

Thomas Markus Laggner

Ganzheitliche 3D-Gebäudemodelle in der statischen Tragwerksanalyse

SIB 9

MONOGRAPHIC SERIES TU GRAZ
SCHRIFTENREIHE DES INSTITUTS FÜR BETONBAU



Thomas Markus Laggner

Ganzheitliche 3D-Gebäudemodelle in der statischen Tragwerksanalyse

Monographic Series TU Graz

Schriftenreihe des Instituts für Betonbau SIB

Herausgeber:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue

Monographic Series TU Graz

Schriftenreihe des Instituts für Betonbau

Volume 9

Thomas Markus Laggner

Ganzheitliche 3D-Gebäudemodelle in der statischen Tragwerksanalyse

Diese Schrift wurde unter dem Titel „Ganzheitliche 3D-Gebäudemodelle in der statischen Tragwerksanalyse“ als Dissertation an der Fakultät für Bauingenieurwissenschaften der Technischen Universität Graz im Jahr 2022 vorgelegt.

Betreuung / Beurteilung:

Nguyen Viet Tue (Technische Universität Graz)

Dirk Schlicke (Technische Universität Graz)

Peter Mark (Ruhr-Universität Bochum)

Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek
Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen
Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über
<http://www.dnb.de> abrufbar.

Cover	Verlag der Technischen Universität Graz
Cover Foto	Institut für Betonbau, TU Graz
Druck	DATAFORM Media Ges.m.b.H.

2022 Verlag der Technischen Universität Graz
www.tugraz-verlag.at

Print

ISBN 978-3-85125-904-9

E-Book

ISBN 978-3-85125-905-6

DOI 10.3217/978-3-85125-904-9



Dieses Werk – ausgenommen das Cover und anders gekennzeichnete Teile – ist
unter einer Creative Commons Lizenz (CC BY) lizenziert. Nähere Informationen:
<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/deed.de>

Danksagung

Ich möchte mich bei allen Personen bedanken, die mich während der Entstehung dieser Dissertation begleitet, gefördert und motiviert haben.

Ganz besonderen Dank gilt Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue für die Betreuung und Begutachtung dieser Arbeit. Er hat mich in den letzten Jahren gefördert und mir die Möglichkeit zur Erstellung dieser Dissertation gegeben. Durch seine fachliche Kompetenz konnte ich einiges von ihm lernen. Neben den universitären Projekten und der Abhaltung von Lehrveranstaltungen konnte ich besonders viel aus gemeinsamen praktischen Projekten von KHP Leipzig mitnehmen. Er lebt eine riesige Begeisterung für den Massivbau vor.

Ebenso danke ich Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Peter Mark für die Übernahme des Korreferats und die damit verbundene Mühe.


Weiters möchte ich Herrn Assoc.Prof. Dipl.-Wirtsch.-Ing. Dr.techn. Dirk Schlicke besonders für seine Betreuung, den fachlichen Input und die Zusammenarbeit im FFG-Forschungsprojekt „Ganzheitliche Gebäudemodelle“ danken.

Auch meinen anderen Kolleginnen und Kollegen der letzten Jahre am Institut für Betonbau der Technischen Universität Graz und im Büro bei KHP Leipzig, wie Christoph Betschoga, Patrick Brandstätter, Regina della Pietra, Eva Dorfmann, Daniel Gheorghiu, Johannes Glaßner, Philipp Hadl, Peter Heinrich, Kim Huy Hoang, Katrin Hofer(Turner), Michael Huß, Christina Krenn, Michael Mayer, Julia Ober, Stefan Oberwalder, Johannes Oppeneder, Waltraud Reichl, Maximilian Rieger, Tobias Schröckmayr, Yolcu Sever, Yuan Shuai, Bui Tung Thanh, Werner Theiler, Nguyen Duc Tung, Goran Vojvodic, Oliver Weidinger, danke ich für eine unvergessliche Zeit. Sowohl die fachlichen Diskussionen als auch das freundschaftliche Zusammenarbeiten schätze ich sehr.

Für die Unterstützung im unermüdlichen Kampf gegen die Tücken der Rechtschreibung bedanke ich mich bei Mag. Christine Milowiz und Mag. Martina Glehr.

Abschließend möchte ich mich bei meiner gesamten Familie für den Rückhalt bedanken. Besonders hervorzuheben sind meine Eltern, Ingrid und Martin Laggner, die viel mehr für mich taten als man in Worten beschreiben kann. Außerdem möchte ich meine Geschwister, Florian, Peter und Franziska Laggner, nennen. Mit ihnen durfte ich eine aufregende Kindheit genießen und ich bin froh, dass wir uns heute noch immer so gut verstehen.

Ebenso danke ich mich meinen Schwiegereltern Sonja und Arthur Milowiz sowie bei den Geschwistern meiner Frau, Marcel und Michelle Milowiz, und ihrem Großvater Johann Glantschnigg. Sie begleiten und fördern mich seit wir uns kennen.

Der größte und liebevollste Dank gilt meiner Frau Miriam Laggner und unseren Kindern Kilian und Marlon. Ohne ihre Geduld und die bedingungslose Unterstützung hätte ich das Arbeitspensum der letzten Jahre nicht leisten können. 

Kurzfassung

In der heutigen Tragwerksplanung stellen ganzheitliche 3D-Gebäudemodelle mittlerweile ein verbreitetes Werkzeug für die statische Analyse von komplexen und / oder unkonventionellen Bauwerken dar. Des Weiteren führen Analysen mit ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen im Vergleich zu üblichen Berechnungen mit extrahierten 2D-Teilmodellen zu einer Qualitätssteigerung in der Vorhersage des tatsächlichen Tragverhaltens von Gebäuden. Konkret begründet sich dies auf der Berücksichtigung des räumlichen Zusammenwirkens von vertikalen und horizontalen Bauteilen über die Verformungskompatibilität am Gesamttragwerk. Zusätzlich werden die fehleranfälligen Schnittstellen der Berechnungen mit extrahierten 2D-Teilmodellen reduziert und eine weitgehend automatisierte Integration der Tragwerksplanung ins Building Information Modelling (BIM) ist möglich. Somit besteht durch die Nutzung von ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen das Potential zur Effizienzsteigerung sowie Ressourcenschonung in der Tragwerksplanung. Allerdings reagieren die errechneten Lastverteilungen der 3D-Gebäudemodelle sensibel auf differentielle Verformungen innerhalb der Tragstruktur des Bauwerks, die beispielsweise durch unterschiedliche Beanspruchungen der vertikalen Bauteile in einem Stockwerk auftreten. In Abhängigkeit von der gewählten Modellierungsdetailliertheit / -methode können dabei sogar deutlich unsichere Ergebnisse auftreten. Vor diesem Hintergrund gilt es, die Auswirkungen unterschiedlicher Modellierungen zu erforschen und damit einen validierten praktischen Einsatz von ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen zu ermöglichen.

Im Rahmen dieser Dissertation werden die Auswirkungen verschiedener Modellierungsmethoden auf die vertikale Lastverteilung in einem vereinfachten 15-stöckigen Stahlbetonhochhaus mit Kernaussteifung und Flachdecken systematisch untersucht. Die untersuchten Modellierungsmethoden umfassen den Bauprozess unter Berücksichtigung des Verformungsausgleichs zwischen den Bauabschnitten, die Modellierung der Verbindungssteifigkeit zwischen den Bauteilen, die Boden-Bauwerk-Interaktion, die Steifigkeitsreduktion der Decken infolge Biegerissbildung und das zeitabhängige Verformungsverhalten von Beton (Kriechen und Schwinden) mitsamt der inneren Behinderung durch die vorhandene Bewehrung. Die Auswirkungen werden dabei zunächst getrennt und abschließend in Kombination miteinander analysiert. Dabei werden ingenieurmäßige Vorgehensweisen aufgezeigt, welche komplexe und rechenintensive Simulationen vereinfachen können. Anhand der geschaffenen Datenbasis werden Empfehlungen für den sicheren und nachvollziehbaren Einsatz von ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen in der praktischen Anwendung gegeben.

