigated using sensitivity analysis.

The sensitivity analysis is used to highlight the important parameters and their rank in affecting the dynamic response of a bridge. The results regarding the influence of the vehicle input parameters and the amplitude coefficients of roadway surfaces on the dynamic amplification factor are given in Tables 4 and 5. It is marked that the influence of

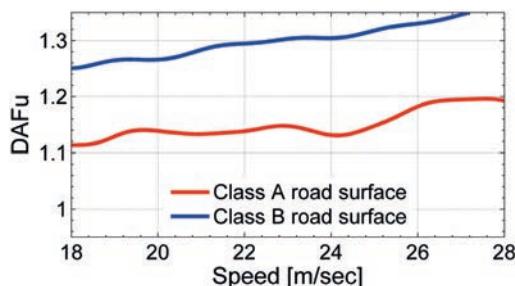


Fig. 7. DAF versus speed (displacement measures)
Bild 7. DLF in Abhängigkeit der Geschwindigkeit (Verformungsgrößen)

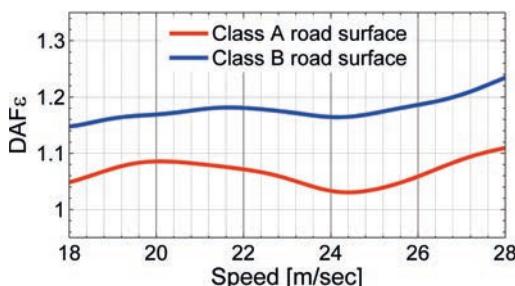


Fig. 8. DAF versus speed (strain measures)
Bild 8. DLF in Abhängigkeit der Geschwindigkeit (Dehnungsgrößen)

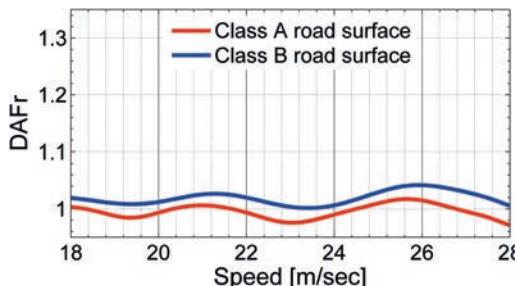


Fig. 9. DAF versus speed (reaction forces measures)
Bild 9. DLF in Abhängigkeit der Geschwindigkeit (Reaktionsgrößen)

Table 4. Sensitivity indices: simulating very good road profiles
Tabelle 4. Sensitivitätsindizes: Simulation eines sehr guten Straßenprofils

parameter	very good roadway profile		
	DAFu of midspan displacement	DAFe of midspan strain	DAFr of reaction forces
suspension damping	0.07	0.05	0.04
wheel damping	0.06	0.07	0.04
suspension stiffness	0.15	0.08	0.06
wheel stiffness	0.04	0.05	0.05
speed	0.72	0.80	0.87
amplitude coefficients	0.22	0.20	0.19

Table 5. Sensitivity indices: simulating good road profiles
Tabelle 5. Sensitivitätsindizes: Simulation eines guten Straßenprofils

parameter	good roadway profile		
	DAFu of midspan displacement	DAFe of midspan strain	DAFr of reaction forces
suspension damping	0.04	0.06	0.11
wheel damping	0.02	0.03	0.07
suspension stiffness	0.13	0.17	0.16
wheel stiffness	0.04	0.07	0.13
speed	0.65	0.71	0.75
amplitude coefficients	0.47	0.42	0.21

the velocity increases as the used measure for the dynamic amplification factor changes from displacements to reaction forces while the influence of the amplitude coefficients of roadway surfaces decreases for the same change between these measures. The dependency of the dynamic amplification factor to its measure and how it is influenced by the roughness of the roadways is conformed by the sensitivity indices.

Comparing the sensitivity indices for different roughness of roadway surfaces, for example, the sensitivity indices of speed and amplitude coefficients using the strain measure for a very good profile are 0.80 and 0.20 respectively and for a good road profile are 0.71 and 0.42, it is noticed that with rougher surfaces, the influence of the amplitude coefficients of roadway surfaces is higher on the expense of the speed. The same is observed for the displacements and reaction forces measures. Such results mean the rougher the surfaces, the contribution of the random vibrations, caused by the roadway irregularities, to the dynamic response is greater, and this can only be captured in a coupled model of the bridge and the vehicle, which highlights the significance of the coupling between the two systems.

Finally the results of the probabilistic study are shown in Tables 6 and 7. Although the random processes of the roadway surfaces do not equally influence the average values of the dynamic amplification factor when using different measures, they still influence the uncertainty of the dynamic amplification factor to different measures in the same manner.

Table 6. Mean and coefficient of variation for DAF values: simulating very good road profiles

Tabelle 6. Mittelwert und Variationskoeffizient des DLF: Simulation eines sehr guten Straßenprofils

speed (km/h)	very good roadway profile		
	DAF _u of midspan displacement	DAF _e of midspan strain	DAF _r of reaction forces
65	1.11 (0.04)	1.04 (0.04)	1.003 (0.04)
75	1.13 (0.05)	1.08 (0.06)	1.004 (0.05)
80	1.14 (0.06)	1.07 (0.06)	1.000 (0.05)
95	1.18 (0.06)	1.06 (0.05)	1.015 (0.06)
100	1.18 (0.07)	1.12 (0.07)	1.000 (0.06)

Table 7. Mean and coefficient of variation for DAF values: simulating good road profiles

Tabelle 7. Mittelwert und Variationskoeffizient des DLF: Simulation eines guten Straßenprofils

speed (km/h)	good roadway profile		
	DAF _u of midspan displacement	DAF _e of midspan strain	DAF _r of reaction forces
65	1.25 (0.08)	1.14 (0.08)	1.02 (0.09)
75	1.29 (0.09)	1.18 (0.09)	1.03 (0.10)
80	1.29 (0.09)	1.18 (0.09)	1.02 (0.11)
95	1.33 (0.10)	1.19 (0.10)	1.04 (0.13)
100	1.39 (0.11)	1.26 (0.11)	1.00 (0.15)

4 Conclusion

The dynamic amplification of the bridge response under the passage of a heavy vehicle increases with higher speeds and rougher roadway surfaces as expected and explained in previous studies, however, in this paper the probabilistic study is exploited to give a better insight on the contribution of the vehicle parameters and its random vibrations to the dynamic amplification factors when coupled models are considered.

The sensitivity indices indicate that the speed and the amplitude of roadway surfaces are the main contributors to the dynamic amplification factors. Further, the amplitude coefficients have greater influence as the roadway surface get rougher. Such conclusion can only be drawn when the coupling between the bridge and the vehicle is considered, which stresses the significance of coupled models to study the dynamic response of bridges under the passage of a heavy vehicle.

Furthermore, the variation of the dynamic amplification factor values to different measures and their response to the randomness of the problem enforces the argument to investigate appropriate estimates of the dynamic amplification factor when upgrading exciting bridges to heavier vehicles in the engineering design practice.

References

- [1] Kirkegaard, P. H., Nielsen, S. R. K.: Influence of uncertainty of vehicle dynamics on the dynamic response of minor highway bridges. Proceedings of the 4th International Conference on Stochastic Dynamics, University of Notre Dame, USA, August 6–8, 1998, pp. 507–512.
- [2] Hwang, E. S., Nowak, A. S.: Simulation of dynamic load for bridges. ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 117(5), 1991, pp. 1413–1434.
- [3] Fafard, M., Laflamme, M., Savard, M.: Dynamic analysis of existing continuous bridge. Journal of Bridge Engineering, Vol. 3(1), 1998, pp. 28–37.
- [4] Nielsen, S. R. K., Kirkegaard, P. H.: Influence of surface irregularities on the dynamic response of minor highway bridges. Proceedings of the 4th International Conference on Stochastic Dynamics, University of Notre Dame, USA, August 6–8, 1998, pp. 513–519.
- [5] Gonzalez, A., Obrien, E., Cantero, D., Li, Y., Dowlings, J., Znidaric, A.: Critical speed for the dynamics of truck events on bridges with a smooth road surface. Journal of Sound and Vibration, Vol. 329, 2010, pp. 2127–2146.
- [6] Ludescher H., Brühwiler E.: Dynamic amplification of traffic loads on road bridges. Structural Engineering International, Vol. 19(2), 2009, pp. 190–197.
- [7] Shinotuka, M., Deodatis, G.: Simulation of stochastic processes by spectral representation. Applied Mechanics Reviews, Vol. 44(4), 1991, pp. 191–204.
- [8] Bayer, V., Bucher, C.: Importance sampling for first passage problems of nonlinear structures. Probabilistic Engineering mechanics, Vol. 14, 1999, pp. 27–32.
- [9] Saltelli, A., Ratto, M., Andres, T., Campolongo, F., Cariboni, J., Gatelli, D., Saisana, M., Tarantola, S.: Global Sensitivity analysis. John Wiley & Sons Ltd, 2008.
- [10] Green, M., Cebon, D.: Dynamic response of highway bridges to heavy vehicle loads: theory and experimental validation. Journal of Sound and Vibration, Vol. 170, 1994, pp. 51–78.
- [11] Cebon, D.: Handbook of Vehicle-Road Interaction, Taylor & Francis, 1999.

Author:

M.Sc. Ghada Karaki, Bauhaus-Universität Weimar,
Graduiertenkolleg 1462, Berkaer Straße 9, 99425 Weimar

Modellqualität in Abhängigkeit der Tragwerksabstraktion

Dieser Beitrag befasst sich mit dem Einfluss des Abstraktionsgrads eines Tragwerkmodells auf die Prognose des Systemverhaltens am Beispiel eines Biegeträgers. Hierbei wird zur Validierung der Ergebnisse unterschiedlicher numerischer Modelle ein eigenes Experiment herangezogen. Darüber hinaus werden die Einflüsse der Modelleigenschaften, wie Randbedingungen und Lastangriffspunkte, untersucht und praktische Hinweise zur Bewertung und Verbesserung der Modellqualität gegeben.

Model quality subjected to structure abstraction. *This article shows the influence of the degree of structure abstraction on the example of a beam. An experiment conducted at the Bauhaus-University Weimar is used for the validation of the numerical models. Furthermore, effects of the model characteristics, e.g. boundary conditions, region of load application, will be investigated and practical propositions regarding assessment and improvement of the model quality will be given.*

1 Motivation

Die Entwicklung von Ingenieurmodellen im Bauwesen, zum Beispiel zur Vorhersage des Antwortverhaltens von Tragwerken, basiert immer auf einer Reihe von vereinfachenden Annahmen hinsichtlich der einzuhaltenen Voraussetzungen bzw. Randbedingungen für den Einsatz der Modelle. Derartige Annahmen können beispielsweise für die Dimensionsreduktion, Beschreibung des Materialverhaltens, Belastungen oder die kinematischen Beziehungen getroffen werden. Die Simulation der aufgestellten Modelle für den Erhalt der Tragwerksantwort erfolgt im Allgemeinen unter Verwendung kommerzieller Statik-Programme. Beziiglich der Leistungsfähigkeit, korrekten Anwendung und Kontrolle dieser Programme stehen dem Ingenieur zahlreiche Literaturquellen zur Verfügung.

Gensichen und Lumpe [1] untersuchen am Beispiel eines Trägers mit Biegung und Längskraft (Bild 1) Qualitätsunterschiede in Bezug auf ermittelte Verformungen und Schnittgrößen von elf verschiedenen Programmen. Im Mittelpunkt ihrer Betrachtungen steht der Einfluss unterschiedlicher geometrisch nichtlinearer Berechnungsmethoden auf die Modellqualität. Das in [1] betrachtete mechanische Modell eines Biegebalkens könnte beispielsweise eine eingespannte Stütze darstellen, die durch eine massive Deckenkonstruktion längsverschieblich eingespannt ist (Bild 2). Dabei wird im mechanischen Modell die Imperfektion in Richtung der schwachen Achse in Form einer

Ersatzlast angesetzt. Die Autoren liefern in [1] Verformungs- und Schnittgrößenergebnisse, die mit einem Referenzprogramm auf Basis der exakten Stabtheorie ermittelt werden.

Es ist jedoch festzustellen, dass nicht nur zwischen verschiedenen Statik-Programmen signifikante Differenzen hinsichtlich der berechneten Verformungen und Schnittgrößen auftreten können, sondern auch unterschiedliche Modellierungsstrategien bei der Verwendung eines Programms häufig voneinander abweichende Tragwerksantworten bedingen. Daher ist ein Ziel dieses Beitrags, das in [1] enthaltene Beispiel bezüglich des Einflusses verschiedener Modellierungsoptionen und unterschiedlicher mechanischer Modelle mit variierenden Abstraktionsgraden darzustellen und die Qualität der aufgestellten Simulationsmodelle zu bewerten. Darüber hinaus werden die mit dem Finite-Elemente-Programm ANSYS 12.1 simulierten Tragwerksantworten anhand eines an der Bauhaus-Universität Weimar durchgeführten Experiments validiert.

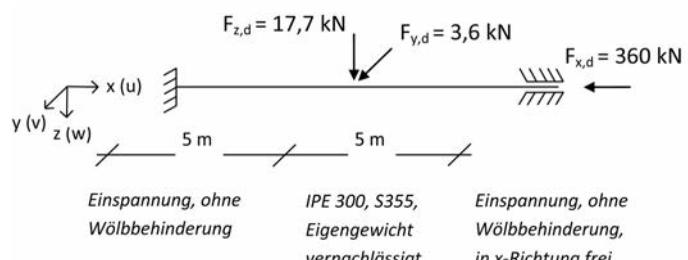


Bild 1. Mechanisches Modell

Fig. 1. Mechanical model

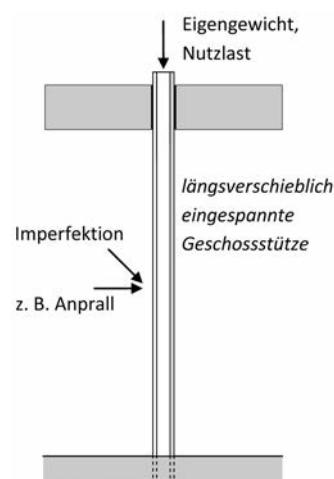


Bild 2. Physikalisches Modell

Fig. 2. Physical model

2 Stand der Technik

Aktuell kommen bei der Modellierung von räumlichen Stahltragwerken im Allgemeinen kommerzielle Stabwerks- bzw. FE-Programme zur Anwendung. Den erstellten Modellen liegen mehrheitlich Balkentheorien zugrunde. Geometrische Nichtlinearitäten werden überwiegend durch die vereinfachenden Theorien zweiter und dritter Ordnung berücksichtigt, wobei jedoch deren kinematische Beschreibungen zwischen verschiedenen Software-Herstellern variieren können [1]. Die Mehrzahl der Programme vernachlässigt physikalische Nichtlinearitäten, so dass die Simulationen auf linear-elastisches Materialverhalten beschränkt sind.

Dennoch sind in den letzten Jahren durch den rasanten Fortschritt in der Computertechnik sowie die Weiterentwicklung numerischer Methoden die Möglichkeiten der Modellgenerierung für Simulationen deutlich angestiegen. Die Erhöhung der Leistungsfähigkeit der Rechentechnik und der Programme führte gleichzeitig auch zu einem Anstieg der an die Modelle gestellten Forderungen hinsichtlich Komplexität, Verfeinerung und Realitätsnähe. Diese Tendenz lässt sich beispielsweise bei ganzheitlichen Gebäudemodellen durch die zunehmende Verwendung der gegenüber Balkenelementen komplexeren Schalen- und Volumenelementen erkennen [2]. Zudem erfordern zahlreiche physikalische Phänomene, wie beispielsweise die Beschreibung der Rissentwicklung in der Schädigungsmechanik oder die eines anisotropen Materialverhaltens eine mehrdimensionale Modellierung. In diesem Zusammenhang gewinnen entwickelte adaptive Methoden bezüglich Dimensions- und Modellexpansion immer größere Bedeutung.

3 Numerische Modelle

3.1 Allgemeines

Für die Erstellung eines numerischen Modells steht dem Ingenieur eine große Anzahl von Modellvarianten zur Verfügung, die hinsichtlich des zu untersuchenden Problems, aber auch bezüglich des Aufwands sorgfältig ausgewählt werden müssen. Dabei sollte der Ingenieur berücksichtigen, dass die Verwendung von Balkentheorien eine Dimensionsreduktion darstellt und ein Großteil physikalischer Phänomene vereinfacht wird. Mit der Wahl der Modelldimension ist die Frage verbunden, welche mechanischen Theorien das zu beschreibende physikalische Modell sinnvoll abbilden können. Beispielsweise ist im Rahmen der Balkenformulierung zu entscheiden, ob Schubverformungen zu integrieren sind und somit die schubweiche *Timoshenko*-Theorie der einfacheren, schubstarren *Bernoulli*-Theorie vorgezogen werden sollte. Darauf hinaus erfordert die Erstellung eines numerischen Simulationsmodells nicht nur die Festlegung des mechanischen Modells, sondern ebenfalls die Kenntnis des angewandten mathematischen Modells. So beinhalten beispielsweise viele mathematische Modelle Reihenentwicklungen, die nach dem linearen bzw. quadratischen Glied abgebrochen werden und demzufolge in ihren Anwendungsgrenzen, z. B. hinsichtlich Verformungen oder Dehnungen, eingeschränkt sind. Die Festlegung einer Simulationsmethode und im Fall der Finite-Elemente-Berechnung die Auswahl eines Elementtyps sollte stets die Kenntnis des mechanischen und mathematischen Modells voraussetzen.

3.2 Eigenschaften von Balkenelementen

Die überwiegend verwendeten Balkenelemente der FE-Programme besitzen lineare oder quadratische Ansatzfunktionen. Der Vorteil der 3-knotigen Elemente ist dabei die größtenteils präzisere Abbildung des Verformungs- und Dehnungszustands und sollte daher bevorzugt werden. Der Balkenquerschnitt wird in allen Balkenelementen durch einen einzelnen Knoten repräsentiert. Dieser befindet sich üblicherweise im Schwerpunkt bzw. Schubmittelpunkt des Querschnitts, kann aber je nach Programm auch verschoben werden. Die programminterne Berechnung verwendet in den moderneren Balkenelementen eine Zelleneinteilung der Querschnittsfläche mit entsprechenden Integrationspunkten. Es ist im Allgemeinen jedoch nicht möglich, die Integrationspunkte in der Modellierung bzw. für die Auswertung zu nutzen. Die Wahl der Zellengröße hat Einfluss auf die Approximation des plastischen Verhaltens, weshalb in Fließbereichen eine ausreichend feine Diskretisierung empfohlen wird. Die in den letzten Jahren angebotenen Balkenelemente besitzen bis zu sieben Freiheitsgrade und können damit die Verformung des Querschnitts in Längsrichtung bei tordierten Trägern (Verwölbung) abbilden. Jedoch bieten nicht alle kommerziellen Programme diese Möglichkeit an bzw. nur über die Verwendung von Zusatzmoduln. Es ist anzumerken, dass die Definition der Randbedingungen hinsichtlich der Wölbübergänge nicht trivial ist und somit ein erhöhtes Fehlerpotential birgt. Ferner führt die Vernachlässigung des Wölbflächenmoments 2. Grades I_{ω} zu einer Verminderung der Torsionssteifigkeit des Trägers.

Vorteilhafte Eigenschaften von Balkenelementen sind zweifelsfrei deren zeitsparende Berechnung aufgrund der gegenüber mehrdimensionalen Elementen deutlich geringeren Knotenzahl, eine einfache und schnelle Modellerstellung und ein weitgehend robustes Verhalten während der Simulationen. Dennoch bringen die Balkenelemente gegenüber höherwertigen Strukturelementen (Schalen, Volumen, NURBS, ...) auch Nachteile mit sich. So greifen beispielsweise, infolge des ausschließlichen Lastauftrags auf den Knoten, die äußeren Belastungen im Allgemeinen im Schwerpunkt bzw. Schubmittelpunkt des Balkens an, wobei sich in der Realität die Einwirkungsstelle überwiegend an dessen Ober- bzw. Unterseite befindet. In den Programmen kann dieser Fall lediglich über Zusatzmomente, sehr steife Konsolen, welche die Exzentrizität intern abbilden, eine außermittige Anordnung des Balkenelementknotens oder über Knoten-Kontaktformulierungen berücksichtigt werden. Des Weiteren können auch Kräfte, deren Wirkungsrichtungen zunächst durch den Schwerpunkt führen, im Verlauf des Belastungsregimes, bei entsprechend großen Verformungen, signifikante Zusatzmomente erzeugen. Somit kann ein realitätsnahe Tragverhalten, vor allem bei sehr schlanken Tragwerken mit großen Deformationen, nur sehr unscharf prognostiziert werden.

In Anlehnung an die Elementbezeichnungen folgen im Weiteren die Notationen Balken-, Schalen- und Volumenmodell.

3.3 Balkenmodelle

Gensichen und *Lumpe* [1] untersuchen das in Bild 1 dargestellte Modell unter Vernachlässigung der Wölbbeinspan-

nung, jedoch mit Berücksichtigung des Wölbflächenmoments 2. Grades. Die berechneten Referenzergebnisse sind in Tabelle 1 wiedergegeben. Ziel dieses Abschnitts ist es, eigene Simulationsmodelle unter Verwendung der Balkenelemente für das mechanische System aus Bild 1 darzustellen und die Ergebnisse der Simulationen untereinander bzw. mit der Referenzlösung (Tabelle 1) zu vergleichen. Die in [1] gezeigte Systemskizze und fehlende Angaben hinsichtlich der längsverschieblichen Auflagerlänge lassen den Schluss zu, dass das Auflager bei $x = 0$ m durch einen Knoten mit sechs gesperrten Freiheitsgraden und das Auflager bei $x = 10$ m durch einen Knoten mit fünf gesperrten Freiheitsgraden abgebildet sind.

Die im Rahmen dieses Beitrags beschriebenen Simulationen mit Balkenelementen beinhalten folgende Modelle für den verwendeten IPE 300, S355:

- Modell B.1: mit Ausrundung (am Stegansatz), Berücksichtigung von I_{ω} , schubweich
- Modell B.2: mit Ausrundung, Berücksichtigung von I_{ω} , schubstarr
- Modell B.3: mit Ausrundung, Vernachlässigung von I_{ω} , schubweich
- Modell B.4: ohne Ausrundung, Berücksichtigung von I_{ω} , schubweich

Tabelle 1. Antwortgrößen des Verifikationsbeispiels nach exakter Stabtheorie [1]

Table 1. Response quantities of the example verification according to [1]

u _{min} [mm]	v _{max} [mm]	w _{max} [mm]	M _x _{max} [kNm]	M _y		M _z	
				Einsp. [kNm]	Feld [kNm]	Einsp. [kNm]	Feld [kNm]
-6,1	100	14,4	0,86	-32,6	13,5	-22,0	25,0

Tabelle 2. Antwortgrößen des Balkenmodells, linear-elastisches Materialgesetz
Table 2. Response quantities of the beam models, linear elastic material law

Modell	LF [-]	u _{min} [mm]	v _{max} [mm]	w _{max} [mm]	M _x _{max} [kNm]	M _y		M _z	
						Einspli [kNm]	Feld [kNm]	Einspli [kNm]	Feld [kNm]
B.1.el	0,965	-5,1	81,5	11,5	0,9	-28,7	15,9	-18,4	20,5
	1	-5,9	96,5	13,6	1,1	-31,6	14,6	-21,6	24,2
B.2.el	1	-5,9	96,8	13,7	1,1	-31,7	14,6	-21,6	24,2
B.3.el	1	-6,3	103,0	16,6	1,5	-33,1	13,3	-22,6	26,0
B.4.el	1	-6,3	99,8	16,1	1,2	-33,7	12,7	-22,0	25,3

Tabelle 3. Antwortgrößen des Balkenmodells, linear-elastisch – ideal-plastisches Materialgesetz
Table 3. Response quantities of the beam model, linear elastic – ideal plastic material law

Modell	LF [-]	u _{min} [mm]	v _{max} [mm]	w _{max} [mm]	M _x _{max} [kNm]	M _y		M _z	
						Einspli [kNm]	Feld [kNm]	Einspli [kNm]	Feld [kNm]
B.1.pl	0,965	-5,1	82,4	11,7	0,9	-28,8	15,7	-18,5	20,7
	0,993	-6,3	104,0	14,9	1,2	-32,3	13,5	-22,6	25,4
B.2.pl	0,993	-6,3	105,1	15,1	1,2	-32,4	13,3	-22,8	25,5
B.3.pl	0,993	-6,6	108,4	17,7	1,6	-33,1	12,6	-23,2	26,6
B.4.pl	0,980	-6,0	96,6	15,8	1,1	-32,5	12,5	-20,9	24,1

Für alle vier Modelle wird linear-elastisches Materialverhalten (Tabelle 2) sowie linear-elastisch – ideal-plastisches Materialverhalten (Tabelle 3) angesetzt. Die Netzgröße beträgt in allen Modellen maximal 20 mm. Es ist zu erwähnen, dass in dem verwendeten FE-Programm die Theorie großer Verformungen sowie großer Rotationen und die Theorie großer Dehnungen implementiert sind, so dass eine vollständig geometrisch nichtlineare Berechnungsmethode zum Einsatz kommt. Das heißt, es wird zunächst ein nichtlineares Gleichungssystem unter Verwendung des logarithmischen Dehnungstensors aufgestellt, linearisiert und anschließend mit Hilfe des *Newton-Raphson*-Algorithmus inkrementell iterativ gelöst. Die numerischen Modelle verwenden ein 3-knotiges Balkenelement mit Zelleneinteilung der Querschnittsfläche, so dass Abminderungen der statischen Kennwerte des Querschnitts infolge des plastischen Fließens berücksichtigt werden.