Schlagwörter:

Strukturanalyse; ganzheitliches 3D-Gebäudemodell; Bauphasenberechnung; Steifigkeitsreduktion; Rissbildung; Boden-Bauwerk-Interaktion; Schnittgrößenumlagerung; Kriechen; Schwinden; zeitdiskrete Analyse; innere Behinderung; ingenieurmäßige Vorgehensweise

Holistic 3D building models in structural analysis

Abstract

Nowadays, holistic 3D building models are a widely used tool for the structural analysis of complex and / or unconventional structures. In comparison to conventional calculations with extracted 2D submodels, the analyses with holistic 3D building models also lead to a higher prediction accuracy of the actual structural behaviour of buildings. In detail, a holistic 3D building model considers the interaction between vertical and horizontal structural elements, providing deformation compatibility in the entire structure. Furthermore, the 3D modelling reduces the error-prone interfaces of calculations with extracted 2D submodels and it can also be integrated into Building Information Modelling (BIM) with a high degree of automation. Consequently, holistic 3D building models have the potential to increase efficiency and save resources in structural design. However, the calculated load distributions of 3D building models are sensitive to differential deformations within the building structure. For example, these differential deformations can occur due to varying axial forces of the vertical structural elements in a storey. Depending on the selected modelling method, the results may even be incorrect. For this reason, the assessment of the influences of different modelling methods is essential for a validated practical application of holistic 3D building models.

The following thesis presents systematic investigations regarding the influences of different modelling methods on the vertical load distribution in a simplified 15-storey reinforced concrete high-rise building with a bracing core and flat slabs. The investigated modelling methods include the construction process considering the deformation compensation through construction stages, the modelling of the connection stiffness between structural elements, the soil-structure-interaction, the stiffness reduction of the slabs due to cracking and the time-dependent deformation behaviour of concrete (creep and shrinkage) considering the internal restraint by the provided reinforcement. All listed effects are investigated separately and subsequently in combination with each other. Furthermore, this thesis introduces engineering approaches to simplify the complex and computationally expensive simulations. The findings provide recommendations for the safe and comprehensible practical application of holistic 3D building models.

Keywords:

structural analysis; holistic 3D building model; construction stage analysis; stiffness reduction; cracking; soil-structure-interaction; redistribution of forces; creep; shrinkage; time-discrete analysis; internal restraint; engineering approach

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Veranlassung und Motivation	1
1.2	Zielsetzung und Vorgehensweise	3
1.3	Aufbau der Arbeit	4
1.4	Abgrenzung der Arbeit	5
2	Tragwerksanalysen heute und in Zukunft	7
2.1	Realität und Möglichkeiten	7
2.2	Konventionelle Methode der extrahierten 2D-Teilmodelle	10
2.3	Methode des ganzheitlichen 3D-Gebäudemodells	11
2.4	Vergleich 2D-Modellierung vs. 3D-Modellierung	14
3	Repräsentatives Untersuchungsobjekt	17
3.1	Allgemeines und Anforderungen an Hochhaustragwerke	17
3.2	Definition der Geometrie des Untersuchungsobjekts	20
3.2.1	Allgemeines zum Gebäude	20
3.2.2	Deckensystem	22
3.2.3	Stützen und Gebäudekern	22
3.2.4	Gründung	23
3.3	Modellaufbau in einer Finite-Elemente-Software	24
4	Auswirkungen verschiedener Berechnungsansätze	29
4.1	Extrahierte 2D-Teilmodelle vs. 3D-Gebäudemodell	29
4.2	Bauprozessmodellierung	33
4.2.1	Allgemeines	33
4.2.2	Ansätze zur Erfassung des Bauprozesses im Rechenmodell	34
4.2.3	Einflüsse einer Bauphasenanalyse	36
4.3	Boden-Bauwerk-Interaktion	41
4.3.1	Allgemeines	41
4.3.2	Ansätze zur Modellierung der Lagerung eines 3D-Gebäudemodells	42
4.3.3	Einfluss von differentiellen Setzungen auf die Lastverteilung	44

4.4	Modellierung der Anschlüsse	49
4.4.1	Allgemeines	49
4.4.2	Einfluss auf die vertikale Lastverteilung im Gebäude	50
4.4.3	Zusammenwirken verschiedener Anschlusssteifigkeiten mit der Nachgiebigkeit des Baugrundes	52
4.5	Reduktion der Deckensteifigkeit infolge Rissbildung	54
4.5.1	Allgemeines	54
4.5.2	Ingenieurmäßige Steifigkeitsreduktion	56
4.6	Zusammenfassung der Auswirkungen elastischer Berechnungsansätze	59
5	Auswirkungen von zeitabhängigen Betonverformungen	61
5.1	Allgemeines zur Bedeutung von zeitabhängigen Analysen	61
5.2	Einfluss des zeitabhängigen Verformungsverhaltens von Beton ohne Berücksichtigung des Bewehrungsgrades	62
5.2.1	Modellierung des zeitabhängigen Verformungsverhaltens von Beton	62
5.2.2	Schwinden des Betons	64
5.2.3	Kriechen des Betons	68
5.3	Einfluss durch die Berücksichtigung des vorhandenen Bewehrungs- grades	76
5.3.1	Modellierungsansätze der Bewehrung	76
5.3.2	Auswirkungen auf die Lastverteilung im Gebäude	78
5.4	Vorschlag einer ingenieurmäßigen Vorgehensweise	83
5.4.1	Allgemeines	83
5.4.2	Abbildung der zeitabhängigen Verformungen in den vertika- len Bauteilen mitsamt der vorhandenen Bewehrung	84
5.4.3	Gleichzeitige Berücksichtigung der zeitabhängigen Verfor- mungen in den horizontalen Bauteilen	93
5.5	Zusammenfassung der Auswirkungen zeitabhängiger Berechnungs- ansätze	94
6	Praxisgerechte Anwendung von ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen	97
6.1	Allgemeines	97
6.2	Vorgehensweise / Methodik zum generellen Einsatz in der heutigen Tragwerksplanung	98
6.3	Beispielanwendung am repräsentativen Untersuchungsobjekt	102
6.3.1	Allgemeines	102
6.3.2	Berücksichtigte Einwirkungen	102
6.3.3	Unterschiede in der Beanspruchung der vertikalen Bauteile	105

6.4	Diskussion	114
7	Ausblick auf künftige Entwicklungen und Forschungsbedarf	117
7.1	Weiterführende Untersuchungen an ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen	117
7.2	Optimierungen und Entwicklungen im Zusammenhang mit einer BIM-basierten Planung	118
7.3	Entwicklungen hin zum Systemnachweis	120
8	Zusammenfassung	125
	Literaturverzeichnis	131

1 Einleitung

1.1 Veranlassung und Motivation

Infolge des globalen Bevölkerungswachstums und des anhaltenden Trends der Urbanisierung werden immer mehr Hochhäuser geplant und gebaut. Die Planung von Hochhäusern aber auch von anderen Hochbauten stellt eine interdisziplinäre Herausforderung zwischen Architektur, Tragwerksplanung, Geotechnik, Gebäudetechnik und weiteren Fachdisziplinen dar. Die essentiellen Aufgaben der statischen Analyse und der Bemessung obliegen dabei dem Tragwerksplaner.

Bedingt durch die eingeschränkte Rechenkapazität aber auch wegen der Übersichtlichkeit erfolgte die statische Analyse ursprünglich an herausgelösten Teilsystemen wie Decken, Stützen, Wänden (Kernen) oder der Gründung. Der Lastfluss im Gebäude wird hierbei durch die Weiterleitung der Lagerkräfte zwischen den einzelnen Teilmodellen beschrieben, wobei eine strenge hierarchische Ordnung der Bauteile besteht. Näheres zu dieser Vorgehensweise wird in Abschnitt 2.2 beschrieben.

Heutzutage werden immer öfter ganzheitliche 3D-Berechnungsmodelle, sogenannte 3D-Gebäudemodelle, für die numerische Simulation in der Tragwerksplanung genutzt. Dabei fallen die fehleranfälligen Schnittstellen zwischen den Teilmodellen weg und das räumliche Zusammenwirken der Bauteile für den Lastabtrag wird direkt über die Verformungskompatibilität im Gesamtmodell mit abgebildet. Somit ist eine treffende Abbildung des Tragverhaltens bei komplexen, räumlich wirkenden und / oder unkonventionellen Bauwerken möglich. Des Weiteren kann dadurch ebenfalls eine Reduktion der Berechnungsungenauigkeiten für konventionelle Bauweisen realisiert werden. Die somit mögliche Reduktion der Modellunsicherheit (empirischer Sicherheitsfaktor) bewirkt eine Ressourcenschonung durch geringeren Materialeinsatz und folglich eine Reduktion der Bauzeit sowie der Bauemissionen. Die geforderte Zuverlässigkeit des Gebäudes bleibt dabei aber natürlich uneingeschränkt gegeben.

Das zur Digitalisierung von Planung, Errichtung und Betrieb konzipierte Building Information Modelling (BIM) erleichtert die notwendige interdisziplinäre Zusammenarbeit aller Beteiligten. Darüber hinaus ergeben sich dadurch ebenfalls in Bezug zur Tragwerksplanung entscheidende Vorteile, welche unter anderem von Keppin et al. (2017), Stracke und Keppin (2020), Nöldgen et al. (2014) und Peter et al.

(2015) aufgezeigt werden. So ist eine automatisierte Überführung der geometrischen Gebäudedaten des Architekturmodells in das analytische Berechnungsmodell möglich; wenngleich nicht immer trivial. Gleichzeitig kann der Architekturdentwurf anhand der Berechnungsergebnisse einfach optimiert werden. Abbildung 1.1 zeigt eine Visualisierung des Architekturdentwurfs (gerendertes Architekturmodell) sowie das verformte numerische Berechnungsmodell (Finite-Elemente-Modell) eines Hochhauses, wobei beide Modelle über BIM-Software miteinander interagieren. Die Weiternutzung der räumlichen Geometrie des Architekturmodells in einem 3D-Berechnungsmodell ist hierbei nur die logische Folge. Jedoch ist auch die Nutzung von konventionellen Teilmodellen im BIM-Kontext möglich. Zusätzlich erlaubt der BIM-workflow prinzipiell eine automatische Anpassung aller Fachmodelle infolge einer Änderung (z.B. Geometrieänderung) und somit eine größere Flexibilität im Planungsprozess.

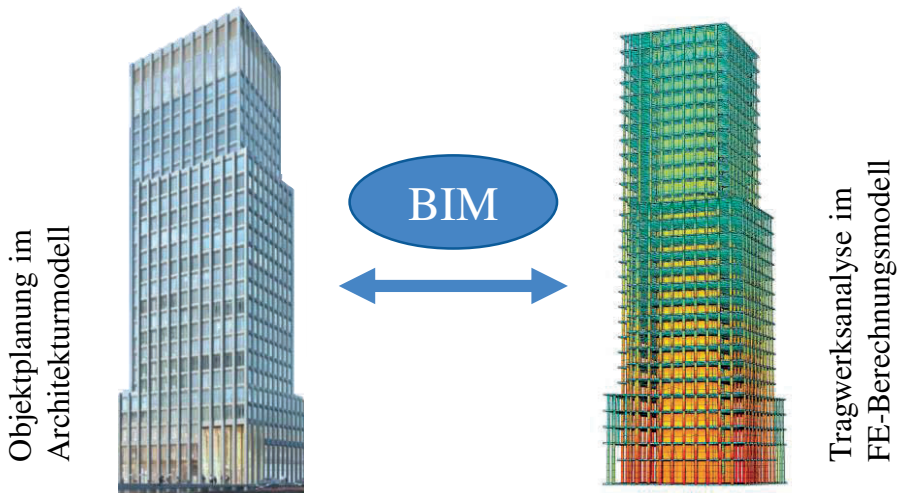


Abbildung 1.1: BIM als Verknüpfung zwischen der Objektplanung und der Tragwerksanalyse (links: Rendering des Architekturdentwurfs und rechts: verformtes FE-Berechnungsmodell)

Bei 3D-Berechnungsmodellen besteht jedoch das Risiko, dass aufgrund einer unzureichenden Modellierungsmethodik eine Überschätzung etwaiger Umlagerungseffekte auftritt. Somit liegen die Ergebnisse eines ganzheitlichen 3D-Berechnungsmodells nicht a priori auf der sicheren Seite. Dies wurde unter anderem von Rombach (2008a), Bischoff (2010) und Fastabend et al. (2009) an speziellen Beispielen aufgezeigt. Infolge der Verformungskompatibilität im Gesamtmodell regiert die ermittelte Lastverteilung im 3D-Modell sensibel auf differentielle Verformungen innerhalb des Bauwerks, die beispielsweise auch durch die zeitabhängigen Ver-

formungen von Beton entstehen können. Folglich erfordert die Erstellung eines 3D-Berechnungsmodells und die Ergebniskontrolle ein vertieftes technisches Fachwissen bzw. praktische Erfahrungen, insbesondere hinsichtlich der Auswirkungen von verschiedenen Arten der Modellierung bzw. der Modellierungsdetailliertheit. Derartige Auswirkungen wurden aber in der Vergangenheit nicht gesamtheitlich bzw. systematisch, sondern nur teilweise und meist getrennt voneinander erforscht. Dabei ist ebenfalls die Relevanz von Nebeneffekten infolge der 3D-Modellierung zu bewerten. Folglich mangelt es an Empfehlungen für den Einsatz von ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen für die statische Analyse - und hier setzt die vorliegende Arbeit an.

Um diese notwendigen allgemeingültigen Untersuchungen durchzuführen, wurde das von der Österreichischen Forschungsförderungsgesellschaft (FFG) geförderte Projekt „Ganzheitliche Gebäudemodelle“ (Projekt-Nr. 861488) in Kooperation mit dem Institut für Betonbau der Technischen Universität Graz und der FCP Fritsch, Chiari & Partner ZT GmbH durchgeführt. Im Rahmen dieses Projektes entstanden wesentliche Teile der vorliegenden Arbeit.