In Tabelle 2 ist zu erkennen, dass die Verwendung der exakten Geometrie und aller statischen Kennwerte (Modell B.1.el) die geringsten Verformungen liefert. Wird im Sinne einer einfacheren Modellerstellung auf die Darstellung der Ausrundung (Modell B.4.el) verzichtet, erhöhen sich die Verformungen erheblich. So vergrößert sich beispielsweise die vertikale Durchbiegung in Trägermitte um 18 %. Gleichwohl ist zu beachten, dass die vereinfachte Geometrie eine stärkere Momentenumlagerung von der Feldmitte zur Einspannung bewirkt, was zu einer Unterschätzung des Feldmoments von 13 % führt. Der Vergleich der Modelle B.1.el und B.2.el (schubweich und schubstarr) bestätigt die allgemein übliche Vorstellung, dass in schlanken Stäben die Schubverformungen eine untergeordnete Rolle spielen. Die Auswirkungen der Vernachlässigung des Wölbflächenmoments 2. Grades sind durch die Gegenüberstellung der Antwortgrößen von B.1.el und B.3.el zu erkennen. Generell nehmen die Verformungen deutlich zu,

wobei die vertikale Verformung um 22 % höher liegt. Auch bei dem Modell B.3.el wird gegenüber B.1.el die Momenenumlagerung zu hoch prognostiziert.

Die Ergebnisse in Tabelle 2 sind in der Realität mit dem gewählten System nicht erreichbar, da schon vor Erreichen der Maximallast das Fließen des Stahls zu erwarten ist. Tabelle 3 zeigt die Antwortgrößen bei Verwendung des linear-elastisch – ideal-plastischen Materialgesetzes mit dem Bezugswert der Streckgrenze von $f_{y,d} = 322,7 \text{ N/mm}^2$ unter Anwendung des Teilsicherheitsbeiwerts $\gamma_M = 1,1$. Infolge der zunehmenden Verformungen konvergiert der Lösungsalgorithmus oberhalb eines Lastniveaus von 0,993 bzw. 0,98 nicht mehr, so dass der jeweils letzte berechnete Gleichgewichtszustand wiedergegeben ist.

Die Auswertung des Modells B.1.pl bei einem Lastniveau von 0,965 zeigt, dass bis zu diesem Lastschritt plastisches Verhalten nur geringfügig auftritt. Wird jedoch diese Last um weitere 2,8 % auf den Lastfaktor $LF = 0,993$ gesteigert, so hat dies eine Vergrößerung der Verformungen sowie der Schnittgrößen um bis zu 27 % zur Folge.

3.4 Mehrdimensionale Modelle

Es stellt sich nun die Frage: Wie gut sind die Ergebnisse im Hinblick auf die Realität? Liegen keine experimentellen oder sonstigen Daten vor, mit denen die berechneten Ergebnisse validiert werden können, bietet sich die Möglichkeit an, Balkenmodelle mit Schalen- bzw. Volumenmodellen zu vergleichen, da mehrdimensionale Beschreibungen zusätzliche Effekte, wie beispielsweise einen mehrdimensionalen Dehnungszustand, mit berücksichtigen. Diese Methodik wird in dem hier vorliegenden Beitrag gewählt. Es wird darauf hingewiesen, dass in allen modellierten Balkenmodellen die Lasten im Schwerpunkt angreifen. Somit erscheint es sinnvoll, im ersten Schritt die Vertikallast auch in den Schalen- und Volumenmodellen im Schwerpunkt ($y = 0 \text{ cm}$; $z = 0 \text{ cm}$) anzusetzen. Die Horizontallast von $F_x = 360 \text{ kN}$ wird in allen Modellen über den gesamten Querschnitt eingetragen, um numerische Probleme infolge lokalen Beulens auszuschließen. Folgende Modelle sind Gegenstand der Untersuchungen:

- Modell S.1: Schalenmodell, keine Berücksichtigung der Ausrundung, F_z bei $z = 0 \text{ cm}$
- Modell V.1: Volumenmodell, keine Berücksichtigung der Ausrundung, F_z bei $z = 0 \text{ cm}$

- Modell V.3: Volumenmodell, exakte Querschnittsgeometrie, F_z bei $z = 0 \text{ cm}$

Da im Allgemeinen die Vertikallasten an der Oberseite des Trägers angreifen, berücksichtigen die folgenden Modelle diesen Lastangriff im Bereich der Obergurtmitte ($y = 0 \text{ cm}$; $z = -15 \text{ cm}$):

- Modell S.2: Schalenmodell, keine Berücksichtigung der Ausrundung, F_z bei $z = -15 \text{ cm}$
- Modell V.2: Volumenmodell, keine Berücksichtigung der Ausrundung, F_z bei $z = -15 \text{ cm}$
- Modell V.4: Volumenmodell, exakte Querschnittsgeometrie, F_z bei $z = -15 \text{ cm}$

Die verwendeten Schalen- und Volumenelemente besitzen 8 bzw. 20 Knoten und können somit quadratische Verschiebungsfelder abbilden. Das Schalenelement beruht auf der *Mindlin-Reissner-Schalentheorie*. Für die Vernetzung wird eine maximale Element-Kantenlänge von 20 mm gewählt.

Tabelle 4 zeigt die Ergebnisse der Schalenmodelle. Es sind jeweils die Extremwerte der Verformungen (Bezug: QS) sowie für den Vergleich mit den Balkenmodellen die Verformungen im Schwerpunkt (Bezug: Achse) angegeben. In Tabelle 5 sind unter Verwendung der gleichen Systematik die Antwortgrößen der Volumenmodelle dargestellt.

Ein Problem der Modelle mit mehrdimensionalen Elementen ist die Beschreibung der Randbedingungen. Während beispielsweise im Balkenmodell für die längsverschiebbliche Einspannung ein einzelner Knoten selektiert werden kann, um die entsprechenden fünf Freiheitsgrade zu sperren, ist dieser Weg im Schalen- sowie im Volumenmodell nicht zielführend. Die Verformungen in einem Volumenelement werden ausschließlich translatorisch definiert. Am Trägeranfang bei $x = 0 \text{ m}$ ist es möglich, die Knoten in allen drei Richtungen zu sperren und somit die Einspannung abzubilden. Werden jedoch am Trägerende bei $x = 10 \text{ m}$ alle Knoten in einem Schnitt normal zum Steg (y -Achse) sowie in vertikaler Richtung (z -Achse) gesperrt, kann sich der Träger noch immer verdrehen, d. h., es ist keine Einspannung erreicht. Dazu bedarf es mindestens zweier ausgewählter Schnitte in Längsrichtung, weshalb ein zusätzlicher Auflagerbereich zu modellieren ist.

Die modellierte Auflagerlänge hat ebenfalls Einfluss auf die Berechnungsergebnisse. Der Vergleich der Tragwerks-

Tabelle 4. Antwortgrößen des Schalenmodells
Table 4. Response quantities of the shell model

Modell	z(F_z)	LF	Bezug	u_{\min}	v_{\max}	w_{\max}	M_y		M_z	
							Einspli [kNm]	Feld [kNm]	Einspli [kNm]	Feld [kNm]
S.1.el	0,00	1	QS	-7,7	110,6	19,5	-32,6	17,3	-21,9	23,5
			Achse	-6,0	97,8	12,4				
S.2.el	-0,15	1	QS	-7,9	116,9	24,3	-35,3	14,6	-22,0	24,2
			Achse	-6,1	98,9	14,2				
S.2.pl	-0,15	0,993	QS	-8,4	124,4	25,5	-36,5	13,3	-23,1	25,2
			Achse	-6,5	105,9	15,2				

QS: Gesamtquerschnitt; Achse: Symmetriearchse ($y = 0 \text{ cm}$, $z = 0 \text{ cm}$)

antworten zwischen Modellen mit unterschiedlichen Einspannlängen am Trägerende weist signifikante Unterschiede auf. Es liegt auf der Hand, dass dabei eine enge Vernetzung der Einspannlänge und Sperrung der Knoten in allen Schnitten notwendig sind, da das System streng gesehen einen Mehrfeldträger mit vielen kleinen Stützweiten (zwischen den Knotenschnitten) darstellt. Durchgeführte Untersuchungen mit Einspannlängen von 5 cm sowie 25 cm und maximalen Element-Kantenlängen von 20 mm zeigen zum Beispiel eine Verformungserhöhung in Trägermitte normal zum Steg von 11 % bei Verwendung der kürzeren Einspannlänge. Hinsichtlich der Schnittgrößen ist der Unterschied noch deutlicher. Hier erhöht sich das Einspannmoment um die starke Achse bei $x = 0$ m um 21 % unter Ansatz der kürzeren Einspannlänge. Diese Ergebnisse, die in ähnlicher Form auch für die Schalenmodelle gelten, machen deutlich, dass für eine realitätsnahe Vorhersage des Tragverhaltens der tatsächlich geplante bzw. vorhandene Auflagerbereich zu modellieren ist. In welchem Maß dieser Sachverhalt ebenfalls für die Modellierung von Balkenmodellen zutrifft, wird im späteren Verlauf dargestellt.

Vergleiche zwischen Schalen- und Volumenmodellen mit vernachlässigten Ausrundungen (S.1.el-V.1.el, S.2.el-V.2.el sowie S.2.pl-V.2.pl; Tabellen 4 und 5) weisen nur geringfügige Unterschiede hinsichtlich der Verformungs- und Schnittgrößen auf. Dagegen zeigen die Gegenüberstellungen mit dem Balkenmodell ohne Ausrundung (S.1.el/V.1.el-B.4.el) trotz des gleichen Einwirkungsorts der Vertikallast deutliche Abweichungen. Es ist nachvollziehbar, dass mehrdimensionale Betrachtungen, die die Quertragfähigkeit berücksichtigen, zu kleineren Verformungen führen, wobei der Unterschied von 27 % in der vertikalen Durchbiegung ($w_{max(B.4.el)} = 16,1$ mm; $w_{max(V.1.el)} = 12,7$ mm) in Trägermitte überrascht und somit die Notwendigkeit weiterer Modelladaptionen offenbart. Die Verwendung der Schalen- und Volumenmodelle führt zu einer höheren berechneten Tragfähigkeit im Feld, was mit einer geringeren Momentenumlagerung einhergeht. Somit unterschätzen die mit Balkenelementen berechneten Feldmomente die tatsächli-

che Beanspruchung unter der Annahme, dass mehrdimensionale Elemente realitätsnähere Prognosen liefern. Der Anstieg der Vertikalverformung sowie des Moments um die starke Achse zeigen, dass die Abbildung des tatsächlichen Lasteinwirkungsorts für eine realitätsnahe Modellbeschreibung zwingend erforderlich ist, selbst bei diesem geringen Hebelarm von 15 cm. Die Berücksichtigung plastischen Materialverhaltens führt wiederum zu einem vorzeitigen Berechnungsabbruch infolge einer nicht konvergierenden Lösung und hat in allen Modellen eine ähnliche prozentuale Veränderung der Tragwerksantwort zur Folge. Somit können für dieses Tragwerk keine signifikanten Qualitätsunterschiede zwischen den untersuchten Modellen im Hinblick auf die verwendeten Materialgesetze festgestellt werden.

Die Volumenmodelle V.3 und V.4 berücksichtigen die exakte Querschnittsgeometrie und repräsentieren demzufolge am umfassendsten die physikalische Realität. Wird zunächst das Modell mit der im Schwerpunkt einwirkenden Vertikallast V.3.el dem entsprechenden Balkenmodell B.1.el gegenübergestellt, fällt wiederum die vertikale Durchbiegung im Volumenmodell deutlich geringer aus. Der Vergleich der Schnittgrößen offenbart abermals erhebliche Abweichungen hinsichtlich der Momentenumlagerung. So ist das Feldmoment um die starke Achse bei Verwendung von Volumenelementen um 26 % höher im Vergleich mit dem Modell mit Balkenelementen. Im Gegensatz dazu sind die Einspannmomente am linken Rand nahezu identisch. Die Ergebnisse zeigen, dass das verwendete Balkenmodell, verglichen mit höherwertigen Modellen, hinsichtlich der Schnittgrößen unsichere Antworten liefert. Die Auswirkungen des Lastangriffs am Obergurt entsprechen denen der bereits vorgestellten Schalen- und Volumenmodelle ohne Ausrundung. Die Berücksichtigung des plastischen Verhaltens führt zu einem deutlich früheren Berechnungsabbruch infolge von Konvergenzproblemen. Die Abbildung der Ausrundung erfordert das Abweichen der verwendeten QUAD-Elemente von der Idealform. Infolgedessen werden während der Simulation die Abbruchkriterien in Be-

Tabelle 5. Antwortgrößen des Volumenmodells
Table 5. Response quantities of the solid models

Modell	z(F_z)	LF	Bezug	u_{min}	V _{max}	w _{max}	M _y		M _z	
							Einspli [kNm]	Feld [kNm]	Einspli [kNm]	Feld [kNm]
V.1.el	0,00	1	QS	-7,7	110,7	19,2	-32,3	17,6	-22,0	23,7
			Achse	-6,1	97,9	12,7				
V.2.el	-0,15	1	QS	-7,9	117,0	23,7	-34,7	15,2	-22,1	24,4
			Achse	-6,2	99,2	14,5				
V.2.pl	-0,15	0,99	QS	-8,2	122,3	25,2	-35,9	13,8	-22,6	24,8
			Achse	-6,4	103,4	15,4				
V.3.el	0,00	1	QS	-7,4	106,1	16,9	-31,1	18,5	-21,6	23,0
			Achse	-5,8	95,3	11,4				
V.4.el	-0,15	1	QS	-7,6	111,1	20,1	-33,1	16,7	-21,8	23,6
			Achse	-5,9	96,7	12,7				
V.4.pl	-0,15	0,99	QS	-6,6	95,7	17,8	-30,4	17,5	-18,7	20,2
			Achse	-5,2	82,8	11,2				

zug auf Elementverzerrungen früher erreicht. Es ist zu erwähnen, dass die Werte dieser Kriterien vom Nutzer verändert werden können, wobei die Anhebung dieser Werte jedoch mit einer Verschlechterung der Simulationsergebnisse einhergehen kann.

3.5 Modifikation der Balkenmodelle

Abschließend bleibt für das betrachtete Balkenmodell die Frage zu beantworten, ob die Sperrung von fünf Freiheitsgraden in einem Knoten sinnvoll ist oder ob eine Annäherung der Lagerungsbedingungen des Balkenmodells an die Realität zu einem Angleichen der Schnittgrößen an die der Volumenmodelle führt. Dazu werden die Modelle B.1 am Trägerende um einen Auflagerbereich von 25 cm, in dem der Balken längsverschieblich eingespannt ist, erweitert. Hierbei ist zu beachten, dass alle Knoten des wiederum eng vernetzten Einspannbereichs nur translatorisch in y- sowie z-Richtung und nur deren Rotation um die Balkenlängsachse gesperrt werden. Diese Vorgehensweise sollte zu einer Verbesserung der Realitätsnähe führen, da eine längsverschiebbliche Einspannung baupraktisch niemals in einem Punkt erreicht werden kann.

Werden nun die Ergebnisse der Schnittgrößen des modifizierten Balkenmodells B.5.el (Tabelle 6) mit denen des Volumenmodells V.3.el (Tabelle 5) verglichen, zeigen sich deutlich geringere Unterschiede zwischen den einzelnen Modellen. So kann das Modell B.5.el die Momentenumlagerung besser abbilden. Infolgedessen liegt der Unterschied der Feldmomente unter 10 %. Darüber hinaus kommt es gegenüber dem ursprünglichen Balkenmodell B.1.el zu einer Verringerung der vertikalen Durchbiegung bei gleichzeitigem Ansteigen der Verformungen in den anderen Richtungen. Somit gleichen sich auch die Simulationsergebnisse der Verformungen an die Resultate der aufwendigeren Volumenmodelle an. Es wird darauf hingewiesen, dass die Vergrößerung der Verformungsunterschiede in x- und y-Richtung zwischen dem modifizierten Balkenmodell sowie dem Volumenmodell und vorgenannte Bezeichnung als „Angleichen der Simulationsergebnisse“ keinen Widerspruch darstellt. Vielmehr ist der Unterschied von ca. 6 % folgerichtig, da der positive Einfluss der Quertragfähigkeit im Balkenmodell vernachlässigt wird. Die Auswertung der Simulation des verbesserten Balkenmodells B.5.pl unter An- satz des linear-elastisch – ideal-plastischen Materialver- hältens führt zu ähnlichen Schlussfolgerungen. Auch hier gleichen sich die Ergebnisse an die der Volumenmodelle an.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass die Ergebnisse von *Gensichen* und *Lumpe* [1] größtenteils identifiziert werden können. Unter der Annahme, dass die Mo-

mentenumlagerungen in mehrdimensionalen Modellen realitätsnäher abgebildet werden, offenbart sich die Notwendigkeit eines näher an die Realität angelehnten Balkenmodells.

4 Experimentelle Untersuchungen

Die numerischen Ergebnisse des untersuchten Druckriegels (Bild 1) sind durch die Modelle mit höherwertigen Elementformulierungen bestätigt. In einem weiteren Schritt werden die Simulationsergebnisse anhand eines Experiments (Bild 3) validiert. Der Versuchsaufbau basiert auf dem in Bild 1 dargestellten mechanischen Modell.

Um eine konstante Vertikallast von $F_z = 17,7$ kN auch während der zu erwartenden großen Deformationen zu gewährleisten, wurde diese durch das Eigengewicht einer bestückten Palette mit definierter Masse generiert. Die Über-

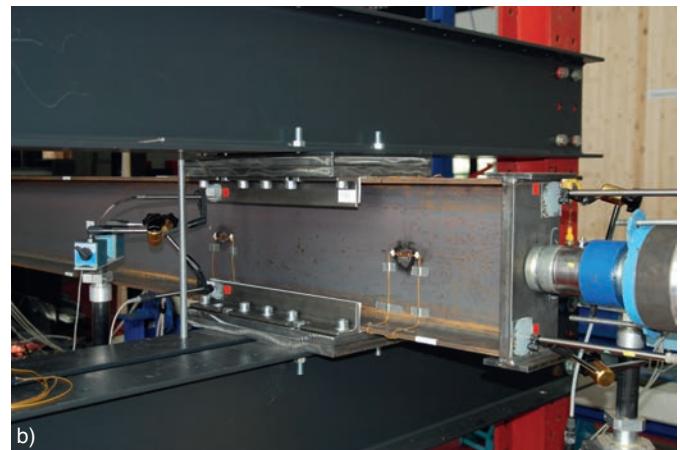


Bild 3. Versuchsaufbau (a), Einspannung bei $x = 10$ m (b)
Fig. 3. Experimental setup (a), clamped support at $x = 10$ m (b)

Tabelle 6. Antwortgrößen des modifizierten Balkenmodells
Table 6. Response quantities of the modified beam model

Modell	LF [-]	u_{\min} [mm]	v_{\max} [mm]	w_{\max} [mm]	$ M_x _{\max}$ [kNm]	M_y		M_z	
						Einspli [kNm]	Feld [kNm]	Einspli [kNm]	Feld [kNm]
B.5.el	1	-6,2	100,9	13,4	1,3	-31,7	16,9	-22,7	24,6
B.5.pl	0,965	-5,2	85,7	11,6	1,1	-29,2	17,6	-19,3	20,9
	0,993	-6,8	114,3	15,4	1,4	-32,3	14,9	-25,9	26,9

tragung dieser Vertikallast erfolgte durch ein Kalottenlager, das auf dem Obergurt des Trägers angeordnet war. Für die Aufbringung der Kräfte in Trägerlängsrichtung sowie normal zum Steg kamen hydraulische Druckpressen zum Einsatz. Die längsverschiebliche Einspannung am Trägerende wurde über 50 cm lange Führungsschienen, welche die beiden Gurte des Trägers einschlossen (Bild 3b), realisiert. Zwischen den Gurten und den Führungsschienen befanden sich PTFE-Platten, um eine weitgehend reibungsfreie Lagerung zu gewährleisten. Die Kompleteinspannung bei $x = 0$ m sollte durch eine angeschweißte, 3 cm dicke Stirnplatte, die an einer Stütze mit hoher Steifigkeit befestigt war, sichergestellt werden.

Die Dokumentation der resultierenden Riegelverschiebungen und -verdrehungen erfolgte mittels elektro-optischer Messgeräte sowie mechanisch über induktive Wegaufnehmer. Dehnungen wurden mittels Dehnungsmessstreifen bestimmt. Damit liegen für die gewählte Tragwerkskonstruktion hinsichtlich der Verschiebungen und Verdrehungen aussagefähige Messdaten vor, die für die Validierung der Simulationsergebnisse genutzt werden.

Das Ziel eines ersten Versuchs war es, die Versuchsanordnung zu überprüfen, ohne den Träger plastischen Dehnungen auszusetzen. Analog zu Bild 1 wurden eine Kraft von $F_y = 3,6$ kN normal auf den Steg sowie eine Vertikalkraft von $F_z = 17,7$ kN aufgebracht. Die Steigerung der Kraft in Trägerlängsrichtung erfolgte anschließend bis $F_x = 200$ kN. Die wesentlichen Ergebnisse dieses Vorversuchs sind Tabelle 7 zu entnehmen.

Die Auswertung der Versuchsergebnisse zeigt, dass die Randbedingungen des mechanischen Modells, insbesondere die der Einspannungen, während des Experiments nicht vorlagen. Das linke Auflager verschob sich um ca. 2 mm und das rechte Auflager um ca. 6 mm normal zum Steg. Weiterhin ist zu erkennen, dass die geodätisch gemessene, horizontale Maximalverformung von $v = 15$ cm

in Trägermitte bereits deutlich über der simulierten Balkenverformung von $v = 10$ cm lag, obwohl die Längskraft erst $F_x = 200$ kN betrug. Somit ist die Frage zu beantworten: Welche Auswirkungen hat die Änderung der Randbedingungen auf die Gesamtverformungen des Systems? Vergleichsrechnungen unter Verwendung des Volumenmodells mit exaktem Querschnitt und der Berücksichtigung des zusätzlichen Hebelarms der Vertikalkraft sollen diesbezüglich Antworten liefern. Es wird linear-elastisch – idealplastisches Materialverhalten unter Verwendung der in Zugversuchen festgestellten, tatsächlichen Materialparameter angesetzt. Die Auswertung erfolgt in Knoten, die in ihrer Lage den geodätischen Messpunkten des Experiments zugehörig sind.

In einem ersten Schritt werden die idealen, d. h. starren, Randbedingungen beibehalten sowie das experimentell verwendete Lastregime simuliert (Modell V.E.1.pl). Die Ergebnisse sind aus Tabelle 8 ersichtlich. Die berechnete Horizontalverformung in Trägermitte liegt mit $v = 54,4$ mm deutlich unterhalb der experimentellen Ergebnisse. In einem zweiten Schritt werden die Verschiebungen der Lager berücksichtigt, was einerseits durch die Anordnung von Federn und andererseits durch zusätzliche explizite Vorgabe von Verschiebungen in ausgewählten Knoten erfolgt (Modell V.E.2.pl). Die vorgenommenen Änderungen bewirken eine deutliche Annäherung der berechneten Auflagerverschiebungen an die experimentellen Daten (Tabelle 8). Ferner reduziert sich der maximale Unterschied der Horizontalverschiebung in Trägermitte auf 9 % infolge der Modelladaption.