1.2 Zielsetzung und Vorgehensweise

Wie auch unter anderen von Kepplin et al. (2017) schlussgefolgert, sind für den validierten praktischen Einsatz von ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen essentielle Punkte zu klären. So sind beispielsweise die Einflussfaktoren / Effekte für mögliche Änderungen im Lastabtrag zu bewerten und darzustellen, welche Modellierungsmethoden treffende Ergebnisse für die verschiedenen Bemessungssituationen erzielen. Das Ziel dieser Arbeit ist es, diese geforderten Grundlagen für eine effiziente statische Analyse von Stahlbetongebäuden mit ganzheitlichen 3D-Berechnungsmodellen zu geben und somit deren praktische Anwendung zu erleichtern. Dadurch sollten Tragwerke zukünftig optimierter ausgebildet und mehr Ressourcen bzw. Material eingespart werden.

Für eine gezielte und nachvollziehbare Beantwortung der Fragestellungen wird ein vereinfachtes aber repräsentatives Untersuchungsobjekt definiert, an dem alle Simulationen durchgeführt werden. Dabei handelt es sich um ein regelmäßiges Stahlbetonhochhaus mit Flachdecken und Kernaussteifung.

Mit systematischen Untersuchungen der einzelnen Effekte soll eine Datenbasis geschaffen werden, mit der die Auswirkungen durch den Bauprozess, der Modellierung der Steifigkeiten der Anschlüsse zwischen den Bauteilen, der Boden-Bauwerk-Interaktion, des zeitabhängigen Verformungsverhaltens von Beton (Kriechen und Schwinden) sowie der Rissbildung in den Betonbauteilen auf die Beanspruchungen und Verformungen des Gesamtbauwerks orts- und zeitdiskret quantifiziert werden können. Große Aufmerksamkeit wird hierbei auch der gegenseitigen Beeinflussung dieser Effekte untereinander gewidmet.

Aus der geschaffenen Datenbasis werden anschließend gerechtfertigte Modellannahmen als Empfehlungen für die effiziente Tragwerksplanung von Stahlbetonbauwerken mit ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen abgeleitet. Hierbei stehen sowohl eine verbesserte Erfassung des tatsächlichen Gesamtbauwerkverhaltens als auch die Bestimmung von wirklichkeitsnahen Schnittgrößen für die verschiedenen Bemessungssituationen unter Berücksichtigung des notwendigen Sicherheitskonzeptes im Fokus.

Die getroffenen Empfehlungen sollen dem Tragwerksplaner helfen, die essentielle Entscheidung zu treffen, welche Effekte in der statischen Analyse zu berücksichtigen bzw. zu untersuchen sind. Des Weiteren werden auch plausible Modellierungsmethoden zur ingenieurmäßigen Abbildung der einzelnen Effekte beschrieben.

Wesentliche Ergebnisse und Erkenntnisse dieser Arbeit wurden bereits in begutachteten Aufsätzen der Fachzeitschrift „Beton- und Stahlbetonbau“ (Laggner et al. (2021b) und Laggner et al. (2021a)) sowie im Rahmen von Konferenzbeiträgen (Laggner und Schlicke (2018), Laggner et al. (2019) und Laggner et al. (2020) - alle peer-reviewed) präsentiert. Zusätzlich sind auch Teile im unveröffentlichten Projektbericht des Forschungsvorhabens „Ganzheitliche Gebäudemodelle“ (Tue et al. (2020)) enthalten.

1.3 Aufbau der Arbeit

Die vorliegende Arbeit gliedert sich in acht Kapitel, wobei in Kapitel 2 der aktuelle Stand bzw. die Möglichkeiten in der Tragwerksmodellierung im Detail dargestellt und erläutert werden. Dabei werden die Methoden miteinander verglichen, sowie die Vor- und Nachteile diskutiert.

Das für die nachvollziehbare Bewertung der Auswirkungen von den unterschiedlichen Modellierungsmethoden genutzte repräsentative Untersuchungsobjekt wird in Kapitel 3 beschrieben. Basierend auf den allgemeinen Anforderungen an Hochhaustragwerke werden hier die Randbedingungen für die Definition des repräsentativen Untersuchungsobjekts sowie die schlussendlich gewählte Geometrie dargestellt. Außerdem wird der generelle Modellaufbau in der Finite-Elemente-Software „SOFiSTiK“ beschrieben.

Die aus den Simulationen ermittelten Auswirkungen verschiedener linear elastischer Berechnungsansätze werden in Kapitel 4 aufgezeigt. Ausgehend vom generellen Ergebnisvergleich zwischen 2D-Teilmodellen und 3D-Gesamtmodell werden hier die Auswirkungen der Bauprozessmodellierung sowie der Boden-Bauwerk-Interaktion erläutert und bewertet. Darüber hinaus stehen die unterschiedlichen Modellierungsarten der Anschlüsse zwischen den Bauteilen im Fokus. Als ein für den Stahlbetonbau besonders wichtiger Effekt wird auch der Einfluss einer möglichen Steifigkeitsreduktion durch Rissbildung in diesem Kapitel näher betrachtet.

Die Auswirkungen der zeitabhängigen Verformungen von Beton (Kriechen & Schwinden) werden getrennt in Kapitel 5 systematisch und aufeinander aufbauend diskutiert und bewertet. Im Fokus steht dabei die vertikale Lastverteilung im Bauwerk. Zeitdiskrete Analysen ermöglichen hierbei eine allgemeingültige Beschreibung der Auswirkungen von Kriechen und Schwinden des Betons im ganzheitlichen 3D-Gebäudemodell. Darüber hinaus werden auch die Auswirkungen der inneren Behinderung durch die vorhandene Bewehrung untersucht. Auf Basis der Ergebnisse wird eine vereinfachte ingenieurmäßige Vorgehensweise zur Berücksichtigung der zeitabhängigen Verformungen vorgeschlagen.

Um die gewonnen Erkenntnisse in der Ingenieurpraxis anwenden zu können, wird in Kapitel 6 der vereinfachte Berechnungsablauf bei Anwendung von ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen für die unterschiedlichen Bemessungssituationen unter Berücksichtigung des notwendigen Sicherheitskonzeptes näher beschrieben.

In Kapitel 7 wird ein ausführlicher Ausblick auf den weiteren Forschungsbedarf in Bezug auf die baupraktische Anwendung bzw. Weiterentwicklung von ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen geben. Dabei werden konkrete Ansätze und Ideen beschrieben. Eine davon ist beispielsweise die Weiterentwicklung von Querschnittsnachweisen hin zu Systemnachweisen, welche die Traglast der dreidimensionalen Tragstruktur ermittelt.

Abgeschlossen wird die Arbeit mit einer Zusammenfassung der wesentlichen Ergebnisse und Erkenntnisse in Kapitel 8.

1.4 Abgrenzung der Arbeit

Diese Arbeit fokussiert sich auf die Anwendung von ganzheitlichen 3D-Berechnungsmodellen für die statische Analyse von Stahlbetonhochhäusern mit einem aussteifenden Gebäudekern. Teile der gewonnen Erkenntnisse gelten jedoch auch für allgemeine Hochbauten und unabhängig vom eingesetzten Material. Außerdem liegt das Hauptaugenmerk dieser Arbeit an der vertikalen Lastverteilung im Gebäude unter Berücksichtigung des Zusammenwirkens mit dem horizontalen Aussteifungssystem. Die Momentenbeanspruchung in den Decken, im Speziellen beim Kernanschluss, ist für die Auslegung eines Hochhauses von hohem Interesse. In Rahmen dieser Arbeit wird dies aber nicht detailliert erläutert. Für die auftretenden Lastumlagerungen im 3D-Gebäudemodell ist prinzipiell ein ausreichendes plastisches Rotationsvermögen der Decken sicherzustellen.