Der Vergleich der Tabellen 7 und 8 unterstreicht, dass es gelungen ist, die während des Experiments aufgetretenen Tragwerksverformungen numerisch nachzubilden. Zusätzlich ist zu sehen, dass die Horizontalverformung normal zum Steg infolge der Lagerverschiebungen von wenigen Millimetern um 201 % ansteigt. Dieses Ergebnis unter-

Tabelle 7. Versuchsergebnisse
Table 7. Experimental results

Stelle	Einsp _{li}			Trägermitte			Einsp _{re}		
	u _{min} [mm]	v _{max} [mm]	w _{max} [mm]	u _{min} [mm]	v _{max} [mm]	w _{max} [mm]	u _{min} [mm]	v _{max} [mm]	w _{max} [mm]
OG	-3,7	1,9	0,1	-4,2	150,0	42,2	-6,6	5,7	1,6
M	-	-	-	-4,5	127,0	25,0	-	-	-
UG	-4,0	1,6	0,1	-4,7	101,6	35,1	-5,2	4,5	1,5

OG: Obergurt; M: Trägermitte ($z = 0$ cm); UG: Untergurt

Tabelle 8. Antwortgrößen für die Validation
Table 8. Response quantities for the validation

Modell	Stelle	Einsp _{li}			Trägermitte			Einsp _{re}		
		u _{min} [mm]	v _{max} [mm]	w _{max} [mm]	u _{min} [mm]	v _{max} [mm]	w _{max} [mm]	u _{min} [mm]	v _{max} [mm]	w _{max} [mm]
V.E.1.pl	OG	0,0	0,0	0,0	-1,1	54,4	20,6	-2,2	0,0	0,0
	UG	0,0	0,0	0,0	-1,1	17,5	17,9	-2,1	0,0	0,0
V.E.2.pl	OG	-3,5	1,7	0,0	-3,8	164,0	49,3	-5,7	5,6	0,0
	UG	-3,5	1,4	0,0	-3,8	92,4	39,3	-5,8	4,4	0,0

streicht die Notwendigkeit einer realitätsnahen Beschreibung der Randbedingungen.

Durchgeführte Vermessungen der Profilmaße des verwendeten Trägers zeigten deutliche Abweichungen zwischen den Soll- und Istwerten. So betrug die durchschnittliche Dicke beider Gurte 9,7 mm, was einer Unterschreitung von 9 % gegenüber dem Sollmaß von 10,7 mm entspricht. Die gemessene Stegdicke von 7,6 mm überschreitet hingegen den Sollwert von 7,1 mm um 7 %. Gleichwohl ist der Einfluss der Materialreduzierung im Gurtbereich infolge der Biegebeanspruchung der Tragstruktur wesentlich bedeutsamer, was zusätzliche Simulationen belegen. So erhöht sich beispielsweise die vertikale Durchbiegung in Trägermitte um 18,7 % infolge des Ansatzes der Querschnitts-Istwerte anstatt der normativen Werte. Es ist anzumerken, dass die Simulationen der Modelle V.E.1.pl und V.E.2.pl die experimentell gemessenen Querschnittswerte berücksichtigen.

5 Diskussion der Ergebnisse

Die durchgeführten Analysen zeigen, dass die Wahl der Tragwerksabstraktion für die Erstellung von Ingenieurmodellen entscheidenden Einfluss auf die Prognosequalität des Systemverhaltens ausüben kann.

In Abschn. 3 wurden unterschiedlich komplexe Modelle erstellt und mit einem in der Literatur veröffentlichten Beispiel [1] verglichen. Hierbei sind signifikante Qualitätsunterschiede, vor allem durch Verwendung von höherwertigen mechanischen Modellen und realitätsnäherer Beschreibung der Randbedingungen, aufgetreten. Es konnte gezeigt werden, dass für die Bewertung unterschiedlicher Modelle nicht nur die jeweiligen Verformungen, sondern auch zugehörige Schnittgrößen miteinander verglichen werden müssen. Da die FE-Programme im Allgemeinen für die mit mehrdimensionalen Elementen modellierten Querschnitte keine direkte Ausgabe der Schnittgrößen des Gesamtquerschnitts ermöglichen, obliegt es dem Ingenieur, diese durch geeignete Nachlaufrechnungen zu ermitteln. Es wäre besonders im Hinblick auf die zunehmende Verwendung dieser Elemente wünschenswert, wenn die Software-Hersteller diesbezüglich Ergänzungen ihrer Programme vornähmen, um so dem Ingenieur ein wichtiges Werkzeug zur Überprüfung unterschiedlicher Modelle zur Verfügung zu stellen. Zusätzlich wurden die nicht zu vernachlässigenden Effekte physikalisch nichtlinearen Materialverhaltens in Bezug auf das Systemverhalten aufgezeigt.

Wie in Abschn. 4 beschrieben, dienten die Ergebnisse eines an der Bauhaus-Universität Weimar durchgeführten Experiments der Validierung simulierter Tragwerksantworten. Dabei traten zunächst deutliche Unterschiede in den Ergebnisgrößen zwischen Experiment und Modell auf. Es wurde gezeigt, dass die Hauptursache der Differenzen den veränderten Lagerungsbedingungen während des Experiments geschuldet war. Nach einer Modelladaption mit Berücksichtigung der tatsächlichen Lagerungsbedingungen konnte eine Validierung des Simulationsmodells anhand der experimentellen Daten erfolgen. Die durchgeführten Simulationen belegen, dass in schlanken Systemen eventuell auftretende Lagerverschiebungen von wenigen Millimetern zusätzliche Tragwerksverformungen bedingen können, die ein

Vielfaches des mit starren Lagern berechneten Ergebnisses betragen.

Baupraktisch ist im Allgemeinen eine absolut starre Lagerung nur schwer zu erreichen, so dass dem Ingenieur empfohlen wird, das Antwortspektrum der verwendeten Tragwerksmodelle mittels Modellmodifikationen sowie Parameterstudien zu überprüfen. Dieses Vorgehen könnte beispielsweise beinhalten, angenommene Einspannungen durch wirklichkeitsnähere, nachgiebige Lagerungen unter Verwendung von Federn zu ersetzen.

Die in diesem Beitrag aufgezeigten Unterschiede hinsichtlich der Prognose des Systemverhaltens einer Tragstruktur infolge unterschiedlicher Modellierungsstrategien verdeutlichen eindrucksvoll, dass Sicherheitsbetrachtungen ohne Berücksichtigung dieser Einflüsse die Realität nicht ausreichend abbilden. In diesem Zusammenhang müssen die in den letzten Jahren mehrfach modifizierten Imperfektionsansätze kritisch betrachtet werden. Deren zunehmend kompliziertere Berechnungsalgorithmen erhöhen den Aufwand deutlich, führen jedoch im Allgemeinen nur zu geringfügigen Veränderungen der Antwortgröße.

Gemäß DIN 1055-100:2001-03 [3] berücksichtigt der für den Stahl geltende Teilsicherheitsbeiwert γ_M folgende Aspekte:

- ungünstige Abweichungen von den charakteristischen Werten
- Ungenauigkeiten der Umrechnungsfaktoren und
- Unsicherheiten in den geometrischen Eigenschaften und im Tragwiderstandsmodell.

Eine Reduzierung des Teilsicherheitsbeiwerts auf $\gamma_M = 1,0$ bedeutet für die entsprechenden Nachweise, dass Unsicherheiten infolge etwaiger Walztoleranzen oder infolge ungünstiger Streuungen der Materialparameter nicht mehr im Bemessungskonzept berücksichtigt werden. Darüber hinaus sind vorhandene Ungenauigkeiten bei der Erstellung des mechanischen Modells nicht im Tragwiderstandsmodell enthalten. Es ist zu bedenken, dass der Teilsicherheitsbeiwert γ_F nur der Berücksichtigung der Unsicherheiten hinsichtlich der Einwirkungen und Beanspruchungen und ihrer entsprechenden Modelle dient. Aus diesem Grund wird dem planenden Ingenieur empfohlen, den für Stahl zukünftig geltenden Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_M = 1,0$ verantwortungsvoll zu hinterfragen.

Literatur

- [1] Gensichen, V., Lumpe, G.: Zur Leistungsfähigkeit, korrekten Anwendung und Kontrolle von EDV-Programmen für die Berechnung räumlicher Stabwerke im Stahlbau (Teil 1). *Stahlbau* 77 (2008), H. 6, S. 447–453.
- [2] Rombach, A.: Die Prüfung der Standsicherheit am ganzheitlichen Gebäudemodell. *Der Prüfingenieur* Nr. 33, Ausgabe Oktober 2008, BVPI, Berlin, 2008.
- [3] DIN 1055-100 (2001-03): Einwirkungen auf Tragwerke – Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln. Berlin: Beuth Verlag.

Autoren dieses Beitrages:

Dipl.-Ing. Marco Bauer, Dipl.-Ing. Markus Reuter
Bauhaus-Universität Weimar, Graduiertenkolleg 1462
Berkaer Straße 9, 99425 Weimar

Traglastanalyse schlanker Stahlbetonstützen unter Kriechbeanspruchung

Die Beurteilung der Tragfähigkeit schlanker Stahlbetonstützen kann mittels einfacher Modellstützen- oder Nennsteifigkeitsverfahren erfolgen bzw. durch genauere Verfahren, in denen geometrisch und physikalisch nichtlineare Effekte berücksichtigt werden. Dabei stehen dem Anwender verschiedene Modelle zur Berücksichtigung der geometrischen Nichtlinearität und des Kriechens des Betons zur Verfügung. Zusätzlich ist die Beschreibung des Kriechverhaltens mit großen Unsicherheiten behaftet. Dieser Beitrag beschäftigt sich mit der Frage, inwieweit die Wahl der Modelle und die Unsicherheiten in den Eingangsdaten die Prognoseresultate beeinflussen.

Analysis of the ultimate load bearing capacity of slender RC-columns considering creep. *Geometrical and physical non-linear analysis is an alternative for simplified nominal curvature and stiffness methods for estimating the ultimate load capacity of slender reinforced concrete columns. In this article the influence of modelling creep effects in concrete and of considering geometric non-linearities on the results of the models' prognosis is examined. Furthermore, uncertainty analysis is performed to assess the effects of the large scatter of creep deformations on the ultimate load capacity of the RC column.*

1 Einleitung

Zur Beurteilung der Tragfähigkeit schlanker Stahlbetonstützen werden in der Regel Näherungsverfahren angewendet. Durch die verbesserten Möglichkeiten moderner Computer-technik und Software ist es mittlerweile möglich, das Tragverhalten dieser Stützen wesentlich genauer zu beschreiben. Die dafür notwendigen Partialmodelle können jedoch verschiedene Abstraktionsgrade aufweisen, so dass sich die Frage nach der Vorhersagequalität eines Partialmodells bzw. der Qualität der Prognose gekoppelter Partialmodelle stellt.

In diesem Beitrag wird die Kombination von Kriechmodellen und Modellen geometrischer Nichtlinearität in der Prognose der Maximaltragfähigkeit einer schlanken Stahlbetonstütze behandelt. Der Einfluss des jeweiligen Abstraktionsgrades der Modelle auf die rechnerische Traglast wird dargestellt. Weiterhin werden die nach DIN 1045-1-2008 zulässigen Verfahren zur nichtlinearen Schnittgrößenermittlung dem vereinfachten Modellstützenverfahren gegenübergestellt.

Abschließend wird eine Unsicherheitsanalyse durchgeführt, um die Auswirkungen der Unsicherheit der Kriech-

verformungen auf die Stützenträglast in Abhängigkeit der Kombination der Partialmodelle zu zeigen.

2 Berechnungsmodelle

2.1 Grundlagen des FE-Modells

Die Finite-Elemente-Methode ist ein Verfahren, das zunehmend für die physikalisch und geometrisch nichtlineare Analyse von Tragwerken angewendet wird. Eine Vielzahl geeigneter Software-Anwendungen existiert derzeit, um das nichtlineare Tragverhalten von Stahlbetonstützen zu analysieren. In dieser Arbeit wird ein in der Software MATLAB implementiertes FE-Programm angewendet. Die Modellbildung erfolgt unter Verwendung der *Bernoulli*-Hypothese, d. h., ein Ebenbleiben der Querschnitte wird für den gesamten Querschnitt vorausgesetzt. Unter dieser Annahme kann der Dehnungszustand an jedem Punkt des Querschnitts über die Dehnung im Schwerpunkt ϵ_0 , die Krümmungen κ_y und κ_z sowie die Querschnittskoordinaten y und z beschrieben werden

$$\epsilon(y,z) = \epsilon_0 + \kappa_y z + \kappa_z y. \quad (1)$$

Für die Berechnung der Schnittgrößen und Steifigkeit am Querschnitt wird anstelle der Integration über den Querschnitt ein Schichten- bzw. Fasermodell (Bild 1) verwendet, womit die Integration über den Querschnitt durch eine Summation über alle Schichten/Fasern ersetzt wird. Diese Unterteilung in Schichten/Fasern ermöglicht u. a. die Berücksichtigung von beliebig über den Querschnitt verteilten Vordehnungen, beispielsweise aus Kriechen und Schwinden. Dieses Vorgehen ist notwendig, um die Zeitintegration der Kriechdehnungen an jedem Punkt des Querschnitts durchführen zu können. Unter Berücksichtigung der elastischen (el), plastischen (pl) und thermischen (th) Dehnungsanteile sowie von Kriech- (cr), Schwind- (sh) und Hydratationsdehnung (hyd) setzt sich die Gesamtdehnung eines Punkts am Betonquerschnitt wie folgt zusammen:

$$\begin{aligned} \epsilon_c &= \epsilon_{c,el} + \epsilon_{c,pl} + \epsilon_{c,0} \\ &= \epsilon_{c,el} + \epsilon_{c,pl} + \epsilon_{c,cr} + \epsilon_{c,sh} + \epsilon_{c,hyd} + \epsilon_{c,th}. \end{aligned} \quad (2)$$

Aus dem Materialgesetz können die Spannungen und Steifigkeiten ermittelt werden. Die Kriechdehnungen $\epsilon_{c,cr}$ gehen als spannungsfreie Vordehnungen in diese Berechnung ein. Nach Aufstellen der Steifigkeitsmatrix \mathbf{K} , beste-

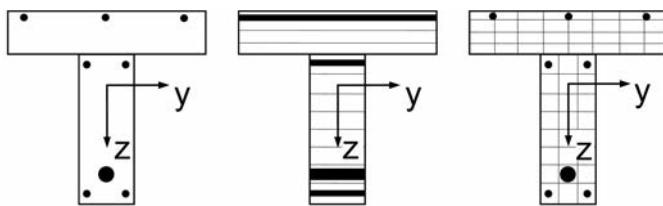


Bild 1. Diskretisierung des Querschnitts (links), in Schichten (Mitte) und Fasern (rechts)

Fig. 1. Discretisation of the cross section (left), in layers (mid) and fibres (right)

hend aus linearen Anteilen \mathbf{K}_{LIN} und nichtlinearen Anteilen \mathbf{K}_{NL} , werden die Verschiebungen \mathbf{U} aus den äußeren Kräften \mathbf{F} über die Grundbeziehung der FEM

$$(\mathbf{K}_{\text{LIN}} + \mathbf{K}_{\text{NL}}) \mathbf{U} = \mathbf{F} \text{ bzw. } (\mathbf{K}_{\text{LIN}} + \mathbf{K}_{\text{NL}})^{-1} \mathbf{F} = \mathbf{U} \quad (3)$$

ermittelt. Aufgrund der Nichtlinearität der Materialkennlinien sowie der nichtlinearen Kinematik ist die Lösung der Gl. (3) nur iterativ möglich. Als Lösungsalgorithmus wird in diesem Ansatz das *Newton-Raphson*-Verfahren verwendet.

2.2 Geometrische Nichtlinearität

Ausgehend von der *Lagrangeschen* Bewegungsbeschreibung, bei der sich alle Verformungen auf die Ausgangslage beziehen, wird zunächst auf die Herleitung des nichtlinearen Kinematikoperators eingegangen (Bild 2).

Ausgehend von der Betrachtung der Verformung eines beliebigen Körpers (Bild 2), kann der Abstand zwischen zwei Punkten mittels Reihenentwicklung beschrieben werden

$$dx_i = dX_i + \frac{\partial u_i}{\partial X_j} dX_j + \frac{1}{2} \frac{\partial^2 u_i}{\partial X_j \partial X_k} dX_j dX_k + \dots \quad (4)$$

Darin sind u_i mit $i = 1, 2, 3$ die Komponenten des Verformungsvektors \mathbf{u} ; \mathbf{x} und \mathbf{X} bezeichnen den Ortsvektor zwi-

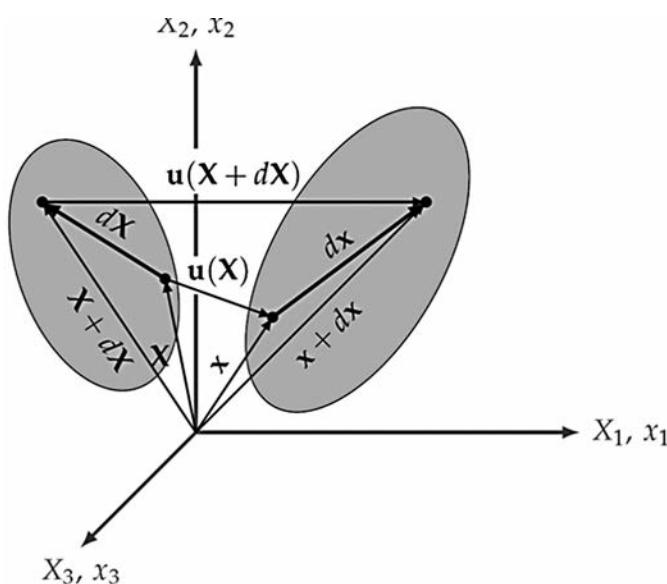


Bild 2. Verformte und unverformte Geometrie
Fig. 2. Deformed and undeformed geometry

schen zwei Punkten in der verformten und unverformten Konfiguration. Diese Reihe wird normalerweise nach dem ersten Glied abgebrochen, und der Deformationsgradient \mathbf{F} wird definiert als

$$\mathbf{F} = \frac{\partial \mathbf{x}}{\partial \mathbf{X}} = \mathbf{I} + \frac{\partial \mathbf{u}}{\partial \mathbf{X}}. \quad (5)$$

Da dieser sowohl Dehnung als auch Starrkörperbewegung beinhaltet, wird zur Beschreibung der Verzerrungen zusätzlich der *Greensche* Dehnungstensor \mathbf{E} definiert

$$\mathbf{E} = \frac{1}{2} \left[\frac{\partial u_i}{\partial X_j} + \frac{\partial u_j}{\partial X_i} + \frac{\partial u_k}{\partial X_i} \frac{\partial u_k}{\partial X_j} \right]. \quad (6)$$

Bei Vernachlässigung des quadratischen Anteils des Dehnungstensors ergibt sich der lineare Verzerrungstensor. Weiterführende Erläuterungen können [1] entnommen werden.

Im Rahmen der Balkenstatik finden häufig vereinfachte geometrisch nichtlineare Verfahren Anwendung. Das hier zum Vergleich mit der nichtlinearen FE-Lösung herangezogene $P\Delta$ -Verfahren wird im Folgenden kurz erläutert. In einem ersten linearen Berechnungsschritt werden neben den Stabkräften auch die Tragwerksverformungen ermittelt. Für dieses „neue“ statische System haben sich im Vergleich zum Ursprungstragwerk die Hebelarme der angreifenden Kräfte verändert. Das kann zu einer deutlichen Erhöhung der Schnittkräfte führen. Wird beispielsweise eine Kragstütze mit vertikaler und horizontaler Einzellast am Kopfpunkt betrachtet, so führt die Horizontalverschiebung des Lastangriffspunkts zu einem zusätzlichen Moment aus der Vertikalkraft um den Stützenfuß. Diese wird im Zuge des $P\Delta$ -Verfahrens in eine äquivalente Horizontalkraft umgerechnet, um anschließend am Ausgangssystem erneut die Verformungen zu bestimmen. Dieses Vorgehen wird solange wiederholt, bis die Deformationsinkremente eine vorher definierte Grenze unterschreiten. Hierbei ist zu beachten, dass die infolge der äquivalenten Horizontalkräfte bestimmte Momentenlinie nicht mit dem wahren Verlauf übereinstimmt (Bild 3).

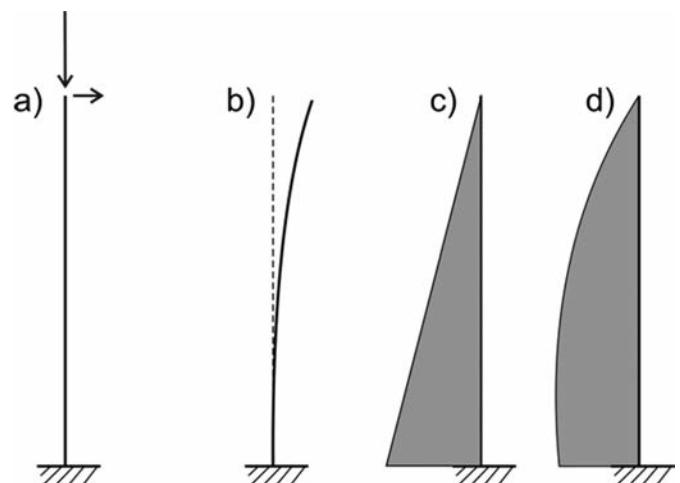


Bild 3. $P\Delta$ -Verfahren; a) Belastung, b) Verformungsfigur, c) approximierte Verlauf des Moments basierend auf dem $P\Delta$ -Verfahren, d) wirklicher Verlauf des Zusatzmoments
Fig. 3. $P\Delta$ -Method; a) loading, b) deformed shape, c) approximated distribution of 2nd order bending moment, d) real distribution of 2nd order bending moment

2.3 Kriechen

Das Kriechen des Betons spielt für die Beurteilung der Tragfähigkeit von Stahlbetonkonstruktionen im Allgemeinen eine untergeordnete Rolle. Dies gilt jedoch nicht für den Fall schlanker Stahlbetonstützen oder vorgespannter Konstruktionen, deren Tragverhalten durch den Verlust der Vorspannkraft beeinflusst wird.

Für die Berechnung der Kriechdehnung bzw. Kriechzahl wird in der aktuellen Norm DIN 1045-1:2008-08 [2] bzw. den Erläuterungen im DAfStb-Heft 525 [3] das aktualisierte Modell des Model Code 90 [4] verwendet. Dieses Modell folgt dem Produktansatz und kombiniert einen Endkriechbeiwert φ_0 mit einer hyperbolischen Zeitfunktion $\beta_c(t, t_0)$

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t, t_0) = \varphi_{RH} \beta_{fcm} \beta_{t0} \left[\frac{(t - t_0) / t_1}{\beta_H + (t - t_0) / t_1} \right]^{0.3}. \quad (7)$$

Hierin sind die Faktoren φ_{RH} , β_H , β_{fcm} und β_{t0} in Abhängigkeit der relativen Luftfeuchte RH, Geometrie, Betonfestigkeit f_{cm} und des Betonalters bei Lasteinleitung t_0 zu bestimmen. Mit t wird die aktuelle Zeit bezeichnet, und $t_1 = 1d$ ist eine Konstante zur Wahrung der Einheitenkonformität. Die Berechnung der Betondehnung ε_c für konstante Spannung im Gebrauchslastbereich $\sigma_c \leq 0.4 f_{cm}$ erfolgt über die Nachgiebigkeit J_c

$$\varepsilon_c = \sigma_c J_c = \sigma_c \frac{\frac{E_{c,28}}{E_c(t_0)} + \varphi(t, t_0)}{E_{c,28}}. \quad (8)$$

Die Elastizitätsmoduln $E_{c,28}$ und $E_c(t_0)$ entsprechen dem Betonalter von 28 Tagen bzw. zu Belastungsbeginn. Da der Fall konstanter Betonspannungen in Stahlbetonkonstruktionen durch die stetige Umlagerung zwischen Beton und Betonstahl nicht vorliegt, müssen die Kriechdehnungen mittels Integration des Spannungsverlaufs über die Zeit ermittelt werden. Für den Gebrauchslastbereich ist das Superpositionsprinzip von Boltzmann anwendbar, und die Kriechdehnung wird zu

$$\varepsilon_c = J_c(t, t_0) \sigma_c(t_0) + \int_{t_0}^t J_c(t, \tau) \frac{\partial \sigma_c(\tau)}{\partial \tau} d\tau. \quad (9)$$

Durch eine Zeitinkrementierung kann das Integral in eine Summe über n Zeitinkremente überführt [5] und numerisch gelöst werden

$$\varepsilon_c = J_c(t, t_0) \sigma_c(t_0) + \sum_{i=1}^n J_c(t, \tau_i) \Delta \sigma_c(\tau_i). \quad (10)$$

Eine Vereinfachung dieser Methode ist die „Age Adjusted Effective Modulus Method“ von Trost [6] bzw. deren Formalisierung durch Bažant [7].

Unter Anwendung der Zeitintegration können die Kriech- bzw. Gesamdehnungen für Betonspannungen im Gebrauchslastbereich ermittelt werden. Diese werden an-

schließend als Vordehnung in die Berechnung des zeitinvarianten Tragverhaltens unter Bemessungslasten angesetzt. Die einzelnen Dehnungsanteile eines Querschnittspunkts i zum Zeitpunkt t ergeben sich mit den Gl. (1) und (2) bei Vernachlässigung des Schwindens, der Nacherhärtung und thermischer Einwirkungen zu

$$\begin{aligned} \varepsilon_{c,i}(y_i, z_i, t) = \varepsilon_0 + \kappa_z y_i + \kappa_y z_i &= \varepsilon_{c,el,i}(t, y_i, z_i) + \\ &+ \varepsilon_{c,pl,i}(t, y_i, z_i) + \varepsilon_{c,cr,i}(t, t_0, y_i, z_i). \end{aligned} \quad (11)$$

Anstelle der expliziten Berücksichtigung der Kriechdehnungen kann nach DIN 1045-1:2008-08 Ab. 8.6.3 (10, 11) vereinfachend die Spannungs-Dehnungslinie des Betons mit der effektiven Kriechzahl

$$\varphi_{eff} = \varphi_0 \frac{M_{1,perm}}{M_{1,d}} \quad (12)$$

modifiziert werden. Der Faktor $M_{1,perm}/M_{1,d}$ gibt das Verhältnis des Moments aus quasi-ständiger Belastung zum Bemessungsmoment nach Theorie I. Ordnung an. Alle Dehnungswerte der Spannungs-Dehnungslinie, z. B. die Dehnung bei maximaler Betonspannung ε_{cl} , werden folglich mit dem Faktor $(1 + \varphi_{eff})$ modifiziert.

3 Traglastermittlung von Stahlbetonstützen

3.1 Berechnungsbeispiel

Das folgende Beispiel soll die unterschiedlichen Auswirkungen der Kombination von Modellen der geometrischen Nichtlinearität mit den Methoden zur Analyse des Kriechens aufzeigen. Die geometrische Nichtlinearität wird zum einen durch die Berücksichtigung der nichtlinearen Kinematik des Balkenelements beschrieben (GNL). Zum anderen wird das vereinfachte P-Δ-Verfahren angewendet. Die Berücksichtigung des Kriechens erfolgt ebenfalls über zwei verschiedene Methoden. Es wird die vereinfachte Berücksichtigung des Kriecheinflusses über die Modifikation der Spannungs-Dehnungsbeziehung für eine Kurzzeitbelastung mit dem Faktor $(1 + \varphi_{eff})$ der Methode der Integration des Spannungsverlaufs über die Zeit gegenübergestellt. Bei der Zeitintegration wird die Stütze zunächst mit der quasi-ständigen Last für 70 Jahre belastet und danach die Belastung bis auf die Bemessungslast erhöht.

Der generelle Unterschied dieser nichtlinearen Verfahren zur Ermittlung der Schnittgrößen am Tragsystem gegenüber dem nach DIN 1045-1-2008 Abschnitt 8.6.5 vereinfachten Nachweis mittels Modellstütze wird ebenfalls verdeutlicht. Im Modellstützenverfahren wird das Kriechen vereinfacht über eine Erhöhung der Lastausmitte aus Theorie II. Ordnung mit dem Faktor K_φ berücksichtigt. Dieser Faktor wird in Abhängigkeit der Schlankheit, der Betonfestigkeit und der effektiven Kriechzahl ermittelt. Der Vergleich der unterschiedlichen Verfahren erfolgt über den Vergleich der maximalen Traglast für die gegebenen Stützen- und Querschnittsabmessungen.

Für die nichtlineare Schnittgrößenermittlung der Stahlbetonstütze nach DIN 1045-1-2008 Abschnitt 8.6.1 (7) werden Baustoffkennwerte basierend auf den Mittelwerten der Materialparameter verwendet, diese jedoch mit dem Teilsicherheitsfaktor γ_c bzw. γ_s reduziert (z. B. f_{cm}/γ_c und

E_{cm}/γ_c). Mit diesem Verfahren werden die Schnittgrößen bestimmt und ein globales Stabilitätsversagen ausgeschlossen. Im Anschluss daran erfolgt der Nachweis der Querschnittstragfähigkeit mit abgeminderten Baustoffkennwerten ($f_{cd} = \alpha \cdot f_{ck}/\gamma_c$) und den zuvor ermittelten Schnittgrößen.

Die gewählte Geometrie und Belastung der Kragstütze sind in Tabelle 1 dargestellt. Der Bewehrungsgrad wurde entsprechend dem Moment nach Theorie I. Ordnung am Stützenfuß sowie unabhängig von der Schlankheit gewählt und als konstant über die Stützenlänge ange-

Tabelle 1. Stützengeometrie und Lastexzentrizität am Stützenfuß

Table 1. Geometry of the column and corresponding eccentricity of the load

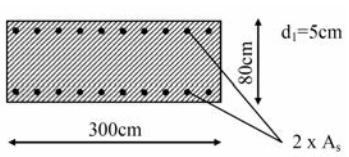
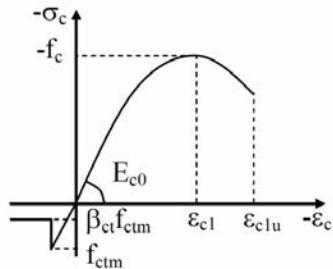
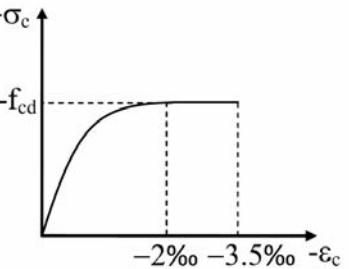
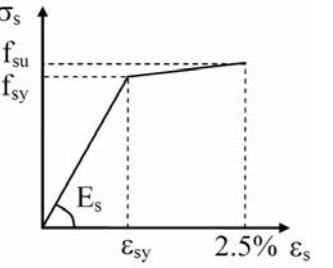
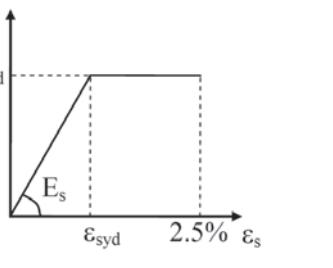
System	Querschnitt	
		$d_i = 5\text{cm}$ 80cm 300cm $2 \times A_s$
$E_{0,\text{Fußpunkt}} [\text{cm}]$	$A_s [\text{cm}^2]$	
8	30	
16	65	
24	110	
32	140	
36	155	
40	170	

Tabelle 2. Kriech- und Materialmodelle des Betons C35/45 und Betonstahls BSt500

Table 2. Creep- and material model of the concrete C35/45 and reinforcement bars BSt500

	Nichtlineare Schnittgrößenermittlung			Querschnittsbemessung		
Beton						
Betonstahl						
Parameter Kriechmodell:	$t_0 = 14$	$d = \text{dy}$	$E_{c0} = 2220 \text{ kN/cm}^2$	$f_{cd} = 1,98 \text{ kN/cm}^2$	$E_s = 20000 \text{ kN/cm}^2$	
$t_d = 7$		d_y	$f_c = 2,87 \text{ kN/cm}^2$	$E_s = 20000 \text{ kN/cm}^2$	$f_{sy} = 43,5 \text{ kN/cm}^2$	
$RH = 50$		$\%$	$f_{ct} = 0,21 \text{ kN/cm}^2$	$f_{syd} = 43,5 \text{ kN/cm}^2$	$\varepsilon_{su} = 2,5 \%$	
$f_{cm} = 4,30$		kN/cm^2	$\beta_{ct} = 0,4$			
$T = 20$		$^{\circ}\text{C}$	$\varepsilon_{c1} = -2,4 \text{ \%}$			
$t_{\text{max}} = 70$		y	$E_s = 17400 \text{ kN/cm}^2$			
Zementtyp	normal erhärtend		$f_{sy} = 47,8 \text{ kN/cm}^2$			
			$f_{su} = 51,6 \text{ kN/cm}^2$			

setzt. Die Berechnung erfolgt für verschiedene Schlankheiten $\lambda = 35 \dots 90$, wobei die Bewehrungsgröße nicht mit zunehmender Schlankheit angepasst wird. Die Horizontallast H wurde in Abhängigkeit der Stützenlänge so gewählt, dass die Ausmitte $e_{0,\text{Fußpunkt}}$ nach Theorie I. Ordnung am Stützenfuß für alle Stützenlängen bzw. Stützenschlankheiten eines Bewehrungsgrades konstant ist. Das Verhältnis der quasi-ständigen Last zur Bemessungslast wird zu $M_{l,\text{perm}}/M_{l,d} = 0,5$ gewählt. Diese relativ hohe Dauerbeanspruchung liegt beispielsweise bei Stützen von Massivbrücken vor. Die Materialmodelle und -parameter des Betons C35/45 und des Betonstahls BSt500 für die nichtlineare Schnittgrößenermittlung und die Nachweise am Querschnitt sind Tabelle 2 zu entnehmen.

3.2 Ergebnisse

Die numerisch ermittelte maximale Traglast ist in Abhängigkeit der Stützenschlankheit für die verschiedene Exzentrizität $e_{0,\text{Fußpunkt}}$ in den Bildern 4 bis 7 dargestellt. In den Legenden werden folgende Abkürzungen verwendet:

- GNL: geometrisch nichtlineare Berechnung
- P-Δ: P-Δ-Verfahren
- MS: Modellstützenverfahren
- ZI: Zeitintegration
- EK: vereinfachte Berücksichtigung des Kriechens über Modifikation der Arbeitslinie
- K: Berücksichtigung des Kriechens im Modellstützenverfahren
- OK: ohne Kriechen.

Für die Auswertung der Methoden der Kriechberechnung wird in Bezug auf [8] angenommen, dass das Verfahren der Zeitintegration die realitätsnahesten Ergebnisse liefert. Die geometrisch nichtlineare Berechnung liefert definitionsgemäß gegenüber dem P-Δ-Verfahren exaktere Ergebnisse.

Es wird deutlich, dass das vereinfachte Modellstützenverfahren gegenüber den anderen Methoden stets auf der sicheren Seite liegt. Für kleine plannmäßige Exzentrizitäten wird die Traglast der Stütze jedoch wesentlich unterschätzt, und das vereinfachte Verfahren wird zunehmend unwirtschaftlich.

In den Bildern 8 und 9 ist das Verhältnis der Traglast nach dem P-Δ-Verfahren und der geometrisch nichtlinearen Berechnung für die Ausmitten $e_0 = 16 \text{ cm}$ und $e_0 = 32 \text{ cm}$

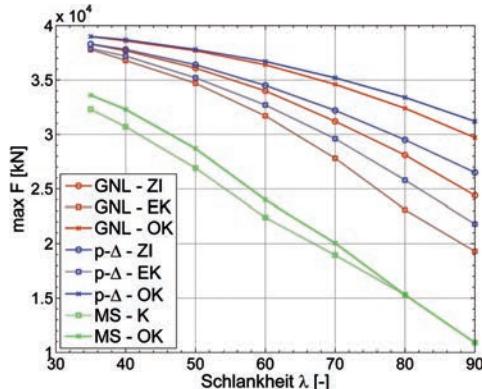


Bild 4. Maximale Traglast für $e_0 = 8 \text{ cm}$
Fig. 4. Ultimate load capacity for $e_0 = 8 \text{ cm}$

dargestellt. Es wird sichtbar, dass das P-Δ-Verfahren speziell im Bereich geringer Außermittigkeit stets eine höhere Tragfähigkeit (bis zu 13 %) der Stütze prognostiziert. Der genaue Verlauf der Zusatzmomente infolge des Gleichgewichts am verformten System kann von dem Verfahren nicht ausreichend genau abgebildet werden. Die Abweichung zwischen beiden Verfahren nimmt mit steigender Schlankheit zu, da der Einfluss der Zusatzmomente erhöht wird. Der Unterschied der mit den beiden Verfahren ermittelten Traglasten wird durch die Kopplung mit den Kriechmodellen nur im Bereich kleiner Exzentrizität verstärkt. Für große Exzentrizität ist die Abweichung der mit beiden Verfahren ermittelten Traglasten gleich dem Unterschied zwischen den beiden Verfahren ohne Berücksichtigung des Kriechens.

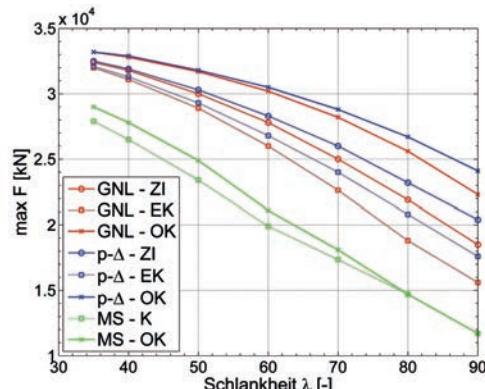


Bild 5. Maximale Traglast für $e_0 = 16 \text{ cm}$
Fig. 5. Ultimate load capacity for $e_0 = 16 \text{ cm}$

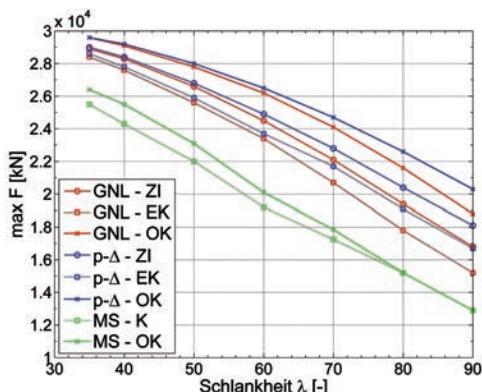


Bild 6. Maximale Traglast für $e_0 = 24 \text{ cm}$
Fig. 6. Ultimate load capacity for $e_0 = 24 \text{ cm}$

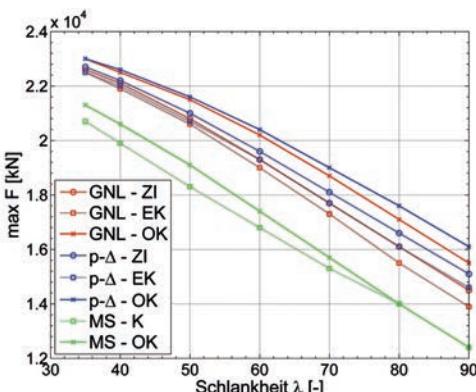


Bild 7. Maximale Traglast für $e_0 = 40 \text{ cm}$
Fig. 7. Ultimate load capacity for $e_0 = 40 \text{ cm}$

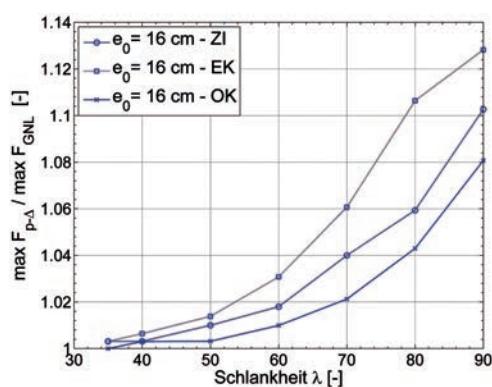


Bild 8. Unterschied der Verfahren der geometrisch nichtlinearen Berechnung, $e_0 = 16 \text{ cm}$
Fig. 8. Differences between geometric non-linear analyses, $e_0 = 16 \text{ cm}$

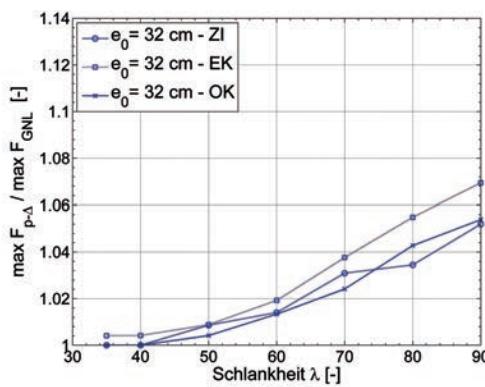


Bild 9. Unterschied der Verfahren der geometrisch nichtlinearen Berechnung, $e_0 = 32 \text{ cm}$
Fig. 9. Differences between geometric non-linear analyses, $e_0 = 32 \text{ cm}$

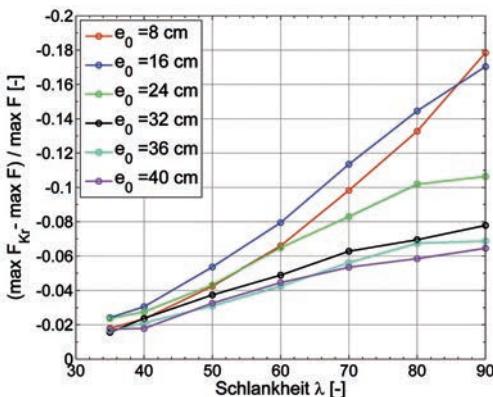


Bild 10. Relativer Einfluss des Kriechens auf die Traglast
Fig. 10. Relative influence of creep on the load bearing capacity

Wird der Einfluss des Kriechens auf die Tragfähigkeit untersucht, zeigen sich große Unterschiede zwischen den Ergebnissen der nichtlinearen Methoden und dem Modellstützenverfahren. Spielt das Kriechen für die Beurteilung der Tragfähigkeit im Modellstützenverfahren nur eine untergeordnete Rolle, so ist es für die nichtlinearen Verfahren wesentlich. Insbesondere bei kleiner Ausmitte der Beanspruchung führt das Kriechen zu einer wesentlichen Verformungszunahme, gleichbedeutend mit der Reduktion der Tragfähigkeit. Bei großer Ausmitte ist die Steifigkeit der Stütze aufgrund der verstärkten Rissbildung infolge der erhöhten Exzentrizität stärker reduziert, wodurch der relative Einfluss der Kriechverformungen auf die Traglast gemindert wird. Unterschiede werden ebenfalls im Vergleich der Methoden der Berücksichtigung des Kriechens deutlich. Das vereinfachte Verfahren führt gegenüber der Methode der Zeitintegration stets zu geringeren Traglasten. Wird der relative Unterschied betrachtet, so ist der Unterschied bei kleinen Außermittigkeiten stärker, da die Kriechverformungen einen größeren Einfluss auf die Traglastfähigkeit haben.

Bild 10 zeigt die relative Abnahme der Tragfähigkeit durch den Einfluss des Kriechens. Wie bereits erwähnt, ist der Einfluss des Kriechens auf die Tragfähigkeit bei geringer Außermittigkeit der Belastung verstärkt, was eine Reduktion der Traglast von bis zu 18 % entspricht. Die Minderung der Traglast infolge Kriechens ist bis zu $\lambda \approx 70$ proportional zur Schlankheit. Für größere Schlankheiten dominiert die Verformung infolge der Maximallast anstelle der Dauerlast, und der Einfluss des Kriechens nimmt nicht mehr linear zu.

4 Einfluss der Unsicherheit des Kriechens

4.1 Grundlagen der Unsicherheitsanalyse

Die im vorherigen Abschnitt durchgeführte nichtlineare Analyse des Tragverhaltens der Stahlbetonstütze hat gezeigt, dass der Einfluss des Kriechens des Betons nicht zu vernachlässigen ist. Da die Beschreibung des Kriechverhaltens mit Unsicherheiten behaftet ist, soll im Folgenden deren Einfluss auf die Beurteilung des Tragverhaltens untersucht werden. Weitere Unsicherheiten, wie beispielsweise der Materialmodelle zur Beschreibung des Kurzzeitverhaltens, werden nicht berücksichtigt.

Die Unsicherheit des Kriechmodells setzt sich aus der Parameter- und Modellunsicherheit zusammen. Die Parameterunsicherheit $\Psi_{cr, \text{Parameter}}$ wird über die Mittelwerte und die Standardabweichungen der Eingangsparameter,

z. B. der Betonfestigkeit, beschrieben. Mit Modellunsicherheit $\Psi_{cr, \text{Modell}}$ wird die Abweichung des Prognosemodells gegenüber der Wirklichkeit bezeichnet. Die gemessene Abweichung eines Experiments zu der Modellprognose Ψ_{cr} setzt sich aus der eigentlichen Modellunsicherheit $\Psi_{cr, \text{Modell}}$, der Messunsicherheit Ψ_{β} sowie der Unsicherheit des Kriechphänomens Ψ_{α} zusammen [9]. Unter dieser Annahme kann der Variationskoeffizient CV des Modellunsicherheitsfaktors $\Psi_{\alpha, cr, \text{Modell}}$ über die Zerlegung der Varianz bestimmt werden

$$CV_{\Psi_{\alpha, cr, \text{Modell}}}^2 = CV_{\Psi_{cr}}^2 - CV_{\Psi_{\alpha}}^2 - CV_{\Psi_{\beta}}^2. \quad (13)$$

Die Variationskoeffizienten $CV_{\Psi_{\alpha}}$ und $CV_{\Psi_{\beta}}$ werden entsprechend [9] mit 0,05 und 0,08 angesetzt. Der Variationskoeffizient $CV_{\Psi_{cr}}$ wurde von Gardner [10] durch den Vergleich der Prognosen des Kriechmodells mit zahlreichen Versuchsdaten aus der RILEM-Datenbank ermittelt und spiegelt die allgemeine Abweichung der Modellprognose zu den Messwerten wider.

Modell (M)- und Parameterunsicherheit (P) werden im Rahmen einer probabilistischen Untersuchung der Tragfähigkeit der Stütze berücksichtigt. Der Faktor $\Psi_{cr, \text{Modell}}$ wird im Berechnungsmodell mit der errechneten effektiven Kriechzahl ϕ_{eff} , respektive Kriechdehnung ϵ_{cr} , multipliziert. Der Mittelwert des Parameters ist 1, was einer Übereinstimmung von Modellprognose und Experiment entspricht. Für die Stichprobe i ergibt sich

$$\phi_{eff, M+P}^{(i)} = \Psi_{cr, \text{Modell}}^{(i)} \cdot \phi_{eff, P}^{(i)} \quad \text{bzw.} \quad \epsilon_{cr, M+P}^{(i)} = \Psi_{cr, \text{Modell}}^{(i)} \cdot \epsilon_{cr, P}^{(i)} \quad (14)$$

Die Mittelwerte und Standardabweichungen der in der Analyse berücksichtigten stochastischen Eingangsparameter sind in Tabelle 3 angegeben. Zwischen dem Elastizitätsmodul und der Betonfestigkeit wird eine Korrelation von $\rho = 0,8$ berücksichtigt, alle weiteren Parameter sind unkorreliert [11]. Die Stichproben der Eingangsparameter werden mittels Latin Hypercube Sampling generiert, womit die Anzahl der zu berechnenden Simulationen reduziert werden kann.