Die mögliche Quantifizierung von Zwangkräften in Fundamentplatten oder Decken ist prinzipiell anhand von ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen möglich und ist insbesondere für fugenlose Bauwerke von essentieller Bedeutung (vergleiche Fastabend et al. (2012)). Hierbei spielt der Zwangkraftabbau infolge Biegerissbildung der Decken durch vertikale Belastung eine wesentliche Rolle und wird beispielsweise

von Schlicke et al. (2020) analytisch beschrieben. Im Rahmen dieser Arbeit steht jedoch die Erfassung von Zwangkräften in den horizontalen Bauteilen nicht im Fokus und es werden dazu weitere Forschungsaktivitäten empfohlen.

Des Weiteren werden in dieser Arbeit keine Untersuchungen oder Aussagen zur Anwendung von 3D-Berechnungsmodellen in der Erdbebenanalyse / -bemessung getroffen, wenngleich dies heutzutage ein fast standardmäßiger Einsatzzweck von 3D-Gebäudemodellen ist (vergleiche unter anderem Fastabend et al. (2009), Proske et al. (2013) oder Akkermann (2021)).

In dieser Arbeit stehen die Anwendbarkeit und die Prüfbarkeit von 3D-Berechnungsmodellen im Fokus. Vor diesem Hintergrund wird weitgehendst auf nicht nachvollziehbaren Blackbox-Anwendungen verzichtet und stattdessen werden verständliche ingenieurmäßige Empfehlungen angesetzt bzw. entwickelt.

Außerdem ist eine detaillierte Nachweisführung für einzelne Bauteile sowie deren konstruktive Durchbildung nicht Gegenstand dieser Arbeit. Jedoch ist anzumerken, dass in diesem Zusammenhang durch eine Weiterentwicklung von klassischen Querschnittsnachweisen hin zu Systemnachweisen großes Potential vorhanden ist. Dies wird unter anderen in Kapitel 7 thematisiert.

Die Erkenntnisse dieser Arbeit ergeben sich aus detaillierten systematischen Untersuchungen eines vereinfachten regelmäßigen Stahlbetonhochhauses mit Flachdecken und Kernaussteifung. Hierbei werden kein steifer Kellerkasten oder angrenzende Flachbauten berücksichtigt. Bei anderen Aussteifungssystemen bzw. Bauweisen können einzelne Auswirkungen durchaus in anderer Relevanz auftreten.

Diese Arbeit kann prinzipiell als einer der ersten Schritte für eine breite praktische Anwendung von ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen gesehen werden und folglich werden auch noch offene Forschungsfragen konkret beschrieben.

2 Tragwerksanalysen heute und in Zukunft

2.1 Realität und Möglichkeiten

Die zentrale Aufgabenstellung der Tragwerksplanung ist es, Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit sowie Dauerhaftigkeit eines Bauwerks sicherzustellen und mit der Forderung nach Wirtschaftlichkeit in Einklang zu bringen. Darüber hinaus sind die Duktilität zur Ankündigung des Versagens sowie die Robustheit zur Vermeidung eines Totaleinsturzes im Versagensfall bei der Auslegung des Tragwerks zu beachten. Außerdem ist die entsprechende normativ geforderte Feuerwiderstandsdauer im Brandfall nachzuweisen.

Im Prozess der Tragwerksplanung können durch Optimierungen durchaus Ressourcen / Baumaterialien eingespart werden. Die Modellierung des Tragwerks ist dabei eine der wichtigsten Ingenieuraufgaben und beeinflusst das Simulationsergebnis signifikant. Dies gilt im Speziellen für Hochbauten, da hier meist eine komplexe Geometrie bzw. ein komplexer Lastfluss im Gebäude vorliegt. Generell führen die Modellierungsannahmen aber immer nur zu einer Näherung der Realität, wobei die Ergebnisse auf der sicheren Seite liegen sollen. Durch die Betrachtung von Extremszenarien können die Auswirkungen der unterschiedlichen Modellierungsmethoden bewertet werden. Im Sicherheitskonzept der Eurocodes werden Modellunsicherheiten bzw. auch konstruktive Regeln zur Abdeckung von ungewollten Aspekten mitberücksichtigt. Zusätzlich treten auch Realitätsabweichungen hinsichtlich der herrschenden Belastungen sowie der Streuungen im Materialverhalten auf. Schlussendlich muss das Tragwerk unter Berücksichtigung all der vorhandenen Unsicherheiten das geforderte Zuverlässigkeitsniveau (in Abhängigkeit des Bemessungszustandes und der Schadensfolgen) erfüllen.

Um diese Nachweise zu erbringen, simuliert der Tragwerksplaner das Bauwerksverhalten bestmöglich. Die ursprünglichen händischen statischen Analysen sind für größere Bauvorhaben mühsam und zeitaufwendig. Daher wurden diese händischen Berechnungen sukzessive durch die numerischen Simulationen mittels Finite-Elemente-Software (FE-Software) ersetzt. Dies ermöglicht, immer komplexere Strukturen zu berechnen. Jedoch kommen händische Analysen weiterhin noch häufig bei Kontrollrechnungen bzw. Abschätzungen zum Einsatz. In den Finite-Elemente-Modellen des Hochbaus wurden ausgehend von den 1D-Linienelementen

(Stäbe, Fachwerkstäbe, Seile) immer mehr 2D-Flächenelemente (Platten, Scheiben, Schalen) entwickelt und werden mittlerweile standardmäßig eingesetzt. Die 3D-Volumenelemente haben sich bis heute für die praktische Tragwerksmodellierung nicht durchsetzen können. Jedoch werden sie unter anderem zur Untersuchung von Detailproblemen in der Wissenschaft oder zur detaillierten Modellierung des Baugrundes (durch den Geotechniker) eingesetzt. Wie in Tabelle 2.1 dargestellt, können die verschiedenen Elementtypen für die Simulation von realen Strukturen verwendet werden. Dabei ist zu beachten, dass die Dimension des Elementes nie kleiner als jene der Struktur sein kann. Zur Simulation von Hochbauten werden meist Modelle aus 1D- und / oder 2D-Elementen eingesetzt, wobei die Strukturdimensionen von linear (1D) bis räumlich (3D) gebildet werden. Die Belastung einer Struktur kann allgemein in allen drei Raumrichtungen erfolgen. Hierbei ist anzumerken, dass nicht jeder Elementtyp jede Belastungsart übertragen kann (Abhängigkeit der zulässigen Freiheitsgrade).

Tabelle 2.1: Zuordnung der verschiedenen Elementarten zu den möglichen Systemdimensionen in Anlehnung an König und Tue (2008) bzw. Barth und Rustler (2013)

Struktur	Elemente	linienförmig (1D)	flächig (2D)	voluminös (3D)
linear 1D		Biegebalken, Fachwerkstab	-	-
eben 2D		ebenes Fachwerk, Trägerrost, ebener Rahmen	Platte, Scheibe, ebene Schalenelem.	-
räumlich 3D		räumliches Stabwerk	Faltwerk, räumliche Schale	Volumenmodell