Tabelle 3. Stochastische Eingangsparameter des Kriechmodells
Table 3. Stochastic input parameters of the creep model

Parameter	Mittelwert	CV	Verteilung	Quelle
RH	50 %	0,04	normal	[11]
f_{cm}	4,30 kN/cm ²	0,06	lognormal	[13]
$E_{c,28}$	3330 kN/cm ²	0,10	lognormal	[14]
$\Psi_{cr, \text{Modell}}$	1,0	0,27	normal	[9]

4.2 Ergebnisse

Die stochastische Analyse wurde beispielhaft für die Schlankheit $\lambda = 70$ und die Ausmitten $e_0 = 16 \text{ cm}$ und $e_0 = 32 \text{ cm}$ durchgeführt. In den Bildern 11 und 12 sind die 95 %-Konfidenzintervalle der Traglast bei Berücksichtigung des Kriechens dargestellt. Die große Unsicherheit der Prognose der Kriechverformungen spiegelt sich auch in der ermittelten Traglast wider. So ist die Traglast infolge

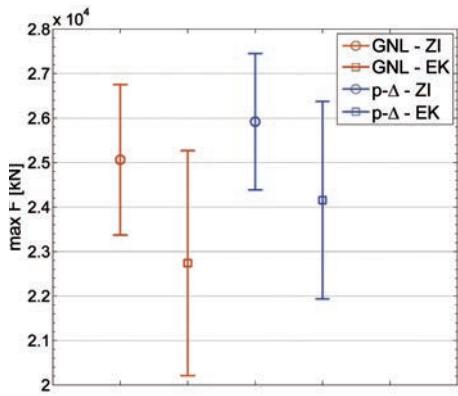


Bild 11. 95 %-Konfidenzintervall der Traglast, $e_0 = 16 \text{ cm}$
 Fig. 11. 95 %-confidence interval of the ultimate load,
 $e_0 = 16 \text{ cm}$

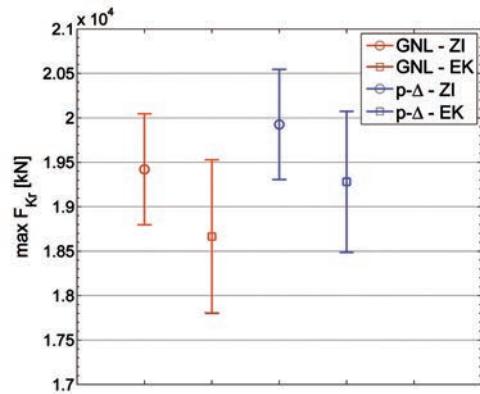


Bild 12. 95 %-Konfidenzintervall der Traglast, $e_0 = 32 \text{ cm}$
 Fig. 12. 95 %-confidence interval of the ultimate load,
 $e_0 = 32 \text{ cm}$

Kriechens besonders bei kleiner Exzentrizität, da hier der Einfluss der Kriechverformungen signifikant wird, mit großen Unsicherheiten behaftet. Weiterhin ist ersichtlich, dass die Unsicherheit infolge Kriechens bzw. der Methode zur Berücksichtigung des Kriechens bei kleiner Exzentrizität gegenüber der Wahl des Modells für die geometrische Nichtlinearität maßgebend ist.

5 Schlussfolgerung

In dem Berechnungsbeispiel zeigt sich, dass durch die Anwendung nichtlinearer Verfahren zur Schnittgrößenermittlung im Vergleich zum Modellstützenverfahren wesentlich höhere Traglasten ermittelt werden. Speziell im Bereich geringer planmäßiger Exzentrizität der Belastung wird das Modellstützenverfahren sehr unwirtschaftlich. Bei Anwendung der nichtlinearen Verfahren kommt der Berücksichtigung des Kriechens eine wichtige Bedeutung zu, da diese die Traglast speziell bei kleiner Ausmitte der Belastung deutlich mindert. Die vereinfachte Berücksichtigung der Kriechverformungen über eine Modifikation der Kurzzeit-Arbeitslinie des Betons liefert dabei gegenüber der Integration der Spannungen über die Zeit konservative Ergebnisse. Bei den Modellen der geometrischen Nichtlinearität hingegen überschätzt das einfache P-Δ-Verfahren die Tragfähigkeit im Besonderen bei kleiner Ausmitte und hohen Schlankheiten und sollte deshalb nur bedingt zur Anwendung kommen. Diese Abweichung wird bei kleiner Ausmitte

durch das Kriechen verstärkt, bei großen Ausmittten ist die Abweichung nahezu unbeeinflusst von der Kopplung mit dem Kriechmodell. Folglich ist für die Beurteilung der Prognosequalität der Modelle für geometrische Nichtlinearität für kleine planmäßige Ausmittten die Kopplung mit dem Kriechmodell zu berücksichtigen.

Aufgrund der hohen Unsicherheit in der Prognose der Kriechverformungen kommt es auch in der Beurteilung der Tragfähigkeit zu großen Streubreiten. Das vereinfachte Verfahren zur Berücksichtigung des Kriechens mittels Modifikation der Kurzzeit-Arbeitslinie führt neben der Unterschätzung der Tragfähigkeit zu einer erhöhten Unsicherheit. Die Integration der Kriechdehnungen über die Zeit stellt folglich das robustere und qualitativ höherwertigere Modell dar. Generell sollten bei der Berücksichtigung der Kriechverformungen im Rahmen einer nichtlinearen Berechnung neben dem Mittelwert auch die Quantilwerte des Kriechens in Betracht gezogen werden, um bei kriechsensitiven Strukturen die nötige Sicherheit zu gewährleisten. Um die Prognosequalität zu erhöhen, empfiehlt sich auch die Verwendung anderer Kriechfunktionen, beispielsweise des Modells B3 oder GL2000 [10].

Literatur

- [1] Mang, H., Hofstetter, G.: Festigkeitslehre. Wien, New York: Springer-Verlag, 2000.
- [2] DIN 1045-1, Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Deutsches Institut für Normung e.V. Berlin: Beuth Verlag, 2008.
- [3] Erläuterungen zur DIN 1045-1, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 525. Berlin: Beuth Verlag, 2003.
- [4] Updated Knowledge of the CEB-FIP Model Code 90, Comité Euro-International du Beton, Lausanne, 1999.
- [5] CEB-FIP Model Code 90, Comité Euro-International du Beton, Lausanne, 1990.
- [6] Trost, H.: Auswirkungen des Superpositionsprinzips auf Kriech- und Relaxationsprobleme bei Beton- und Spannbeton. Beton – und Stahlbetonbau 62 (1967), S. 230–238 und 261–269.
- [7] Bažant, Z. P.: Prediction of Concrete Creep Effects Using Age-Adjusted Effective Modulus Method. ACI Journal 69 (1972), pp. 212–217.
- [8] Gilbert, R. I.: Time Effects in Concrete Structures. Amsterdam: Elsevier, 1988.
- [9] Madsen, H., Bažant, Z. P.: Uncertainty Analysis of Creep and Shrinkage Effects in Concrete Structures. ACI Journal 80 (1983), pp. 116–127.
- [10] Gardner, N.: Comparison of Prediction Provisions for Drying Shrinkage and Creep of Normal-Strength Concrete. Canadian Journal of Civil Engineering 31 (2004), pp. 767–777.
- [11] Keitel, H., Dommig-Osburg, A.: Uncertainty and Sensitivity Analysis of Creep Models for Uncorrelated and Correlated Input Parameters. Engineering Structures 2010 (submitted).
- [12] Diamantidis, D., Madsen, H., Rackwitz, R.: On the Variability of the Creep Coefficient of Structural Concrete. Matériaux et Constructions 100 (1984), Nr. 17, S. 321–328.
- [13] Probabilistic Model Code, 12th draft. Joint Committee on Structural Safety, 2002.
- [14] Vismann, U.: Zuverlässigkeitstheoretische Verifikation von Bemessungskriterien im Stahlbetonbau. Dissertation, Technische Universität München, 1995.

Autoren dieses Beitrages:

Dipl.-Ing. Holger Keitel, Dipl.-Ing. Susanne Nikulla,
 Bauhaus-Universität Weimar, Graduiertenkolleg 1462,
 Berkaer Straße 9, 99423 Weimar

Bewertungsmethoden für Modelle des konstruktiven Ingenieurbaus

Für den Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Ingenieurbauwerken steht dem Planer eine Vielzahl von Programmen, denen wiederum unterschiedliche Berechnungsmodelle zugrunde liegen, zur Verfügung. Die Programmauswahl, ebenso wie die Entscheidung bezüglich des zu verwendenden Modells, werden in der Regel auf Grundlage des Erfahrungsschatzes des Anwenders getroffen. Die Angemessenheit der Modelle für den entsprechenden Nachweis und das Vertrauen, das diesen Berechnungen entgegengebracht wird, können nur über eine qualitative Bewertung der Modelle erfolgen. In diesem Beitrag werden eine Übersicht möglicher Bewertungskriterien zusammengestellt und geeignete mathematische Methoden für eine quantitative Bewertung von Modellen diskutiert. Die dargestellten Verfahren dienen als Grundlage für die qualitative und quantitative Bewertung von Partialmodellen für die Synthese eines komplexen, aus mehreren Partialmodellen zusammengesetzten Gesamtmodells mittels der in [1] vorgestellten Graphentheorie.

Evaluation methods for models used in civil engineering. *The simulation tools which are currently available allow to perform safety analyses for all types of buildings in different complexity and accordingly with different efforts. The choice of the simulation program and the constitutive models which are implemented therein usually base on subjective decisions of the planning engineer. Only by a careful quality assessment, one can judge if the models are appropriate for the safety analyses and say how reliable the computed results are. This article provides a collection of evaluation criteria and mathematical tools for a quantitative evaluation of the models. The presented methods are in particular a basis for the quantitative and qualitative estimation of partial models and provide information which can then be used for the synthesis of complex coupled models using graph theory approaches according to [1].*

1 Einleitung

Die meisten der im Folgenden vorgestellten Verfahren basieren auf probabilistischen Untersuchungen, die eine hohe Anzahl von Modellauswertungen (sogenannten Samples) erfordern. Aufgrund der Streuung vieler Eingangsparameter ist eine Vielzahl von Simulationsläufen unter Verwendung unterschiedlicher Parameterkombinationen erforderlich, um belastbare Ergebnisse zu erzielen. Für gekoppelte komplexe Modelle ist dieser Aufwand zeitlich oft nicht vertretbar. Die Validierung der Simulationsmodelle wird in vielen Fällen nur für einfache Partialmodelle möglich

sein, da deren Verhalten anhand entsprechender Versuche oder Beobachtungen nachgewiesen werden kann. Für komplexe Prognosemodelle fehlt oft eine solche Referenz in der Realität.

Generell werden Tragwerke in den für sie bestimmten Gebrauchsbereichen, d. h. für unter normalen Bedingungen anzutreffende Annahmen an Lasten, Materialkennwerten und Geometrieabmessungen, untersucht. Um die Zuverlässigkeit der Tragsicherheits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise zu gewährleisten, ist es notwendig, auch Extremsituationen, beispielsweise in Bezug auf die Belastung, zu betrachten. Ziel ist hierbei die Bestimmung des Verhaltens der verwendeten Modelle in ihren jeweiligen Grenzbereichen, beispielsweise unter solchen Einwirkungen, die zu einem Erreichen von Bruchkriterien führen, und der damit verbundenen Auswirkungen auf die Tragwerksantwort.

Im Folgenden werden eine Reihe von Begriffen und Methoden für eine qualitative Einschätzung von Modellen im konstruktiven Ingenieurbau vorgestellt.

2 Verifizierung und Validierung

Die Verifizierung und Validierung (V&V) [2], [3] von Modellen beinhaltet den Prozess der Abschätzung numerischer Fehler und der Detektierung von fälschlichen Annahmen bei der Auswahl bzw. Entwicklung von Modellen. Dabei geht

- die Verifizierung der Frage nach, ob das mathematische Modell fehlerfrei in ein Simulationsmodell überführt ist und korrekt vom Nutzer bedient wird.
- die Validierung der Frage nach, ob das mathematische Modell die physikalische Realität in ausreichendem Maße abbilden kann.

Die Verifizierung entspricht insbesondere in der Informatik einem formalen Beweis, dass ein numerisches Programm der vorgegebenen Spezifikation nachkommt und dass die Software entsprechend den Anforderungen und Zielen des Modells entwickelt ist. Dies lässt sich anhand von Fehlerschätzern, Vergleichen mit Benchmarkproblemen und kritischer Anwendung überprüfen. Die Validierung bedarf hingegen einer Reihe von beobachteten und experimentell ermittelten Werten, um den Beweis zu liefern, dass das Modell seiner Aufgabe, zumindest für vorhersehbare Ereignisse, genügt. Streng genommen kann ein Modell nie als

exakt oder perfekt validiert bezeichnet werden, hingegen kann es nur lange auf seine Funktionsweise getestet werden, so dass die Wahrscheinlichkeit einer fehlerhaften Voraussage auf ein Minimum reduziert wird. Für komplexe, zusammengesetzte Modelle sind in der Regel wenige Erfahrungen oder Beobachtungen vorhanden, so dass eine Validierung unter Verwendung von experimentellen Daten einzelner Partialmodelle nur teilweise erfolgen kann.

3 Modellunsicherheit

„Wir sind niemals sicher, wir sind stets zu einem gewissen Grad unwissend“ [4]. Jede Modellbewertung erfordert die Detektierung und Quantifizierung von Unsicherheiten. Dabei sind die Unsicherheiten in einem Modell immer die Summe aus den sogenannten aleatorischen (zufallsbedingten) und den epistemischen (erkenntnisbasierten) Unsicherheiten. Die aleatorische Unsicherheit bezieht sich auf die statistische Variabilität der Modelleingangsparameter und damit auf das innewohnende stochastische Verhalten eines Modells. Die aleatorische Unsicherheit kann mittels probabilistischer Rechnungen beispielsweise durch die Varianz der Systemantwort infolge der Streuung der Eingangsparameter quantifiziert werden (vgl. Abschn. 4). Die epistemische Unsicherheit misst dagegen die Abweichung zwischen vorhergesagtem und beobachtetem Verhalten. Diese Unsicherheit basiert auf der fehlenden Kenntnis des realen Verhaltens während der Modellbildung und resultiert in unzureichenden Beschreibungen des physikalischen Verhaltens während des Einsatzes des Modells. Die Quantifizierung der epistemischen Unsicherheit ist nur durch eine Validierung des Simulationsergebnisses möglich, also durch Vergleich mit geeigneten Versuchsergebnissen. Aleatorische und epistemische Unsicherheiten lassen sich durch intensives Studium, einen hohen experimentellen Aufwand, gewissenhafte Identifizierung von Modellkomponenten und Kalibrierung des Modells reduzieren. Eine gänzliche Vermeidung ist nicht möglich. Eine interessante Diskussion über Unsicherhei-

ten im Bereich des konstruktiven Ingenieurbaus liefert [5]. Dort wird ausführlich argumentiert, wie sich die Signifikanz von Sicherheitsaussagen durch Unsicherheiten verschiedener Arten relativiert.

4 Sensitivitäts- und Unsicherheitsanalysen

Sensitivitätsanalysen untersuchen den Einfluss einzelner Modellparameter auf die Systemantwort. Darüber hinaus klären Sensitivitätsanalysen, wie die Unsicherheiten der Modellausgangsgröße den verschiedenen Quellen der Unsicherheiten der Modelleingangsgrößen zugeordnet werden kann [6].

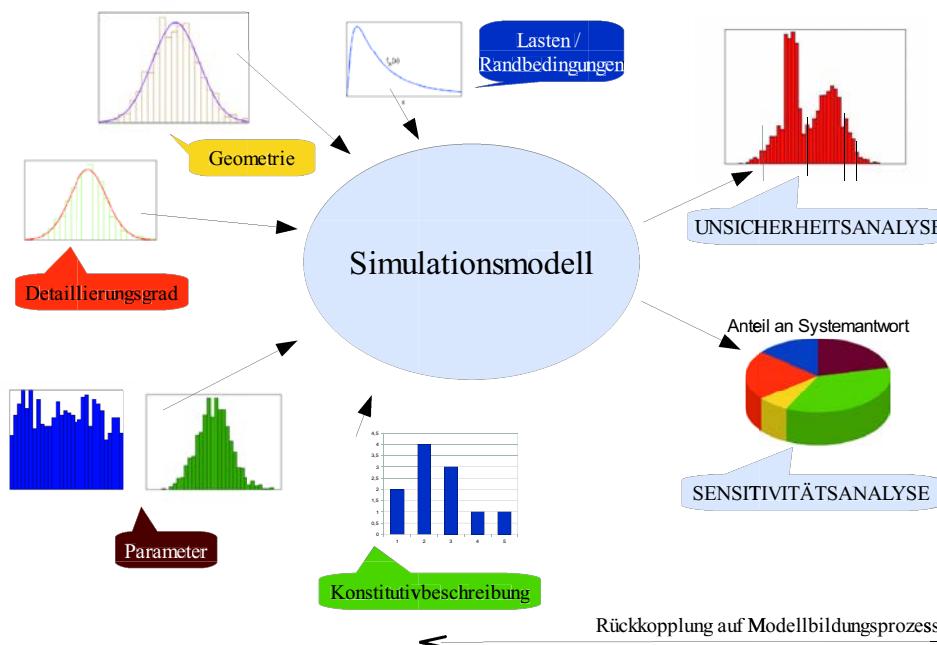
Diese Quellen von Unsicherheiten basieren im Bereich des konstruktiven Ingenieurbaus auf den nie exakt ermittelbaren Konstitutivparametern, Konstitutivbeschreibungen und Einwirkungen, ferner auf Variationen in den Geometrieabmessungen sowie unterschiedlichen Detailierungsgraden (Bild 1). Eine mit der Sensitivitätsanalyse verwandte Disziplin ist die Unsicherheitsanalyse, welche die Quantifizierung von Unsicherheiten in der Modellantwort ermöglicht.

Um eindeutige Ergebnisse von Sensitivitäts- und Unsicherheitsanalysen zu erhalten, muss eine konkrete Zielgröße definiert werden. Wird beispielsweise ein turmartiges Bauwerk betrachtet, kann die Schwankung des Elastizitätsmoduls Auswirkungen auf die Kopfpunktauslenkung, nicht jedoch auf die Setzungen haben.

In der Literatur wird eine Vielzahl von Sensitivitätsmaßen diskutiert. Die Auswahl eines geeigneten Maßes hängt dabei von Faktoren ab, wie:

- numerischer Aufwand (Rechenzeit)
- Anzahl der Eingangsparameter
- Struktur des Modells (Linearität, Korrelationen zwischen Eingangsparametern, usw. ...)
- Ziel der Sensitivitätsanalyse

Auf die Formulierung des Ziels der Sensitivitätsanalyse muss besondere Aufmerksamkeit gerichtet werden. Gene-



*Bild 1. Sensitivitäts- und Unsicherheitsanalyse (in Anlehnung an [6])
Fig. 1. Sensitivity and uncertainty analysis (according to [6])*

Tabelle 1. Sensitivitätsanalysen und deren Eigenschaften
Table 1. Sensitivity analyses and their properties

Methode/ Eigenschaft	Berücksichtigt Interaktionen zwischen Parametern	Maximal vertret- barer Aufwand für einen Simu- lationsdurchlauf	primäres Analyseziel
Partielle Ableitungen	nein	1 h	PP
Elementare Effekte	ja	< 1 h	PF
Streudia- gramme (scatter plots)	ja	< 1 h	PM
Regressions- verfahren	ja	< 1 h	PP, PM
Varianz- basierte Methoden <i>First Order</i>	nein	< 1 min	PP
Varianz- basierte Methoden <i>Total Order</i>	ja	< 1 min	PF

rell können Sensitivitätsanalysen Antworten auf die folgenden Punkte geben:

- Parameter Priorisierung (PP)
Welches sind die maßgeblichen Eingangsparameter?
Benötigen diese weitere Untersuchungen, beispielsweise weitere experimentelle Messungen?
- Parameter Fixierung (PF)
Sind alle Parameter im System aktiv? Ist es möglich, ein Modell in seiner Komplexität zu reduzieren, da Teile des Modells keinen Einfluss auf die Modellantwort zeigen?
- Parameter Mapping (PM)
Welche Parametervariationen führen zum Überschreiten einer definierten Grenze, beispielsweise einem Versagenskriterium?

Darüber hinaus liefern Sensitivitätsstudien vielfältige Erkenntnisse, die unerwartet sein mögen und somit vor Fehlannahmen oder Fehlentscheidungen schützen. Des Weiteren können Fehler im Modellierungsprozess erkannt werden, beispielsweise wenn ein Modell sich stark sensitiv auf die Wahl einer Diskretisierung verhält und damit eine unzureichende Auflösung des Finiten-Elemente-Netzes aufdeckt.

Tabelle 1 gibt einen Überblick über einige in der Fachliteratur diskutierte Sensitivitätsmaße und deren Eigenschaften, siehe auch [6], [7].

5 Modellrobustheit

Während bei Sensitivitätsanalysen Auswirkungen von Änderungen der Eingangsparameter auf die Zielgröße eines Modells studiert werden, wird bei einer Robustheitsanalyse die Modellantwort untersucht. Die Robustheit ist dabei die Eigenschaft eines Modells, sich über die volle Bandbreite der auf das Modell einwirkenden Umgebungsbedingungen, für die es konzipiert ist, annähernd gleichmäßig zu verhalten. Die Robustheit eines Modells kann z. B. bezüglich der

Änderungen von Materialparametern, Lasten oder Geometriebemaßungen bewertet werden.

Eine Robustheitsanalyse charakterisiert dabei die Anfälligkeit eines Systems auf Ausreißer und definiert entsprechende Maße anhand von statistischen Kennzahlen. Ein weit verbreitetes Konzept ist dabei das Robustheitsmaß nach *Taguchi*, welches als Signal-Störgrößen-Verhältnis definiert ist [8].

6 Modellkomplexität

Der Begriff der Komplexität ist eng mit dem Begriff der Unsicherheit verbunden. Die Komplexität als solche ist in der Wissenschaft nicht eindeutig definiert und wird in Abhängigkeit der wissenschaftlichen Disziplin unterschiedlich beschrieben. Der Begriff der Komplexität lässt sich nutzen, um Systeme zu quantifizieren, die aus einer Vielzahl von miteinander verknüpften Komponenten bestehen. Die klassische Definition der Modellkomplexität als Anzahl der unbekannten Größen kann dabei als Spezialfall betrachtet werden. Die Modellkomplexität beinhaltet zumindest bei hierarchisch aufgebauten Modellen immer einen Kompromiss zwischen Einfachheit und Genauigkeit. Damit beeinflusst die Komplexität eines Modells aber auch dessen Grad an Unsicherheit, wie in Bild 2 dargestellt. Für einfache Modelle mit wenigen Eingangsparametern vermindert sich zwar einerseits die aleatorische Unsicherheit, jedoch steigt das Risiko, nicht alle in der Realität auftretende Effekte zu berücksichtigen. Für komplexere Modelle gilt hingegen, dass aleatorische (d. h. zufallsabhängige) Unsicherheiten mit der Anzahl der Modellparameter zunehmen, die epistemischen (erkenntnisbasierten) jedoch durch zusätzliche Fähigkeiten des Modells reduziert werden.

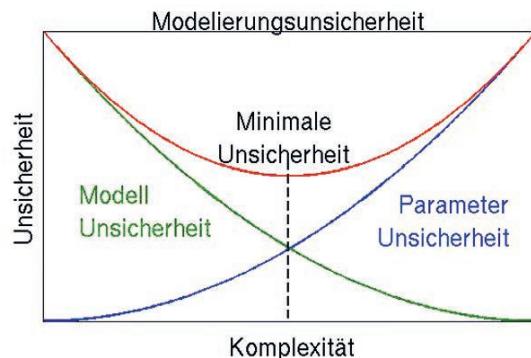


Bild 2. Modellunsicherheit versus Komplexität
Fig. 2. Model uncertainty versus complexity

7 Vertrauensfaktoren

Ein mehrkriterieller Ansatz, Modelle zu bewerten, beruht auf einer Quantifizierung von Unsicherheiten im Kontext einer Zertifizierung. Hierbei handelt es sich um ein Hilfsmittel, mit dem untersucht wird, ob sich das gewählte Modell innerhalb von vorgegebenen Modellschranken verlässlich und zuverlässig verhält [9]. Das in [9] je nach vorhandener Information hierarchisch aufgebaute Konzept setzt Anforderungen an die Messungen der Modellpräzision ins Verhältnis zur Modellunsicherheit. Dieses Verhältnis entspricht dem Vertrauen, welches in ein Prognosemodell gesetzt werden kann und wird mittels sogenannter

Vertrauensfaktoren wiedergeben. Je nach vorhandener Information aus den Verfahren der V&V sowie Abschätzungen über aleatorische bzw. epistemische Unsicherheiten fallen die Vertrauensfaktoren mehr oder weniger konservativ aus.

8 Inverse Ansätze

Sollen Modellkomponenten wie Materialparameter, Rand- oder Anfangswerte aus Messungen ermittelt werden, spricht man vom inversen Problem. Im Gegensatz zu einem direkten Problem, bei dem das Modell und alle Parameter bekannt sind, werden nun aus Messungen Komponenten des Modells bestimmt. Somit erlauben inverse Rechnungen für den Fall, dass für das Systemverhalten auf Mess- oder Beobachtungswerte zurückgegriffen werden kann, die Kalibrierung eines Modells und damit eine Verbesserung der Prognosequalität [10]. Inverse Ansätze basieren in der Regel auf einer Minimierung von Fehlerquadraten und entsprechen damit einer nichtlinearen Optimierungsaufgabe [11]. Die Minimierung der Diskrepanz zwischen Messung und Simulationsergebnis liefert einen Satz der wahrscheinlichsten Modellparameter, für die mit Hilfe von Sensitivitätsstudien Konfidenzintervalle abgeschätzt werden können. Statistische Untersuchungen der Residuen erlauben darüber hinaus Abschätzungen, inwieweit das Modell die beobachteten Größen wiedergeben kann. Über das Bestimmtheitsmaß bzw. den Determinationskoeffizienten als ein Maß aus der Statistik können Anteile der Varianzen in einer Menge gemessener Daten dem zugrunde liegenden numerischen Modell zugeordnet werden. Je höher dieser Wert ist, desto größer ist auch die Wahrscheinlichkeit, mit dem Modell das beobachtete Verhalten richtig wiederzugeben.