Darüber hinaus stehen immer mehr nichtlineare Analysemethoden (geometrisch und materiell) in Softwareprogrammen zur Verfügung. Jedoch werden für die praktische Anwendung meist weiterhin linear elastische Berechnungsansätze genutzt. Dies begründet sich auf einer höheren Nachvollziehbarkeit und einer geringeren Berechnungszeit durch die Gültigkeit des Superpositionsprinzips. Zusätzlich können bei der nicht ganzheitlichen Berücksichtigung von nichtlinearen Effekten unrealistische bzw. falsche Auswirkungen auftreten. Weiters ist im Stahlbetonbau eine Berücksichtigung der zeitlichen Verformungen des Betons ohne Ansatz der inneren Behinderung durch die Bewehrung lediglich eine Näherung und kann unter gewissen Randbedingungen zu deutlich unsicheren Ergebnissen führen. Als Idealvorstellung einer Analyse wird manchmal eine vollständig nichtlineare und mittels Volumenelementen abgebildete Modellierung des realen Bauwerks bis ins kleinste Detail angesehen, wobei sogar die Übergangsbedingungen zwischen den verschiedenen Materialien realistisch erfasst werden. Dies liegt aber offensichtlich in ferner Zukunft. Selbst

wenn ein solch komplexes Modell möglich wäre, sind für die eigentlichen Nachweise noch die zuvor beschriebenen Unsicherheiten aus dem Material, der auftretenden maximalen Belastungen oder der Ausführungsqualität abzudecken. Dies wird auch in Zukunft anhand von empirischen Erfahrungen und statistischen Auswertungen Berücksichtigung finden. Somit wird man weiter dem Prinzip „lediglich so detailliert wie nötig“ folgen. Dies gilt ebenfalls im Zusammenhang mit der Nachvollziehbarkeit und dem angemessenen Modellierungs- sowie Rechenaufwand.

Folglich ist weiterhin die ingenieurmäßige Idealisierung bzw. vereinfachte Modellierung durch den Tragwerksplaner der immer mehr oder weniger komplexen dreidimensionalen Struktur des realen Gebäudes entscheidend. Konventionell werden zur Simulation von Gebäuden Teilmodelle herausgelöst und separat analysiert. Dabei sollten die Übergangsbedingungen zwischen den Teilmodellen das Kräftegleichgewicht und die Verformungskompatibilität gewährleisten, was jedoch nur in einem iterativen Prozess erfüllbar wäre. In der Ingenieurpraxis wird dies aber nicht durchgeführt, sondern lediglich das Kräftegleichgewicht erfüllt und meist die Verformungskompatibilität bewusst verletzt. Basierend auf der gesteigerten Computerrechenleistungen werden heutzutage alternativ immer häufiger ganzheitliche räumliche Modelle zur Analyse eingesetzt. Bei einer solchen ganzheitlichen 3D-Betrachtung entfallen die Schnittstellen zwischen den Teilmodellen und das Zusammenwirken der Bauteile wird im Rahmen der Berechnungsannahmen immer korrekt mit abgebildet. Des Weiteren erhofft man sich dadurch einen Qualitätssprung in der Vorhersagegenauigkeit. Als eine darauf aufbauende Entwicklung kann das Abweichen von klassischen Querschnittsnachweisen hin zu Systemnachweisen angesehen werden. Somit kann auch die Robustheit und Redundanz von Tragstrukturen mittels eines 3D-Modells berücksichtigt werden.

Die Digitalisierung des gesamten Planungsprozesses unter der Nutzung von BIM ermöglicht außerdem eine Reduktion des Aufwandes für die Erstellung eines 3D-Berechnungsmodells. Dies ist möglich, da hierbei nicht mehr zweidimensionale Pläne gezeichnet werden, sondern das Bauwerk dreidimensional modelliert wird (vergleiche u.a. Nöldgen et al. (2014), Peter et al. (2015) Kepplin et al. (2017) und Stracke und Kepplin (2020)). Zusätzlich können Änderungen aus der interdisziplinären Zusammenarbeit mit anderen Fachplanern direkt übernommen werden. Diese höhere Flexibilität im Planungsprozesses ermöglicht eine einfachere Optimierung des Bauwerks. Prinzipiell können aber auch 2D-Teilmodelle aus dem BIM-Modell erzeugt werden, wobei dann die Übergangsbedingungen manuell festgelegt werden müssen.

Wie zuvor beschrieben, wird heutzutage jedoch sowohl die Vorgehensweise mit herausgelösten 2D-Teilmodellen als auch jene mit einem 3D-Gesamtmodell zur statischen Analyse genutzt. Deren jeweilige Eigenschaften bzw. Besonderheiten werden folgend in den Abschnitten 2.2 und 2.3 aufgezeigt, sowie anschließend im Abschnitt 2.4 miteinander verglichen.

2.2 Konventionelle Methode der extrahierten 2D-Teilmodelle

Die konventionelle Methode zur statischen Analyse von Gebäuden ist das Extrahieren von einzelnen (ebenen) 2D-Teilmodellen aus dem Tragwerk. Diese entstand unter anderem durch die historisch eingeschränkten Rechenkapazitäten. Jedoch wird diese Methode auch noch heute häufig in der Ingenieurpraxis eingesetzt. Die Erfahrungen zeigen dabei, dass der Lastfluss auf der sicheren Seite erfasst wird. Zum besseren Verständnis wird diese Vorgehensweise schematisch in Abbildung 2.1 gezeigt.

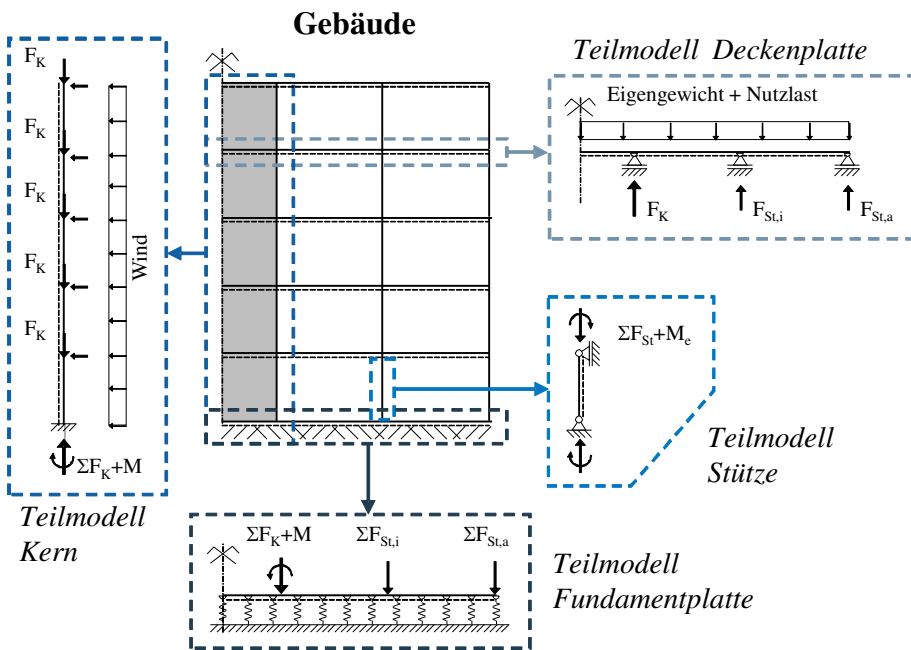


Abbildung 2.1: Berechnungsablauf beim Extrahieren von 2D-Teilmodellen aus dem Gebäude

In diesem Beispiel werden die vier Teilmodelle Decke, Kern, Stütze und Fundamentplatte (Gründung) aus dem Gebäude herausgelöst. Die einzelnen Bauteilgruppen werden getrennt voneinander und in der Regel unter Annahme eines linearen Materialverhaltens statisch berechnet. Die anschließende Bemessung erfolgt z.B. für Stahlbetonbauteile unter Zugrundelegung eines nichtlinearen Materialverhaltens. Die Lagerkräfte eines Teilmodells werden dieser Methode als Belastung für das nachfolgende Teilmodell angesetzt. So werden beispielsweise die vertikalen Belastungen

der Decke zu den Stützen und dem Kern weitergeleitet. Die Fundamentplatte wird nachfolgend durch die Lasten aus den vertikalen Bauteilen belastet und gibt diese an den Baugrund weiter. Wie zu erkennen ist, gilt eine strenge hierarchische Ordnung der Bauteile. Dadurch sind Nachvollziehbarkeit und Eindeutigkeit des Lastflusses gegeben.

Die Größe des einzelnen Teilsystems verliert heutzutage aufgrund der sich stark entwickelnden Rechenleistung an Bedeutung, wie unter anderem von König und Tue (2008) beschrieben. Bei der Modellierung ist jedoch zu beachten, dass geeignete Randbedingungen für die extrahierten Teilmodelle angenommen werden. Zur Sensibilitätsanalyse können mehrere Varianten der Randbedingungen betrachtet werden. In der Ingenieurpraxis werden jedoch häufig nur gelenkige Anschlüsse abgebildet. Um die somit rechnerisch nicht erfasste teilweise Einspannung zu berücksichtigen, müssen konstruktive Bewehrungsregeln eingehalten werden bzw. auch unvermeidbare Anschlussmomente, insbesondere in der Stützenbemessung, angesetzt werden (angedeutet mit M_e in Abbildung 2.1). Bei einer solchen Vorgehensweise werden die Wechselwirkungen zwischen den Bauteilen nicht korrekt erfasst, da die Verformungskompatibilität im Anschluss nicht gegeben ist.

Darüber hinaus werden häufiger nichtlineare Analysen an den Teilmodellen durchgeführt. Hierbei werden sowohl geometrische Nichtlinearitäten (Theorie 2. Ordnung oder Theorie 3. Ordnung) als auch materielle Nichtlinearitäten (nichtlineares Verhalten von Beton / Rissbildung, nichtlineare Federn, u.ä.) sowie deren Kombination eingesetzt. Den Regelfall stellt aber immer noch die einfache linear elastische Berechnung dar.

Zusammenfassend sind die größten Stärken der Analyse mit 2D-Teilmodellen die hohe Nachvollziehbarkeit (leichte Prüfbarkeit) und langjährigen Erfahrungen. Außerdem ist die Softwareinfrastruktur in den Ingenieurbüros auf diese Vorgehensweise und deren Dokumentation ausgelegt. Die Teilmodelle können konventionell aus den 2D-Plänen des Gebäudes bzw. neuerdings aus einem Architekturmodell (BIM-Prozess) abgeleitet werden. Die teilweise mühsame und zeitaufwendige Festlegung der Rand- bzw. Übergangsbedingungen ist jedoch immer vorhanden (vergleiche u.a. Stracke und Kepplin (2020) oder König und Tue (2008)).

2.3 Methode des ganzheitlichen 3D-Gebäudemodells

In einem ganzheitlichen 3D-Gebäudemodell wird die gesamte Tragstruktur eines Bauwerks als großes dreidimensionales Modell abgebildet und anschließend berechnet. In Abbildung 2.2 werden zwei 3D-Gebäudemodelle von Hochhäusern aus Wien als Beispiele dargestellt.

Bei dieser Methode wird das räumliche Zusammenwirken aller Bauteile über das Kräftegleichgewicht und die Verformungskompatibilität im System mitberück-

sichtigt. Dies führt zu einem Qualitätssprung in der statischen Analyse, da ein realitätsnaher Kraftfluss beschrieben werden kann. Dazu ist jedoch die Detailliertheit der Modellierung zu beachten. So sind Einflüsse, die zu Differenzverformungen im System führen, korrekt zu berücksichtigen. Ansonsten können aufgrund der statischen Unbestimmtheit der Struktur unrealistische Lastumlagerungen bzw. Zwangskräfte auftreten. Außerdem ist die nachvollziehbare Dokumentation oftmals ein Problem bei der praktischen Anwendung von 3D-Gebäudemodellen, wie unter anderem von Rombach (2008a) und Nöldgen et al. (2014) beschrieben wird.

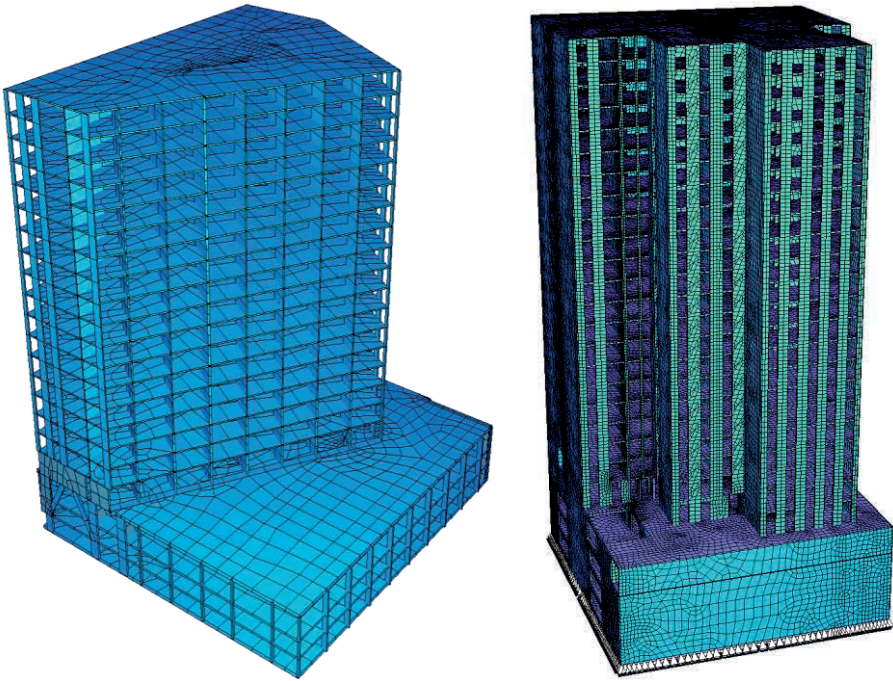


Abbildung 2.2: Beispiele für ganzheitliche 3D-Gebäudemodelle (links: Hochhaus DC-Flats; rechts: Hochhaus Monte Laa Bauplatz 5)

Nach Nöldgen et al. (2014) und Stracke und Kepplin (2020) ist der praktische Einsatz von ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen prinzipiell in allen Leistungsphasen der Planung möglich. Dabei steigt der Detaillierungsgrad von der Tragwerkskonzipierung hin zur Ausführungsstatik. Die Wirtschaftlichkeit kann hierbei vor allem anhand einer durchgängigen Nutzung und Erweiterung des 3D-Modells über die verschiedenen Leistungsphasen hinweg gesteigert werden, da der Aufwand der anfänglichen Modellerstellung vergleichsweise groß ist.

Ganzheitliche 3D-Gebäudemodelle ermöglichen außerdem eine effiziente Planung von fugenlosen Bauwerken, da z.B. die Zwangkräfte in den Decken zwischen Gebäudekernen realitätsnah bestimmt werden können. Hierbei ist der Abbau der Zwangbeanspruchung durch Biegerissbildung infolge äußerer Last für Stahlbetondecken ein entscheidender Effekt und wird beispielsweise von Schlicke et al. (2020) analytisch beschrieben.