9 Modellfehlerschätzer

Modellfehlerschätzer erlauben eine Quantifizierung des Fehlers, der bei einer vereinfachten Modellierung im Vergleich zu der Berechnung eines komplexen Modells gemacht wird [12], [13], [14]. Diese Schätzer beruhen auf einer analytischen und numerischen Quantifizierung der Differenz zwischen zwei hierarchisch aufeinander aufbauenden Modellen unterschiedlicher Komplexität. Die Informationen aus den Modellfehlerschätzern können analog zu Diskretisierungsfehlerschätzern in adaptive Strategien übernommen werden. Entsprechend der Größe des ermittelten Fehlers kann entschieden werden, ob eine Modellvereinfachung vertretbar ist oder ob Komponenten des komplexeren Modells die Modellantwort so beeinflussen, dass das einfache Modell nicht als geeignete Approximation des komplexeren Modells angesehen werden kann.

10 Ganzheitliche Bewertungsstrategien

Die Anwendung von multikriteriellen oder ganzheitlichen Bewertungsstrategien stellt eine Alternative zur Bewertung von Simulationsmodellen mit nur einem Kriterium dar. Ganzheitlichkeit bedeutet, dass möglichst viele Bewertungskriterien erfasst werden und daraus eine Gesamtaussage zur Qualität des Modells hergeleitet werden kann. Aufgrund der unterschiedlichen Struktur der einzel-

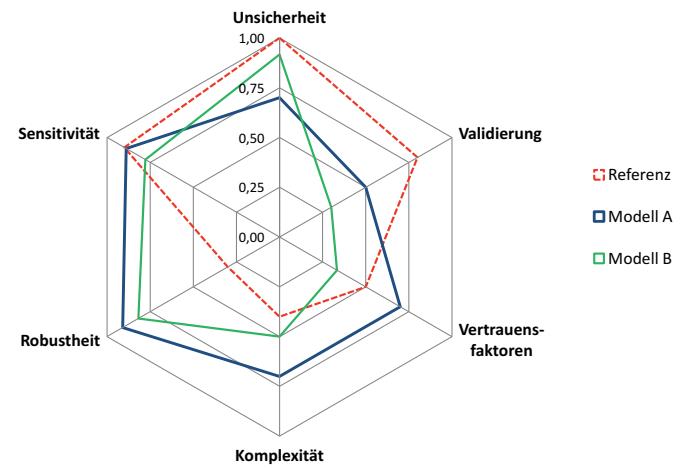


Bild 3. Bewertungsspinne zur graphischen Darstellung einer multikriteriellen Bewertung

Fig. 3. Evaluation web for a graphical representation of several criteria

nen Kriterien und deren quantitativer Bemessung ist es notwendig, die verschiedenen Größen in eine gleiche Dimension umzuwandeln und entsprechend zu normieren. Die Normierung kann auch dazu eingesetzt werden, auf die unterschiedlich gestellten Anforderungen an ein Simulationsmodell einzugehen.

Zu den ganzheitlichen Bewertungsansätzen gehören die bereits in Abschn. 7 vorgestellten Vertrauensfaktoren, denen eine fundierte mathematische Analyse zugrunde liegt.

Eine grafische Darstellung ganzheitlicher Bewertungsstrategien kann mittels Balkendiagrammen oder Bewertungsspinnen, wie in Bild 3 gezeigt, erfolgen. Bei der gezeigten Bewertungsspinne wurden die Einzelkriterien normiert, wobei Werte von „eins“ dem idealen oder, falls nicht vorhanden, dem besten Modell zugeordnet werden. Anhand der Formen der Polygone wird ersichtlich, dass viele Qualitätsmerkmale mit anderen Werten korreliert sind, z. B. die Unsicherheit mit der Komplexität, wie bereits diskutiert.

Die Gesamtqualität des Modells kann anschließend beispielsweise über den Flächeninhalt der Polygone bestimmt werden, wobei der größte Flächeninhalt dem zu favorisierenden Modell entspricht.

11 Schlussfolgerung

Eine qualitative Einschätzung eines Berechnungsergebnisses im Bereich des konstruktiven Ingenieurbaus ist essentiell, um einerseits eigene Untersuchungen bzw. Planungsergebnisse mit ruhigem Gewissen weitergeben zu können und andererseits Kollegen oder Behörden von den mit Hilfe eines Modells ermittelten Aussagen zu überzeugen. Die Vielzahl der Methoden und Beiträge in der Literatur, die eine qualitative Einschätzungen der mathematischen Modelle erlaubt, ist groß und deren Anwendung leider oft mit hohem Aufwand verbunden. Dennoch soll der Planer durch die Auflistung von Bewertungskriterien in diesem Beitrag ermutigt werden, sich einer qualitativen Einschätzung seiner Ergebnisse zu stellen und diese beim Entwurf eines komplexen Tragwerks insbesondere mit seinen jeweiligen Partnern zu kommunizieren.

Literatur

- [1] *Stein, P., Lahmer, T., Bock, S.*: Synthese und Analyse von gekoppelten Modellen im konstruktiven Ingenieurbau. Bau-technik Sonderdruck – DFG Graduiertenkolleg 1462 „Modellqualitäten“, 2011, S. 8–11.
- [2] ASME, ASME Standards Committee on Verification and Validation in Computational Solid Mechanics, 2006.
- [3] *Fischer, M. S.*: Software Verification and Validation: An Engineering and Scientific Approach. Berlin: Springer-Verlag 2006.
- [4] *Bernstein, P. L.*: Wider die Götter: Die Geschichte der modernen Risikogesellschaft. München: Gerling Akademie Verlag 1997.
- [5] *Hampe, E.*: Von der unsicheren Sicherheit zur sicheren Unsicherheit. Bautechnik 66 (1989), H. 10, S. 329–335.
- [6] *Saltelli, A., Ratto, M., Andres, T., Campolongo, F., Cariboni, J., Gatelli, D., Saisana, M., Tarantola, S.*: Global Sensitivity Analysis: The Primer, 2008.
- [7] *Saltelli, A., Tarantola, S., Campolongo, F.*: Sensitivity Analysis in Practice: A Guide to Assessing Scientific Models. New York: John Wiley & Sons Ltd, 2004
- [8] *Box, G., Bisgaard, S., Fung, C.*: An explanation and critique of Taguchi's contributions to quality engineering. Quality and Reliability Engineering International 4 (1988), 2, pp. 123–131.
- [9] *Lucas, L. J., Owhadi, H., Ortiz, M.*: Rigorous verification, validation, uncertainty quantification and certification through concentration-of-measure inequalities. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering. 197 (2008) 51–52, pp. 4591–4609.
- [10] *Tarantola, A.*: Inverse Problem Theory and Methods for Model Parameter Estimation. SIAM - Society for Industrial and Applied Mathematics, Philadelphia 2005.
- [11] *Geiger, C., Kanzow, C.*: Theorie und Numerik restriktiver Optimierungsaufgaben. Berlin, Heidelberg, New York: Springer 2002.
- [12] *Ohnimus, S.*: Theorie und Numerik dimensions- und modelladaptiver Finite-Elemente-Methoden von Flächentragswerken. Dissertation, Institut für Baumechanik und Numerische Mechanik, Universität Hannover 1996.
- [13] *Kunow, Th.*: Modellfehler und Greensche Funktionen in der Statik. Dissertation, Universität Kassel 2009.
- [14] *Oden, J. T., Prudhomme, S.*: Estimation of modeling error in computational mechanics. Journal of Computational Physics 182 (2002), pp. 496–515.

Autoren dieses Beitrages:

Dr. rer. nat. Tom Lahmer
Dipl.-Ing. Tina Knabe
Dipl.-Ing. Susanne Nikulla
Dipl.-Ing. Markus Reuter
Bauhaus-Universität Weimar, Graduiertenkolleg 1462, Berkaer Straße 9, 99423 Weimar

Die Kopplung von Partialmodellen aus Sicht der Informatik

Die Planung von Bauwerken ist ein Prozess, der in seiner Komplexität nicht ganzheitlich erfasst werden kann. Er wird deshalb in beherrschbare Teilprobleme zerlegt, die mit unterschiedlichen Modellen, den Partialmodellen, beschrieben werden. Um die am Planungsprozess Beteiligten bei ihren Aufgaben zu unterstützen, sind die Partialmodelle in mehr oder weniger spezialisierten Softwareanwendungen umgesetzt worden. Die zueinander oft inkompatible Software erschwert dabei die notwendige Kommunikation und den Datenaustausch zwischen den Modellen. Daher ist die Entwicklung von Strategien zu deren Kopplung unabdingbar. Dieser Beitrag gibt einen Überblick zum gegenwärtigen Stand der Technik gekoppelter Softwareanwendungen sowie der dabei auftretenden Probleme. Zwei verschiedene Lösungsansätze werden vorgestellt: die qualitative Bewertung des Datenverlusts sowie dessen Vermeidung durch Einsatz von generalisierten Datenstrukturen.

Coupled partial models seen from the point of software. *Within the construction industry a wide spectrum of specialized software applications is being employed. However, the communication and the exchange of data and plans are often hindered by the incompatibility of the software. Therefore appropriate coupling strategies have to be devised in order to allow a consistent coupling of the applications. In this article the current state of coupled software will be regarded. Furthermore, two different approaches to exchanging data between coupled applications will be described: the measurement and the avoidance of data loss.*

1 Einleitung

Der Entwurf und die Planung von Bauwerken ist ein verteilter Prozess und erfordert die Beteiligung einer Vielzahl von Fachplanern. Neben Aspekten wie Funktion, Tragwerk und Haustechnik werden in zunehmendem Maße auch Gesichtspunkte wie Bewirtschaftung, Energieeffizienz und Rückbau des Gebäudes relevant. Dabei besitzt jeder Planer seine fachspezifische Sicht auf das zu errichtende Bauwerk und verwendet eine auf seine Bedürfnisse zugeschnittene Spezialsoftware.

Grundsätzlich ist Bauplanung ein iterativer Prozess, d. h., ausgehend von einem groben Entwurf werden die Baupläne schrittweise verfeinert und mit Details angereichert. Es liegt in der Natur der Branche, dass Bauprojekte unter einem hohen Zeitdruck abgewickelt werden müssen. Einige der planenden Parteien werden ihre Arbeiten daher mit vorläufigen oder unscharfen Daten beginnen, die im

Laufe zahlreicher Revisionen der Pläne detaillierter werden. Das erfordert einen stetigen Abgleich der Pläne zwischen allen beteiligten Parteien, um Kollisionen zwischen Detailplänen, Widersprüche im Gesamtplan und dadurch Nachträge, Verzögerungen und gesteigerte Kosten zu vermeiden.

Traditionsgemäß findet der Austausch von Daten im Ingenieurwesen mittels technischer Zeichnungen oder durch Textdokumente statt. Diese Daten werden manuell in die eigenen Pläne übernommen oder, sofern es die Software zulässt, über Dateien eingelesen. Dabei sind Fehler nicht zu vermeiden. Um einen konsistenten Austausch der Daten zwischen den heterogenen Anwendungen sicherzustellen, müssen daher geeignete Kopplungsstrategien gefunden werden.

2 Klassifizierung von Kopplungsstrategien

Eine Kopplung bezeichnet allgemein eine Wechselwirkung zwischen zwei Objekten. In der Informatik versteht man unter dem Begriff der Kopplung die Verknüpfung von verschiedenen mehr oder weniger komplexen Bausteinen. Diese können z. B. die Bestandteile einer Software sein, wie Datenstrukturen oder Klassen. Deren Kopplung wurde erstmals Mitte der 1970er Jahre durch Myers [1] untersucht und klassifiziert. Seine Herangehensweise lässt sich größtenteils auch auf komplexere Bausteine wie Bibliotheken oder ganze Anwendungen übertragen. Im Gegensatz zur Kopplung von Datenstrukturen oder Klassen, die in einem Namens- und Adressraum operieren, ist deren Verknüpfung weiteren Restriktionen unterworfen. So sind Gesichtspunkte wie Rechnerarchitektur, Betriebssystem und Programmiersprache in Betracht zu ziehen. Zudem verwendet jede Anwendung eigene, für ihre Zwecke optimierte Datenstrukturen. Für eine Kopplung müssen daher weitere Gesichtspunkte berücksichtigt werden:

- der zeitliche Aspekt
- die Form
- der Inhalt der Kopplung.

Der zeitliche Aspekt beschäftigt sich mit dem Laufzeitverhalten von Anwendungen. Software besitzt einen stark sequentiellen Charakter: Anwendungen werden gestartet, Planungsdaten erzeugt und im Arbeitsspeicher verwaltet. Erst mit dem Speichern in Dateien werden diese dauerhaft verfügbar. Eine Kopplung zur Laufzeit der Anwen-

dungen mit gemeinsamem Zugriff auf die Daten wird als Online-Kopplung bezeichnet, ansonsten spricht man von einer Offline-Kopplung. Während bei letzterer grundsätzlich ein asynchroner Austausch stattfindet, erlaubt die Online-Kopplung auch einen synchronen Austausch.

Die Form einer Kopplung befasst sich mit zwei weiteren wichtigen Eigenschaften: zum einen mit der Richtung des Datenaustauschs und zum anderen mit der Topologie der Kopplung. Erfolgt der Informationsfluss ausschließlich in eine Richtung, so spricht man von einer **unidirektionale** Kopplung. Eine Kopplung im Sinne einer Wechselwirkung besteht hingegen erst mit einem **bidirektionalen** Austausch. Innerhalb eines komplexen Softwaresystems kann topologisch zwischen einer **zentralen** Kopplung über ein verwaltendes Medium oder einer **dezentralen** Kopplung unterschieden werden.

Der letzte Gesichtspunkt betrifft den Inhalt der Kopplung. Im Falle, dass der Datenaustausch nur die direkt benötigten Informationen umfasst, spricht man von einer **Datenkopplung**. Beim Austausch einer Menge von Daten, üblicherweise über einen Standard, werden darüber hinaus oft nicht benötigte Daten übertragen. In diesem Fall handelt es sich um eine **Datenstrukturkopplung**.

Verknüpfungen von Software werden heute größtenteils über Datenstrukturkopplungen realisiert. Damit liegt eine bidirektionale, asynchrone Offline-Kopplung vor. Bei gleichartigen Anwendungen wird diese oftmals zentralisiert umgesetzt. Dies geschieht meist über ein gemeinsam genutztes Standard-Datenformat (Bild 1). Dabei sind für die Kopplung von n Anwendungen $2n$ Schnittstellen umzusetzen. Bei fachübergreifenden Anwendungen, z. B.

beim Austausch von Tragwerksplanung und CAD, müssen infolge fehlender Standards oft individuelle, dezentrale Lösungen gefunden werden (Bild 2). Bei einer großen Anzahl von zu koppelnden Anwendungen ist die dezentrale Kopplung nicht mehr zu realisieren, da die Kopplung von n Anwendungen n^2-n Schnittstellen erfordert.

Besonders für das Bauwesen, mit seiner Vielzahl an fachübergreifender Spezialsoftware, ist daher die zentrale Kopplung über einen Standard empfehlenswert.

3 Stand der Technik im Bauwesen

3.1 Über die Zeichnung zum Produktmodell

In den Ingenieurdisziplinen wurde Software erstmals **Mitte der 1960er Jahre** eingesetzt, um den Ingenieur bei seinen täglichen Aufgaben zu unterstützen. Dies geschah zunächst durch vektorbasierte 2D-CAD-Systeme, welche auf geometrischen **Primitiven** wie Linien, Polygonen oder Kreisbögen beruhten. Das ermöglichte die Anfertigung technischer Zeichnungen am Rechner. Die Arbeitsweise unterschied sich dabei kaum vom klassischen Vorgehen am Zeichenbrett. Mit der Entwicklung der Layertechnik, der Möglichkeit der Symbolgeneration und der teilweisen automatisierten Erzeugung von Bemaßungen und Schraffuren wurde das Arbeiten am Zeichenbrett bis heute weitgehend obsolet.

Ende der 1980er Jahre wurde mit der Verwendung einer volumetrischen Betrachtungsweise ein weiterer Schritt hin zu den heute verfügbaren parametrischen CAD-Systemen vollzogen. Diese erlaubten nun die Verwendung dreidimensionaler Bausteine wie Quader, Zylinder oder Pyramiden. Komplexe Körper konnten so aus einzelnen Bausteinen mittels verschiedener Modellierungsverfahren zusammengesetzt werden.

Ein weiterer Entwicklungsschritt wurde Ende der 1980er und **Anfang der 1990er Jahre** mit der zunehmenden Verbreitung von objektorientierten Programmiersprachen eingeleitet. Die bis dato verwendeten 2D/3D-Geometriemodelle konnten nun durch zusätzliche, nicht-geometrische Eigenschaften und Operationen zum Produktmodell erweitert werden. Dies erlaubte den Schritt weg von den klassischen zeichnungs-orientierten hin zu den modell-orientierten Systemen.

3.2 Vom Produktmodell zur Interoperabilität

Produktmodelle sind vor allem im Fahrzeugbau und der Luftfahrttechnik weit verbreitet. Sämtliche Daten, die zu einem Produkt vorliegen, werden dabei in einem zentralen Modell gespeichert. Da alle Arbeiten am zentralen Modell stattfinden, liegt den Planern immer der jeweils aktuelle Planstand vor. Dies erlaubt es, Kollisionen zwischen Teilplänen zu verhindern oder zumindest frühzeitig zu erkennen.

Seit Mitte der 1990er Jahre wird daher durch die „Industry Alliance for Interoperability“ (IAI) an einer standardisierten, fachübergreifenden Kopplung von Anwendungen gearbeitet. Grundlage dafür ist die Übertragung des Konzepts der Produktmodelle auf das Bauwesen, wo es als „Building Information Modelling“ (BIM) bezeichnet wird. Eine Implementierung des BIM-Konzepts steht mit den „Industry Foundation Classes“ (IFC) zur Verfügung, die als

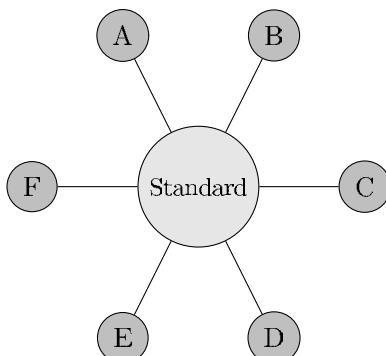


Bild 1. Kopplung von Anwendungen über ein Standardschema
Fig. 1. Coupling of applications via a standardized schema

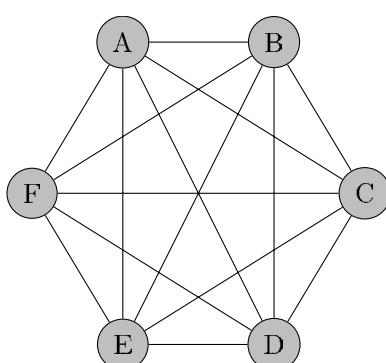


Bild 2. Punkt-zu-Punkt-Kopplung von Anwendungen
Fig. 2. Point-to-point coupling of software

ISO/PAS 16739 inzwischen Eingang in die internationale Normung gefunden haben. BIM-Verfahren werden heute zwar von fast allen namhaften CAD-Herstellern angeboten, unterscheiden sich jedoch in Strategie, Umsetzung und Bezeichnung. Auch blieb die Anwendung dieser Klassen bisher nur auf wenige Großprojekte beschränkt [2].

3.3 Problematik

Ein Hauptproblem bei der Kopplung von Anwendungen des Bauwesens ist die große Abstraktionsvielfalt der Objekte, aus denen sich ein Bauwerk zusammen setzt [3] bis [7]. Dies erschwert den konsistenten Datenaustausch und führt zwangsläufig zu einer verminderten Integrations- und Einsatzfähigkeit der Anwendung. In [8], [9] werden verschiedene Konflikte genannt, die beim Datenaustausch auftreten können. So lassen sich z. B. Fehler beim Datenaustausch nicht eindeutig einem Verursacher zuweisen. Dies stellt vor allem dann ein Problem dar, wenn Haf- tungsfragen zu klären sind. Es ist daher von großem Interesse, den Einfluss des Datenaustausches auf die Resultate gekoppelter Softwareanwendungen zu bestimmen.

4 Lösungsansätze

Es ergeben sich zwei Herangehensweisen zur Lösung der in Abschn. 3.3 diskutierten Problematik des inkonsistenten Datenaustausches. Dies sind zum einen die Untersuchung der Qualität der Daten, die zwischen den Beteiligten des Planungsprozesses ausgetauscht werden, und zum anderen die Verwendung einheitlicher Datenstrukturen.

4.1 Qualitative Bewertung des Datenaustausches

Eine qualitative Bewertung des Datenaustausches über die Datenstrukturkopplung kann auf Basis der Schemata der beteiligten Anwendungen erfolgen. Ein Schema kann als eine Menge von Datenstrukturen aufgefasst werden. Eine Datenstruktur wiederum dient als eine Art Bauplan für semantische Objekte innerhalb der Anwendung und beschreibt die Art und Weise, wie die Daten angeordnet und verknüpft sein müssen. Jede Anwendung verwendet in der Regel eigene, proprietäre Datenstrukturen, die für die effiziente Lösung ihrer Aufgabe optimiert sind. So kann z. B. eine Wand – als ein solches semantisches Objekt – in einer Anwendung durch einen Punkt im Raum und die Angabe von Breite, Länge und Höhe definiert werden. Weitere Eigenschaften könnten durch Verweise auf andere semantische Objekte angegeben werden, wie z. B. auf ein Material. In einer anderen Anwendung hingegen wird die Wand über zwei Punkte definiert, und die Materialeigenschaften sind direkt als Parameter enthalten. Eine dritte Anwendung wiederum könnte die Wand über ihre sechs Oberflächen beschreiben und keine Möglichkeit bieten, Materialeigenschaften abzubilden. Eine Aussage über die Qualität der Kopplung von Anwendungen mit solch verschiedenen Schemata lässt sich daran messen, wie verlustarm sich die Datenstrukturen einer Anwendung auf äquivalente Datenstrukturen in einer anderen Anwendung abbilden lassen.

Stand der Technik ist es, die Kopplungsqualität **a posteriori** zu bestimmen [10] bis [12]. Dabei werden semantische Objekte einer Anwendung über Dateien in die Ziel-

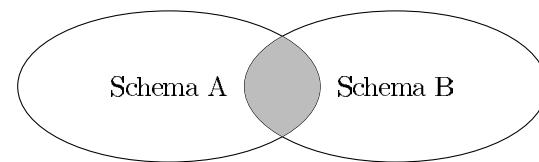


Bild 3. Übertragbare Daten bei der Punkt-zu-Punkt-Kopplung
Fig. 3. Transferable data of point-to-point coupling

anwendung importiert und ohne Veränderung direkt wieder exportiert. Die Analyse beider Dateien gibt dann Aufschluss darüber, wie gut der Datentransfer war. Für die Bewertung werden dabei verschiedene Kriterien wie die Dateigröße, die Anzahl semantischer Objekte, inkonsistente Objekttypen und Attributwerte herangezogen. Diese Methodik ist einfach zu realisieren und erfordert keine detaillierten Kenntnisse über die internen Schemata der Programme. Im Gegenzug sind:

- für jede zu untersuchende Objektmenge mehrere Transformationen durchzuführen
- die Dateianalysen zeit- und ressourcenaufwendig
- qualitative Aussagen nur subjektiv durch Bewertung der Analyseprotokolle ableitbar.

Eine neue Herangehensweise besteht nun darin, die Kopplungsqualität **a priori** [13] zu bestimmen. Im Gegensatz zur zuerst beschriebenen Methode werden hierbei nicht nur die semantischen Objekte, sondern auch die Schemata betrachtet. Dies geschieht in einem zweistufigen Prozess. In der ersten Stufe werden die Schnittmengen der beteiligten Schemata und die darin enthaltenen Datenstrukturen analysiert. Bei der dezentralen Datenstrukturkopplung wird die austauschbare Menge an Daten durch die beiden Schemata direkt begrenzt (Bild 3). Alle Datenstrukturen in der Schnittmenge der Schemata können ausgetauscht werden. Bei der zentralen Datenstrukturkopplung hingegen wird die Menge an austauschbaren Daten indirekt durch das Standardschema beeinflusst. Deckt der Standard dabei beide Schemata ab (Bild 4), so kann dieselbe Qualität erreicht werden wie bei der dezentralen Kopplung. Dies ist für die komplexen und vielseitigen Aufgaben im Bauingenieurwesen kaum möglich. Üblicherweise schränkt eine zentrale Datenstrukturkopplung den zu erwartenden Datenaustauschbereich (Bild 5) ein.

Sobald die Schnittmenge gefunden ist, können die einzelnen Transformationen qualitativ bewertet und in

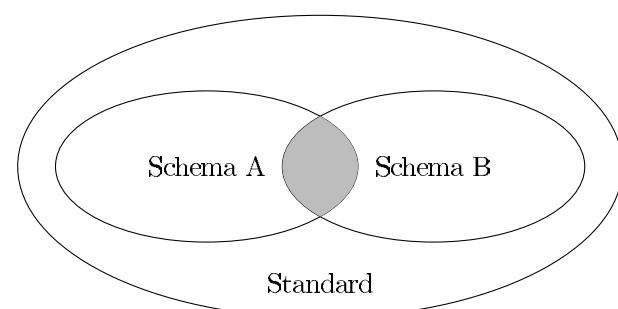


Bild 4. Idealfall bei der Kopplung über einen Standard
Fig. 4. Best-case scenario for coupling via standardized schema

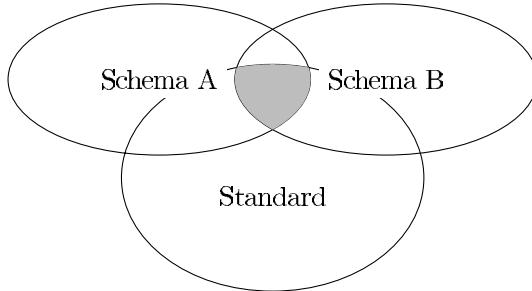


Bild 5. Realität bei der Kopplung über einen Standard
Fig. 5. Common scenario for coupling via standardized schema

Form einer Qualitätsmatrix gespeichert werden. Datenstrukturen außerhalb der Schnittmenge erhalten dabei den Wert Null. Allen anderen Transformationen wird ein Wert zwischen Null und Eins zugeordnet, je nach Qualität des Mappings. Je spezialisierter die Anwendungen, umso geringer die Überschneidungen und umso schlechter der zu erwartende Datenaustausch.

Die Qualität für einen konkreten Datenaustausch kann jedoch nur anhand der zu übertragenden semantischen Objekte ermittelt werden. Dies erfolgt im zweiten Schritt des Verfahrens. Hierbei wird die Datenstruktur ermittelt, die als Grundlage für die Erzeugung des semantischen Objekts dient. Die Qualität des Datenaustausches kann anschließend über die Qualitätsmatrix berechnet werden. Die Gesamtqualität ergibt sich durch Summieren der Qualitäten der einzelnen Objekttransformationen. Vorteile dieser Methodik sind,

- dass Objekttransformationen für eine Bewertung nicht benötigt werden
- dass Analysen der Im- und Export-Dateien vermieden werden
- dass ein semantischer Verlust zwischen Objekten berücksichtigt wird
- dass qualitative Aussagen in Form eines Qualitätswerts getroffen werden.

4.2 Isogeometrische Ansätze

Um die in Abschn. 4.1 beschriebenen Transformationen weitestgehend zu vermeiden, empfiehlt sich ein alternativer Ansatz, bei dem generalisierte Datenstrukturen verwendet werden. Hierbei handelt es sich um Datenstrukturen, die ohne Transformation in möglichst vielen Anwendungen verwendet werden können. Die Untersuchung findet dabei anhand einer konkreten Problemstellung statt: der Integration der Finite-Elemente-Methode (FEM) in das BIM-Konzept.

Finite Elemente sind Repräsentationen der klassischen, dimensionsreduzierten Strukturmodelle. Diesen liegt eine Reihe von vereinfachenden Annahmen zugrunde, die eine effiziente rechnerische Behandlung oft erst ermöglichen. Ihre Ergebnisse sind leicht zu interpretieren, aber nur unter bestimmten Randbedingungen akzeptabel sind. Die konsistente Überführung von erforderlichen Daten, wie Schnittgrößen, setzt zudem oft Kopplungsbedingungen voraus. Dies behindert eine Integration der Tragwerkssplanung in das BIM-Konzept. Folgende Problematiken sind dabei zu bewältigen:

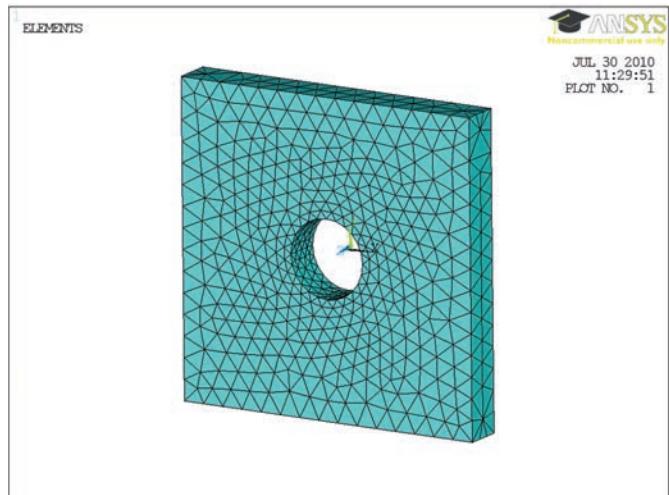


Bild 6. FE-Netz für ein Wandbauteil mit Öffnung
Fig. 6. FE mesh of a wall with opening

- die Approximation der Gebäudegeometrie bei der Überführung in ein FE-Modell (Bild 6)
- die großen Datenmengen infolge fein aufgelöster FE-Netze
- die fehlende Kopplung des Tragwerkmodells mit dem Gebäudemodell

Ein Ansatz zur Lösung kann die Verwendung der Isogeometrischen Analyse [14] darstellen. Diese Erweiterung der klassischen FEM besitzt den Vorteil, dass ein geometrisches Modell direkt für eine numerische Analyse ohne eine weitere Vernetzung eingesetzt werden kann. Dies hat zur Folge, dass keine Approximation der Gebäudegeometrie stattfindet (Bild 7). Die Isogeometrische Analyse basiert auf der Verwendung parametrischer 3D-Körper. Sie erlaubt die Beschreibung komplexer, gekrümmter geometrischer Objekte durch eine Menge von Kontrollpunkten und Interpolationsfunktionen. Verglichen mit der FEM kann die Datenmenge erheblich reduziert werden. Das erfordert neue Algorithmen zur Modellierung von parametrisierten

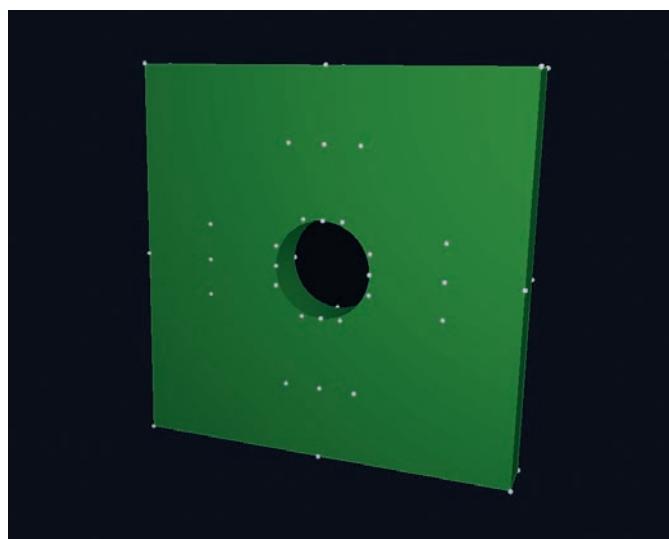


Bild 7. Wandbauteil mit Öffnung als isogeometrisches Netz
Fig. 7. Wall with opening, represented as an isogeometric mesh

Bauteilen [15] und deren Verknüpfung mit dem zugrunde liegenden Gebäudemodell. Am Ende steht die Möglichkeit, eine verlustfreie Modellkette von der Modellierung über die Analyse bis hin zur Visualisierung aufzubauen.

5 Zusammenfassung

Der Einsatz von Software ist heute aus dem Alltag des Ingenieurs nicht mehr wegzudenken. Während der Planungsphase wird eine Vielzahl spezialisierter Anwendungen eingesetzt, was den notwendigen fehlerfreien Austausch von Daten erschwert. Gegenwärtiger Trend im Bauwesen ist die Integration der vielen fachübergreifenden Anwendungen mittels BIM. Dieser Ansatz hat sich jedoch bis heute nicht durchsetzen können. Ein wichtiger Grund dafür ist die unbekannte Kopplungsqualität. Dieses Problem ist Gegenstand der aktuellen Forschung. Eine systematisierte Bewertung der Qualität existierender Kopplungsstrategien hat bisher noch nicht stattgefunden.

Der hier vorliegende Beitrag gibt einen Überblick darüber, welche Probleme bei der Kopplung von Software auftreten können. Fragestellungen für die Bewertung und Minimierung des Kopplungsfehlers wurden diskutiert und zwei verschiedene Lösungsansätze vorgestellt.

Literatur

- [1] Myers, G. J.: Reliable software through composite design. Petrocelli/Charter, 1975.
- [2] Kiviniemi, A.: Ten years of IFC development – Why are we not yet there? In: Keynote at the ICCCBE conference, Montreal, 2006; www.icccbexi.ca/en/keynote.htm
- [3] Björk, B.-C.: A Unified Approach for Modelling Construction Information. *Building and Environment* 27 (2), 1992.
- [4] Björk, B.-C.: Conceptual Models of Product, Project and Document Data, Essential Ingredients of CIC. In: Proc. ASCE 1stssst Congress on Computing in Civil Engineering, ASCE Publ., NY, 1994.
- [5] Hannus, M., Karstila, K.; Tarandi, V.: Requirements on Standardised Building Product Data Models. In: Scherer R. J.

(Hrsg.), Product and Process Modelling in the Building Industry, Proc. ECPPM, 1995.

[6] Wix, J.: Purpose of a Core Model. Tech. Report, Research Project: Computerised Exchange of Information in Construction, Dept. of the Environment, UK, 1996.

[7] Amor, R.: A Generalised Framework for the Design and Construction of Integrated Design Systems. Ph.D. Thesis, Univ. of Auckland, New Zealand, 1997.

[8] Katranuschkov, P.: A Mapping Language for Concurrent Engineering Processes. Ph.D. Thesis, Technische Universität Dresden, 2001.

[9] Gielingh, W.: An assessment of the current state of product data technologies. *Computer-Aided Design* 40, pp. 750–759, 2008.

[10] Ma, H., Ha, K., Chung, C., Amor, R.: Testing semantic interoperability. In: Proceedings of ICCCBE conference, 2006.

[11] Jeong, Y.-S., Eastman, C., Sacks, R., Kaner, I.: Data Interoperability Benchmark Test – Part B. Georgia Institute of Technology, 2007.

[12] Pazlar, T., Turk, Z.: Interoperability in practice: Geometric data exchange using the IFC standard. *Journal of IT in Construction*, 2008.

[13] Fröbel, T., Firmenich, B., Koch, C.: Formalisation and assessment of data structure based coupling in distributed civil engineering applications. In: Tizani, W. (Hrsg.), Computing in Civil and Building Engineering, Proceedings of the International Conference, Nottingham, 2010.

[14] Cottrell, J. A., Hughes, T. J. R., Bazilevs, Y.: Isogeometric Analysis, Towards Integration of CAD and FEA. John Wiley & Sons, 2009.

[15] Stein, P.: NURBS solid modeling using an operator-based approach. In: Tizani, W. (Hrsg.), Computing in Civil and Building Engineering, Proceedings of the International Conference, Nottingham, 2010.

Autoren dieses Beitrages:

Dipl.-Ing. Toni Fröbel

Dipl.-Ing. Peter Stein

Bauhaus-Universität Weimar,

Graduiertenkolleg 1462,

Berkaer Straße 9, 99423 Weimar

Einschätzung der aktuellen Lastmodelle zur wirbelerregten Schwingung von Bauwerken

Die Bemessung von Bauwerken, die der Gefahr von wirbelerregten Schwingung ausgesetzt sind, erfordert besondere Aufmerksamkeit des planenden Ingenieurs. Dieser Beitrag soll Bewusstsein schaffen, dass mit unterschiedlichen Verfahren mitunter sehr unterschiedliche Strukturantworten ermittelt werden. Um diese aufzuzeigen, werden drei der gängigsten Verfahren kurz vorgestellt und dann die erzielten Ergebnisse mit elf Messungen verglichen.

Evaluation of recent vortex shedding models on structures.

Designing structures were vortex shedding could occur, needs to be especially treated with care when analyzing them. This article should raise awareness to this problem by introducing three established approaches and comparing the obtained results with eleven measurements.

1 Einleitung

Die Belastung durch Wind auf Bauwerke ist eine sehr komplexe Beanspruchung. Einerseits kann diese Belastung durch Wind eine sehr einfache, in diesem Fall meist quasistatisch angenommene Belastung für das Bauwerk oder Bauteil darstellen, was global betrachtet meist keinen besonders kritischen Zustand für das Bauwerk bedeutet – jedoch lokal mitunter zu extremen Grenzzuständen des Bauwerks oder des betroffenen Bauteils führen kann. Hier sei vor allem an die Problematik von Dach- oder Fassadenelementen erinnert, aber auch an gesamte Vordachkonstruktionen, Flugdächer und freistehende Überdeckungen.

Umgekehrt kann durch aerodynamische Effekte die Windbelastung selbst bei sehr geringen Windgeschwindigkeiten zu dominanten Belastungszuständen führen, die mitunter zum Totalversagen oder Teilversagen des Bauwerks im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, aber auch der Tragfähigkeit führen kann. Die bekannten aerodynamischen Phänomene im Bauwesen – wirbelerregte Schwingungen, Galloping, Divergenz und Flattern – sind alle im derzeitig vorliegenden Eurocode [1] enthalten. Die dort gezeigten Verfahren erfüllen in erster Linie zwei Ansprüche: Sie erfassen den kritischen Zustand des Bauwerks bezüglich der aerodynamischen Belastung in ausreichender Form, so dass einfache Bauwerke bemessen werden können, und in zweiter Linie erfüllen sie die gewünschte Einfachheit der Anwendung durch den planenden Ingenieur.

In diesem Beitrag wird besonders auf die wirbelerregte Schwingung von Bauwerken eingegangen. Die wir-

belerregte Schwingung ist ein sehr schwer zu beschreibendes Phänomen und stellt die Wissenschaft immer noch vor Schwierigkeiten hinsichtlich seiner genauen Erfassung. Gerade bei einfachen Bauwerken tritt die Erregung durch Wirbelablösung besonders häufig auf und erfordert somit eine besonders genaue Kenntnis des Phänomens, um eine gewissenhafte Bemessung durchführen zu können. Schäden an Beleuchtungsmasten, Antennenmasten, Ampeln und anderen schlanken Bauteilen sind vielerorts dokumentiert [2] und [4]. Weiterhin tritt die wirbelerregte Schwingung besonders in turbulenzarmer Atmosphäre, die im vorliegenden Eurocode [1] nicht erfasst wird, auf. Diese ist dahingehend belanglos, da das dort empfohlene Verfahren nach *Ruscheweyh* [3] die atmosphärische Turbulenz nicht berücksichtigt. Um dennoch der Turbulenzintensität, im Fall von wirbelerregter Schwingung, Rechnung zu tragen, wird in [1] ein zweites Verfahren angegeben, was im Wesentlichen auf *Vickery & Basu* [5] aufbaut. Für dieses zweite Verfahren wird allerdings eine Turbulenzintensität von Null angesetzt, das wie folgend gezeigt wird, zu einer Überschätzung der Strukturantwort führt. In diesem Beitrag wird neben dem Modell nach *Ruscheweyh* das Modell nach *Vickery & Basu* [5], welches die atmosphärische Turbulenz berücksichtigt, vorgestellt und damit der Einfluss dieses sehr wichtigen Parameters aufgezeigt. Weiterhin wird ein sehr junges Verfahren nach den Recommendations for Loads on Buildings (AIJ) [6] gezeigt, was nicht nur durch seine Einfachheit überzeugt, sondern das Phänomen auch sehr gut abbildet.

Einleitend wird nun allgemein über die Stratifizierungszustände der Atmosphäre gesprochen, dann werden die einzelnen Verfahren kurz erläutert, und abschließend wird das Verhalten der Verfahren diskutiert.

2 Stratifizierungszustände der Atmosphäre

Die Grenzschicht der Atmosphäre ist starken Temperaturschwankungen ausgesetzt, die zu einer unterschiedlichen Turbulenzintensität führen. Leicht einsehbar ist das bei fehlendem thermischen Eintrag, ohne Sonnenstrahlung (nachts), wo sich die atmosphärische Grenzschicht in einem besonders stabilen Zustand befindet und somit keine Turbulenz infolge Konvektion entsteht, was logischerweise zu einer sehr geringen Turbulenzintensität führt.

Der Stratifizierungszustand der Atmosphäre lässt sich mit Hilfe der *Richardson-Zahl* ausdrücken [9] und [10]

$$Ri = \frac{g}{T} \frac{\Gamma - \Gamma_a}{(\partial u / \partial z)^2} \quad (1)$$

mit g Erdbeschleunigung, T mittlere Temperatur der Atmosphäre, Γ Temperaturgefälle, Γ_a trockenem Temperaturgefälle, u mittlere Windgeschwindigkeit und z Höhe über Grund.

Die *Richardson-Zahl* steht direkt in Beziehung mit der *Monin-Obukhov-Länge*

$$L = \frac{u_*^3}{\kappa g H_0} \frac{1}{T \rho c_p} \quad (2)$$

mit u_*^3 Schergeschwindigkeit, κ *Karman*-Konstante, H_0 vertikaler Hitzestrom, ρ Dichte der Luft und c_p spezifische Wärmekapazität.

Nun stellt sich für den Fall $1/L > 0$ ein stabiler, für $1/L \approx 0$ ein neutraler und für $1/L < 0$ ein instabiler thermodynamischer Zustand der Atmosphäre ein [2].

Da die Wahrscheinlichkeitsverteilung von $1/L$ für gegebene Windgeschwindigkeit gefunden werden kann [2], [10], kann nun eine bestimmte Turbulenzintensität Gl. (3) mit der dazugehörigen Auftrittswahrscheinlichkeit ermittelt werden.

Wir finden nach [2], [9], [10], [11] die Turbulenzintensität in stabiler Atmosphäre

$$I_u = \frac{\sqrt{6 - 1.1 \arctan[\ln z_0 + 1.75]} \cdot \kappa}{\ln \frac{z}{z_0} + 5 \frac{z}{L}}, \quad (3)$$

mit z_0 Referenzhöhe, meist 10 m, da geringe Turbulenzintensität einen kritischen Zustand für das Wirbelablösephänomen darstellt; die Wirbel bilden sich ohne Störung durch die Fluktuationen infolge Turbulenz besonders regelmäßig aus.

3 Modelle zur wirbelerregten Schwingung

3.1 Generelle Erläuterung

Das Phänomen der wirbelerregten Schwingung wurde schon sehr früh durch *Strouhal* [7] definiert und von *Scruton* [8] das erste Mal bautechnisch beschrieben, wobei es als nicht-lineares System erkannt wurde. Generell spielen drei Parameter eine übergeordnete Rolle; die *Strouhal-Zahl*

$$St = \frac{n_s D}{u} \quad (4)$$

Verhältnis der Wirbelablösfrequenz n_s mit einer Abmessung der Struktur D und der Windgeschwindigkeit u . Wenn die Wirbelablösfrequenz n_s nahe der Eigenfrequenz der Struktur n_j ist, erfolgt ein Lock-in-Effekt, und die Wirbelablösfrequenz bleibt für einen bestimmten Windgeschwindigkeitsbereich konstant auf dem Wert der Struktureigenfrequenz n_j . Diese Windgeschwindigkeit wird auch als kritische Windgeschwindigkeit $u_{crit} = n_j D / St$ bezeichnet.

Die *Scruton-Zahl*

$$S_{cr} = \frac{4\pi m \zeta_s}{\rho D^2} \quad (5)$$

beschreibt das Verhältnis der Strukturmasse pro Längeneinheit in m mit der Strukturdämpfung ζ_s zur Luftdichte ρ , und

mit einer Abmessung der Struktur D . Als letzter bedeutender Parameter sei noch die Auftriebszahl (Lift-Koeffizient) der Struktur, die durch Messungen ermittelt wird, erwähnt.

Die Wirbelablösung hat, phänomenologisch betrachtet, zwei Hauptauswirkungen auf die Struktur. Erstens wird durch die unterschiedliche Druckverteilung am Querschnitt eine dynamische Last erzeugt, und zweitens wird durch aerodynamische Effekte die Dämpfung der Struktur verringert. Dies wird durch Reduktion der Strukturdämpfung oder durch einen aerodynamischen Dämpfungsparameter ausgedrückt.

Die Nichtlinearität des Phänomens wird in den Modellen unterschiedlich erfasst, das Verfahren nach *Ruscheweyh* stellt dies in einer nichtlinearen Funktion für die Korrelationslänge dar, das Verfahren nach *Vickery & Basu* in der aerodynamischen Dämpfung, und das Verfahren nach *AIJ* in einer nichtlinearen Funktion der *Scruton-Zahl*, auch hier im Grunde wieder mit dem aerodynamischen Dämpfungsparameter.

Im Folgenden werden die einzelnen Verfahren kurz erläutert.

3.2 Verfahren nach Ruscheweyh

Das Verfahren nach *Ruscheweyh* [3] ist auch das Verfahren, welches im Eurocode [1] zur Betrachtung von wirbelerregter Schwingung empfohlen wird, und ist somit dem planenden Ingenieur bekannt. Die Antwort der Struktur kann folgendermaßen ermittelt werden:

$$\frac{y_{max}}{D} = K_\phi K_w \frac{c_{lat}}{S_{cr} St^2}, \quad (6)$$

mit c_{lat} der maximale rms (root mean square)-Auftriebskoeffizient, S_{cr} die *Scruton-Zahl* und St die *Strouhal-Zahl* wie oben, K_ϕ eine Eigenformkonstante und K_w der Korrelationslängenfaktor.

Der Korrelationslängenfaktor berücksichtigt die Nichtlinearität des Phänomens.

Da das Verfahren sehr detailliert im Eurocode [1] erläutert ist, wird hier nicht weiter darauf eingegangen.

3.3 Verfahren nach Vickery & Basu

Das Verfahren nach *Vickery & Basu* [5] ist das älteste hier vorgestellte Verfahren und wurde auf physikalischer und experimenteller Ebene gefunden. Die Erregung durch Wirbelablösung wird mittels eines Kraftspektrums $\phi(B, k)$ beschrieben, wobei B die Bandweite des Spektrums und k das Verhältnis Windgeschwindigkeit u zur kritischen Windgeschwindigkeit u_{crit} beschreibt. Es existiert für die von *Vickery* und *Basu* angegebene Differentialgleichung eine Reihe von Ansätzen, aus denen folgender ausgewählt wurde:

$$\frac{y_{max}}{D} = \frac{\frac{c_1}{8\pi^2 St^2} \frac{\rho D^2}{m} \sqrt{\frac{\sqrt{\pi} l}{2H/D}} \phi(B, k)}{a_{(n,h)} \sqrt{\zeta_s - \frac{\rho D^2}{m} K_a \left[1 - \left(\frac{y_{max}}{\alpha D} \right)^2 \right]}} \quad (7)$$

mit c_1 rms-Auftriebskoeffizient, l Korrelationslänge, H Strukturhöhe, $a_{(n,h)}$ Eigenformintegral, K_a negativer aerodynamischer Dämpfungsparameter, abhängig von der Tur-

bulenzintensität, und α Autolimitationsfaktor. Schön erkennbar ist der nichtlineare Term zur Korrektur der Strukturdämpfung.

3.4 Verfahren nach AIJ

Das Verfahren nach AIJ [6] ist ein sehr einfaches und elegantes Verfahren, welches die Nichtlinearität der Wirbelablösung durch Modifizierung der Strukturdämpfung berücksichtigt

$$\frac{y}{D} = \frac{20}{4\pi^2} \frac{\rho D^2}{m} C_r, \quad (8)$$

mit Werten gemäß Tabelle:

	$5n_j D$	$\frac{m}{D} \sqrt{\zeta_s} < 0,5$	$\frac{m}{D} \sqrt{\zeta_s} \geq 0,5$
$C_r =$	$5n_j D < 3$	$\frac{1,3}{\sqrt{\zeta_s}} + \frac{0,15 \rho D^2}{\zeta_s m}$	$\frac{1,7}{\sqrt{\zeta_s}}$
	$5n_j D \geq 6$	$\frac{0,53}{\sqrt{\zeta_s}} + \frac{0,02 \rho D^2}{\zeta_s m}$	$\frac{0,57}{\sqrt{\zeta_s}}$

Zwischenwerte für C_r werden linear interpoliert.

Mit diesen drei vorgestellten Verfahren werden nun elf Messungen, die in der Literatur [13] gefunden wurden, nachgerechnet und die Ergebnisse verglichen.

4 Vergleich der Verfahren

Aus Bild 1 gehen die sehr unterschiedlichen Antworten, die aus den einzelnen Verfahren gewonnen werden, hervor. Die Verfahren nach *Ruscheweyh* und *AIJ* ergeben konvexe Funktionen, die sehr steil abfallen und für kleine *Scruton*-Werte eine sehr kleine Antwort ergeben. Das Verfahren nach *Vickery & Basu* hingegen zeichnet sich durch einen fast konstanten Wert für kleine *Scruton*-Zahlen aus

und fällt dann rapide auf kleine Antwortwerte für große *Scruton*-Zahlen ab. Bild 1 zeigt also im Besonderen, wie unterschiedlich die einzelnen Verfahren das Phänomen beschreiben. Dies erfordert bei der Bemessung besondere Sorgfalt und Vorsicht in der Parameterwahl.

Bild 2 zeigt den Vergleich der errechneten Werte mit den gemessenen Werten für die einzelnen Verfahren. Sehr schön zu erkennen ist, dass nach dem Verfahren nach *Vickery & Basu* die Strukturantwort mitunter in bedeutendem Maß überschätzt wird. Vergleicht man die Ergebnisse der einzelnen Verfahren mit den Messungen auf probabilistischer Ebene [14] durch Anwendung der *Bayes*-Methode, errechnet sich die Verfahrensvertrauensqualität mit 51 % für das Verfahren nach *Ruscheweyh*, mit 10 % für das Verfahren nach *Vickery & Basu* und mit 39 % für das Verfahren nach *AIJ*. Diese Unterschiede erklären sich einerseits dadurch, dass die Turbulenzintensität der Atmosphäre bei den Messungen nicht bekannt ist und somit ein Extremwert angenommen wurde, und zweitens dadurch, dass das Ver-

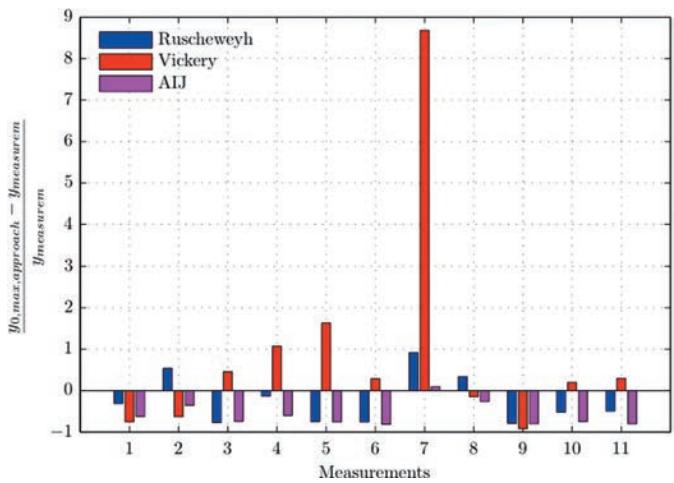


Bild 2. Vergleich gemessener Wert mit berechnetem Wert
Fig. 2. Relation obtained result divided measured response

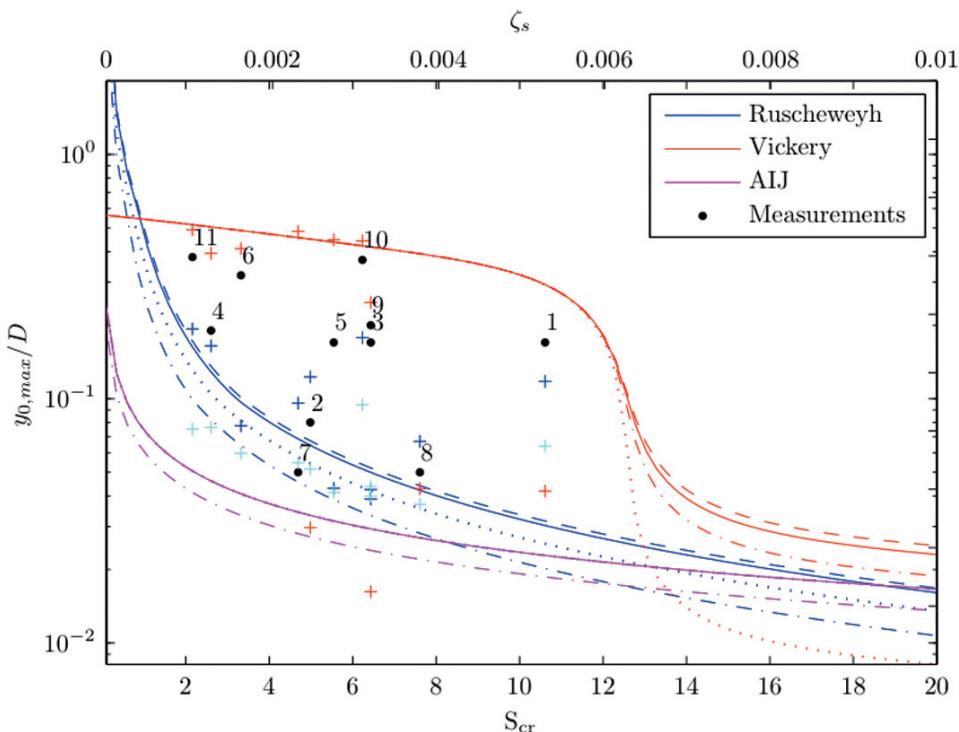


Bild 1. Strukturantwort für unterschiedliche Dämpfungsparameter; mit punktierter Linie $njD2/v \cdot 0,5$; gestrichelte Linie $njD2/v \cdot 1,5$; strichpunktierte Linie $m/\rho D2 \cdot 1,5$, Kreuze berechnete Werte für jeden Kamin

Fig. 1. Behaviour in damping domain of the studied approaches with measurements; where dotted line means $njD2/v \cdot 0,5$; dashed line means $njD2/v \cdot 1,5$; dash dot line means $m/\rho D2 \cdot 1,5$, crosses computed values for single measured chimneys

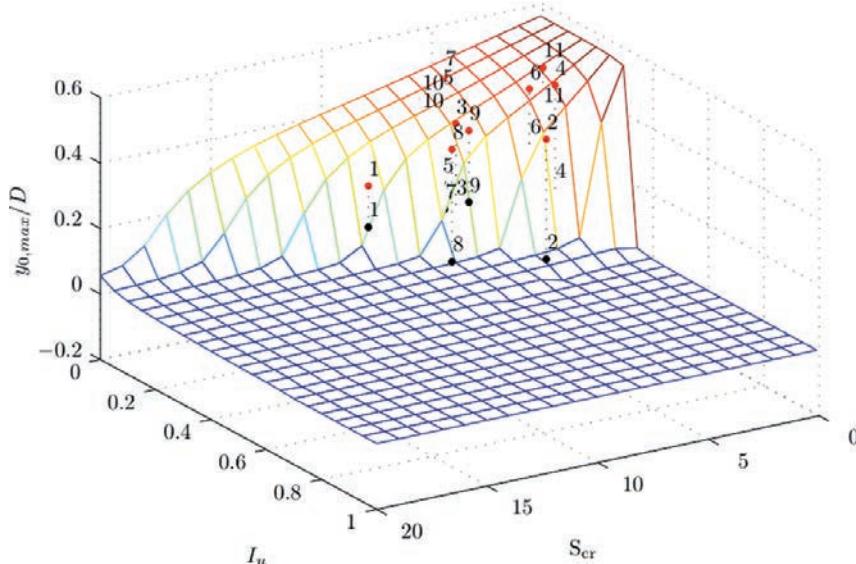


Bild 3. Antwortfläche, Verfahren nach Vickery & Basu

Fig. 3. Response surface for Vickery & Basu approach

fahren nach Vickery & Basu bereits bei der Entwicklung etwas konservativ ausgelegt worden ist. Würden die im Eurocode angegebenen Werte für die Turbulenzintensität bei der Berechnung der Antwort nach dem Verfahren von Vickery & Basu verwendet werden, wären die Ergebnisse in etwa ähnlich wie die nach dem Verfahren von Ruscheweyh.

Der Einfluss der Turbulenzintensität wird in Bild 3 für das Verfahren nach Vickery & Basu gezeigt, wobei besonders zu erkennen ist, dass bei kleinen und sehr kleinen Werten der Turbulenzintensität mitunter Extremwerte der Strukturantwort auftreten können. Der in dem Eurocode angebende Wert liegt bei ca. 0,2 bis 0,4 und unterschätzt somit die mögliche auftretende Antwort erheblich. Bei Anwendung des zweiten Verfahrens in [1] wird die Strukturantwort durch die Annahme der Turbulenzintensität von Null logischerweise erheblich überschätzt.

Diese Ergebnisse zeigen sehr genau, wie sensibel die einzelnen Verfahren auf die gewählten Parameter reagieren und wie leicht eine Unterschätzung der Strukturantwort auftreten kann, besonders wenn die Turbulenzintensität der Atmosphäre nicht genau erfasst wird. Das Aufzeigen dieser Tatsache soll bei den planenden Ingenieuren Bewusstsein schaffen und vor allem kritische Einschätzungen unterstützen, wenn Ermüdungsbemessungen bei wirbelerregter Schwingung auf Strukturantwortamplituden aufbauen; hier sei vor allem auf [15] hingewiesen.

5 Zusammenfassung

Zusammenfassend ist festzustellen, dass sich die Bemessung bezüglich Wirbelablösung als sehr schwierig erweisen kann, wenn es darum geht, eine möglichst genaue Aussage über die Strukturantwort zu erhalten. Somit ist der Ingenieur gehalten, nicht nur mehrere Verfahren zu verwenden und die Ergebnisse zu vergleichen, sondern insbesondere auch die Parameter zu variieren und etwaige Unterschiede zu bedenken. Diese sind auch bei weniger bedeutenden Bauwerken, wie Beleuchtungsmasten, Antennenmasten, langen Fachwerkstäben etc., zu beachten.

Literatur

- [1] Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten. Ausgabe: 2005-11-01.
- [2] Repetto, M. P., Solari, G.: Dynamic alongwind fatigue of slender structures. *Engineering Structures* 23 (2001), pp. 1622–1633.
- [3] Sockel, H.: Wind-excited vibrations of structures. Wien: Springer 1994.
- [4] Kawecki, J., Zúrański, J. A.: Cross Wind Vibrations of Steel Chimneys – A New Case History. In Naprstek, J. and Fischer, C., (editors), EACW4- The Fourth European & African Conference on Wind Engineering 2005. *Journal of Wind engineering and Industrial Aerodynamics* 95 (2007) 1166–1175.
- [5] Vickery, B. J., Basu, R.: Across-Wind Vibrations of Structures of Circular Cross-Section. Part I. Development of a Mathematical Model for Two-Dimensional Conditions. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 12 (1983) (1), pp. 49–73.
- [6] AIJ Recommendations for Loads on Buildings. Architectural Institute of Japan 2006.
- [7] Strouhal, V.: Über eine besondere Art der Tonerregung. *Annalen der Physik und Chemie*, 241 (1878), (10), pp. 216–251.
- [8] Scruton, C.: On the Wind Excited oscillations of Stacks, Towers and Masts. *Symposium on Wind Effects on Buildings and Structures*, II, (1963), pp. 798–832.
- [9] Panofsky, H. A., Dutton, J. A.: Atmospheric Turbulence Models and Methods for Engineering Applications. New York: John Wiley & Sons, Inc 1983.
- [10] Plate, E. J.: Engineering Metrorology. Amsterdam: Elsevier 1982.
- [11] De Benedetti R., Repetto M. P., Solari G.: Neutralità e non neutralità atmosferica: caratterizzazione probabilistica e risposta al vento delle strutture. *Atti XI Convegno Nazionale di Ingegneria del Vento, IN-VENTO 2010*, Spoleto, 31 Giugno-3 Luglio 2010, (in press).
- [12] Solari, G., Piccardo, G.: Probabilistic 3-D turbulence modeling for gust buffeting of structures. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 16 (2001), (1), pp. 73–86.
- [13] Colaiuda, G., Currarino, A.: Il problema del distacco dei vortici nelle ciminiere: aspetti teorici e risvolti progettuali. Master's thesis, Università degli Studi di Genova, Italy 2007.
- [14] Beck, J. L., Yuen, K.: Model Selection Using Response Measurements: Bayesian Probabilistic Approach. *Journal of Engineering Mechanics*, 130 (2004), pp. 192–203.
- [15] Repetto, M. P., Solari, G.: Wind-induced fatigue of structures under neutral and non-neutral atmospheric conditions. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 95 (2007), (9–11), pp. 1364–1383.

Autor dieses Beitrages:

Dipl.-Ing. Emanuel Bombasaro, Bauhaus-Universität Weimar, Graduiertenkolleg 1462, Berkaer Straße 9, 99423 Weimar



Ingenieurbaustoffe

■ Baustoffe erfüllen ihren Zweck, wenn sie richtig aus gewählt, hergestellt und verarbeitet sind. Dieses Buch behandelt die wichtigsten Werkstoffe des Konstruktiven Ingenieurbaus. Es führt zunächst grundlegend in das mechanische Werkstoffverhalten, die rheologischen Modelle, die Bruchmechanik und die Transportmechanismen poröser Stoffe ein. Systematisch werden dann die Baustoffe jeweils mit ihrer Zusammensetzung und ihrem mechanischen Verhalten als Funktion von Belastungsart und -geschwindigkeit, Temperatur und Feuchte beschrieben. Großer Wert wird dabei auf eine vergleichende Betrachtung gelegt.

Somit schlägt das Buch die Brücke zwischen Grundlagenwissen und Baupraxis, über welche konstruktive Ingenieure gehen können, denn sie sind verantwortlich für die richtige und optimale Auswahl und Verarbeitung der Werkstoffe, manchmal auch für deren Herstellung

HANS-WOLF REINHARDT
Ingenieurbaustoffe
2., überarbeitete Auflage,
2010. 394 Seiten,
313 Abb., 69 Tab., Gb.
*€ 89,-
ISBN 978-3-433-02920-6

(z. B. Beton). Eine gründliche Kenntnis des mechanischen, physikalischen und chemischen Verhaltens ist hierfür Voraussetzung.

Ernst & Sohn
A Wiley Company

Ernst & Sohn
Verlag für Architektur und technische
Wissenschaften GmbH & Co. KG

Kundenservice: Wiley-VCH
Boschstraße 12
D-69469 Weinheim

Tel. +49 (0)6201 606-400
Fax +49 (0)6201 606-184
service@wiley-vch.de

Impressum

Ernst & Sohn Sonderdruck „Modellqualitäten“

Ernst & Sohn
A Wiley Company

Wilhelm Ernst & Sohn Verlag für Architektur
und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG
Rotherstraße 21, 10245 Berlin,
Tel. +49 (0)30 – 47 03 12 00, Fax +49 (0)30 – 47 03 12 70
www.ernst-und-sohn.de

Herausgeber

Bauhaus-Universität Weimar
Graduiertenkolleg 1462 „Modellqualitäten“
Sprecher Prof. Dr. sc. techn. Frank Werner
Berkaer Straße 9
D-99423 Weimar
Tel. +49 (0)3643 / 584100
Fax +49 (0)3643 / 584101
www.uni-weimar.de/grk

Redaktionell verantwortlich:

Bauhaus-Universität Weimar
Graduiertenkolleg 1462 – Modellqualitäten
Geschäftsführer Dr. rer. nat. Tom Lahmer

Bankverbindung

Dresdner Bank Weinheim,
Kontonummer 7 511 188 00, Bankleitzahl 670 800 50,
SWIFT: DRESDEFF670

Gestaltung/Satz

LVD GmbH, Berlin

Titelbild:

Bauhaus-Universität Weimar

Produktion

NEUNPLUS1, Berlin

Printed in Germany

© 2011 Wilhelm Ernst & Sohn
Verlag für Architektur und technische Wissenschaften
GmbH & Co. KG, Berlin

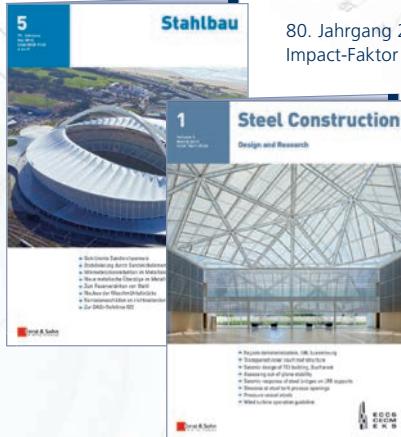
Die in dem Special veröffentlichten Beiträge sind urheberrechtlich geschützt.
Alle Rechte, insbesondere das des Nachdrucks und der Übersetzung in andere Sprachen, vorbehalten. Kein Teil dieses Specials darf ohne vorherige Zustimmung des Verlages gewerblich als Kopie vervielfältigt, in elektronische Datenbanken aufgenommen oder auf CD-ROM vervielfältigt werden.
Namentlich gekennzeichnete Beiträge stellen in erster Linie die persönliche Meinung der Verfasserin oder des Verfassers dar. Für unverlangt eingesandte Manuskripte und Fotografien übernimmt der Verlag keine Haftung.

■ Zeitschriften für die Ingenieurpraxis im Bauwesen



106. Jahrgang 2011
Impact-Faktor 2009: 0,222

12. Jahrgang 2011
Mitgliederzeitschrift
der fib –
International
Federation for
Structural Concrete



80. Jahrgang 2011
Impact-Faktor 2009: 0,300

Design and Research
4. Jahrgang 2011
Mitgliederzeitschrift
der ECCS –
European Convention
for Constructional
Steelwork



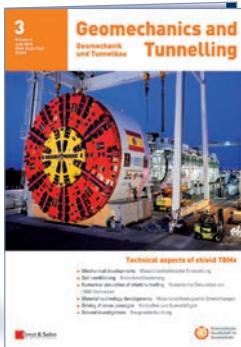
Zeitschrift für den gesamten
Ingenieurbau
88. Jahrgang 2011
Impact-Faktor 2009: 0,210



Fachzeitschrift für Führungskräfte
der Bauwirtschaft
34. Jahrgang 2011



34. Jahrgang 2011
Organ der DGGT



Geomechanik und Tunnelbau
4. Jahrgang 2011
Mitgliederzeitschrift der ÖGG



Zeitschrift für Technik
und Architektur
15. Jahrgang 2011



Wärme | Feuchte | Schall | Brand | Licht | Energie
33. Jahrgang 2011
Impact-Faktor 2009: 0,200



42. Jahrgang 2011
Mitgliederzeitschrift des DIBt

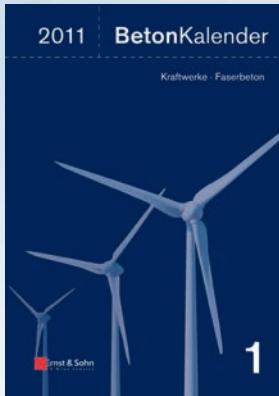


**Das Zeitschriften
Online-Aboonnement**

Alle Fachzeitschriften von
Ernst & Sohn sind ab Jahrgang 2004
im Online-Aboonnement erhältlich.

WILEY **ONLINE LIBRARY**
www.wileyonlinelibrary.com

Probeheft bestellen: www.ernst-und-sohn.de/Zeitschriften



HRSG.: K. BERGMESTER,
J.-D. WÖRNER,
F. FINGERLOOS (SEIT 2009)

Beton-Kalender 2011
Schwerpunkt: Kraftwerke,
Faserbeton

2010.
1372 S., 931 Abb., 325 Tab. Gb.
€ 165,- *
Fortsetzungspreis:
€ 145,- *

ISBN 978-3-433-02954-1



HRSG.: W. JÄGER (AB 2007)
H.-J. IRMSCHLER, P. SCHUBERT,
W. JÄGER (BIS 2006)

Mauerwerk-Kalender 2011
Schwerpunkte: Nachhaltige
Bauprodukte und Konstruk-
tionen

2011.
657 S., 439 Abb., 182 Tab., Gb.
€ 135,- *
Fortsetzungspreis:
€ 115,- *

ISBN 978-3-433-02956-5

■ Der Beton-Kalender bietet seit 100 Jahren umfangreiches Fachwissen, präsentiert in übersichtlicher und praxistauglicher Form. Beiträge aus Praxis und Wissenschaft, Details, Normen – kompaktes Wissen zu jedem Thema!

■ Jährliche Schwerpunkte:

2003 – Hochhäuser, Geschossbauten
2004 – Brücken, Parkhäuser
2005 – Fertigteile, Tunnel
2006 – Turmbauwerke, Industriebauten
2007 – Verkehrsbauden, Flächentragwerke
2008 – Konstruktiver Wasserbau, Erdbebensicheres Bauen
2009 – Aktuelle Massivbaunormen, Konstruktiver Hochbau
2010 – Brücken, Betonbau im Wasser

■ Für die Bemessung und Ausführungsplanung schadenfreier Konstruktionen geben namhafte Bauingenieure praxisgerechte Hinweise rund ums Mauerwerk.

■ Beitragsreihen:

Schadenfreies Konstruieren / Instandsetzung / Genaue Bemessung nach dem Teilsicherheitskonzept / Beispiele / Mauerwerkkonstruktionen

■ Jährliche Schwerpunkte:

2007 – Eurocode 6, Ertüchtigung
2008 – Abdichtung und Instandsetzung, Lehmmauerwerk
2009 – Ausführung von Mauerwerk
2010 – Normen für Bemessung und Ausführung

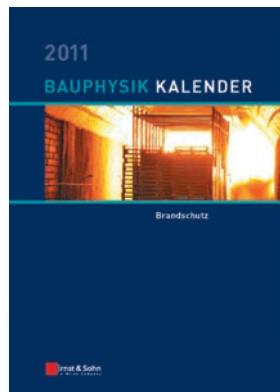


HRSG.: U. KUHLMANN

Stahlbau-Kalender 2011
Schwerpunkte: Eurocode 3 –
Grundnorm, Verbindungen

2011.
696 S., 459 Abb.,
223 Tab., Gb.
€ 135,- *
Fortsetzungspreis:
€ 115,- *

ISBN 978-3-433-02955-8



HRSG.: N. A. FOUAD (AB 2006)
E. CZIESIELSKI (BIS 2005)

Bauphysik-Kalender 2011
Schwerpunkt: Brandschutz

2011.
684 S., 365 Abb.,
2333 Tab., Gb.
€ 135,- *
Fortsetzungspreis:
€ 115,- *

ISBN 978-3-433-02965-7

■ Der Stahlbau-Kalender dokumentiert und kommentiert den aktuellen Stand des deutschen Stahlbau-Regelwerkes. Herausragende Autoren vermitteln Grundlagen und geben praktische Hinweise für Konstruktion und Berechnung.

■ Jährliche Schwerpunkte:

2004 – Schlanke Tragwerke
2005 – Verbindungen
2006 – Dauerhaftigkeit
2007 – Werkstoffe
2008 – Dynamik, Brücken
2009 – Stabilität
2010 – Verbundbau

■ Ein Kompendium praxisgerechter Lösungen für Konstruktion, Berechnung und Nachweisführung des Wärme- und Feuchteschutzes sowie des Brand- und Schallschutzes. Normen, Kommentare, Beispiele und Details runden die Titel ab.

■ Jährliche Schwerpunkte:

2003 – Schimmel pilze in Gebäuden
2004 – Zerstörungsfreie Prüfungen in Gebäuden
2005 – Nachhaltiges Bauen und Bauwerksabdichtungen
2006 – Brandschutz
2007 – Gesamtenergieeffizienz von Gebäuden
2008 – Bauwerksabdichtung
2009 – Schallschutz und Akustik
2010 – Energetische Sanierung von Gebäuden