Des Weiteren werden durch die Analyse am 3D-Gebäudemodell auch die horizontalen Verformungen infolge des Eigengewichts erfasst, wie von Ha und Lee (2016) gezeigt wird. Dies ist besonders für unsymmetrische und schlanke Bauwerke von hoher Relevanz, da sich durch diese zusätzliche Schiefstellung die Beanspruchungen des Aussteifungssystems erhöhen (Auswirkungen der Theorie 2. Ordnung). Jedoch kann gleichzeitig das Aussteifungssystem durch ein ganzheitliches 3D-Gebäudemodell realistischer beschrieben werden. Anstatt einer reinen Kernaussteifung kann nämlich das Zusammenwirken von Kern und umliegendem Skelettbau über eine Rahmenwirkung abgebildet werden. Dabei ist zu beachten, dass die Rahmenwirkung nicht aufgrund von zu hohen Anschluss- bzw. Bauteilsteifigkeiten überschätzt wird. Die Probleme von einer unzureichenden Modellierungsdetailliertheit werden unter anderem von Rombach (2008a) und Bischoff (2010) aufgezeigt. Gleichzeitig ist eine Erfassung aller Einzelheiten eines Bauwerks im Rechenmodell aufgrund der Komplexität auch noch nicht wirtschaftlich möglich. Daher entstanden große Vorbehalte gegenüber 3D-Gesamtmodellen, die z.B. von Keppelin et al. (2017) oder Fischer und Reinhardt (2008) beschrieben wurden. Die meist genutzte Berechnung am Eingusssystem ergibt großteils eine zu starke Lastumverteilung. Folglich sind die Auswirkungen des Bauprozesses inklusive eines etwaigen Verformungsausgleichs näher zu beachten. Darüber hinaus gilt es, identisch zu den 2D-Teilmodellen ebenfalls im 3D-Gesamtmodell die Anschlüsse zwischen den Bauteilen treffend abzubilden. Für Bauteile aus Stahlbeton ergeben sich bei Rissbildung sowie durch das zeitabhängige Verformungsverhalten (Kriechen und Schwinden) deutliche Verformungsunterschiede und somit Lastumlagerungen. Eine systematische Quantifizierung der Auswirkungen verschiedener Modellierungsmethoden wird erst mit dieser Arbeit dargelegt. Rombach (2007) und Rombach (2008b) beschreiben außerdem weitere Problemstellungen bei der Modellierung und Bemessung von Stahlbeton in FE-Software, wie z.B. die Bemessungen von wandartigen Trägern oder Diskontinuitätsbereichen.

Aber auch die anderen Baustoffe haben spezielle Eigenschaften bzw. führen zu Problemstellungen, die in ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen zu beachten sind. So gilt es beispielsweise bei Holz-, Stahl- oder Verbundkonstruktionen die Stabilitätsprobleme von Bauteilen oder die Steifigkeiten der Verbindungsmittel korrekt zu erfassen.

Insgesamt zeigen ganzheitliche 3D-Gebäudemodelle ein deutliches Verbesserungspotential, wenngleich die Erstellung und die Ergebniskontrolle ein vertieftes technisches Fachwissen bzw. praktische Erfahrungen erfordert.

2.4 Vergleich 2D-Modellierung vs. 3D-Modellierung

Die wichtigsten Unterschiede zwischen den zwei Berechnungsmethoden werden in Tabelle 2.2 in Anlehnung an Fastabend (2014) und Zirnbauer und Müller (2003) zusammengefasst. Bei 2D-Teilmodellen sind in der Regel die Modellgrößen (Anzahl der Elemente je Teilmodell) deutlich geringer als bei einer Modellierung eines 3D-Gesamtmodells. Dies beeinflusst automatisch die Berechnungsdauer eines Modells, den Eingabeaufwand und die Ergebniskontrollen. Infolge des klar nachvollziehbaren Kraftflusses und der jahrelangen Erfahrungen können Fehler bei der 2D-Modellierung meist rasch gefunden werden. Etwaige Änderungen des Gebäudes im Planungsprozess erfordern jedoch separate Anpassungen und Neuberechnungen aller Teilmodelle im Gegensatz zu einer BIM-basierten Planung mit Berechnung am 3D-Gesamtmodell. Ein 3D-Gesamtmodell erfasst prinzipiell über das Zusammenwirken aller Bauteile sämtliche Tragwirkungen im Bauwerk. Es ist zu beachten, dass die Unterschiede der Modellierungsmethoden teilweise sowohl als Vorteil als auch als Nachteil für die verschiedenen Anwendungen gelten. Einige der zurzeit auftretenden Nachteile von ganzheitlichen 3D-Berechnungsmodellen können über weitere Forschung und Entwicklung von Software bzw. Hardware sowie eine tiefere Ausbildung der Anwender aufgehoben werden.

Infolge der fortschreitenden Digitalisierung im Bauwesen und der effizienten Nutzung von BIM werden ganzheitliche 3D-Gebäudemodelle in der Tragwerksplanung immer häufiger eingesetzt. Als einer der entscheidenden Vorteile der 3D-Modellierung ist ein möglicher Qualitätssprung in den Berechnungsergebnissen anzumerken, der letztendlich zu einem wirtschaftlicheren sowie ressourcenschonenden Bauen in der Zukunft beitragen wird. Wie Breinlinger (2008) beschreibt, gilt es jedoch bei Simulationen an 3D-Gesamtmodellen die Randbedingungen genau zu klären und zusätzlich die bisher bei der 2D-Berechnung vernachlässigten Effekte zu erfassen. Ansonsten stimmen die Ergebnisse eines 3D-Modells nur in seltenen Fällen mit der Realität überein. Hingegen stellen die extrahierten 2D-Teilmodelle eine konservative erprobte Methodik dar, welche jedoch eine Vielzahl an fehleranfälligen Schnittstellen beinhaltet.

Nöldgen et al. (2014) beschreibt, dass als ingenieurpraktische eingesetzte Mischform die Struktur auch in mehrere 3D-Teilmodelle unterteilt werden kann. Beispielsweise kommt hierbei die Aufteilung in ein 3D-Teilmodell für den Kellerkasten mitsamt Gründung und ein zweites für den oberirdischen Gebäudeteil zum Einsatz. Die Methodik von 3D-Teilmodellen ist zwar etwas simpler als ein 3D-Gesamtmodell und kann zur Kontrolle bzw. zum Verständnis der Lastabtragung sinnvoll sein. Jedoch können die Vorteile des 3D-Gesamtmodells nur teilweise genutzt werden, bei gleichzeitigem Auftreten von fehleranfälligen Schnittstellen infolge der Teilmodelle.

Tabelle 2.2: Unterschiede zwischen extrahierten 2D-Teilmodellen und ganzheitlichen 3D-Gebäudemodelle in Anlehnung an Fastabend (2014) und Zirnbauer und Müller (2003)

	extrahierte 2D-Teilmodelle	ganzheitliche 3D-Modelle
Modellgröße	„übersichtliche kleine“ Modelle; übliche Standardsysteme	„komplexes“ räumliches Modell; Probleme durch Modellgröße
Eingabeaufwand	viele unabhängige Teilmodelle	aufwendige Eingabe eines Modells*
Tragwirkungen	keine Nebentragwirkung	jede Nebentragwirkung
Ergebniskontrollen	einfache Kontrollen möglich	keine Zwischenkontrolle möglich
Fehlerfindungsstrategien	Gleichgewichtskontrollen	gleichzeitige Verformungs-, Spannungs- und Gleichgewichtskontrollen
Modellschnittstellen	viele Schnittstellen, wie: <ul style="list-style-type: none"> • Lastweiterleitung • keine automatische Verträglichkeit der Modelle • Systemänderungen meist nur örtlich betrachtet 	kaum bzw. keine Schnittstellen <ul style="list-style-type: none"> • Durchgängigkeit bei Systemänderungen • zurzeit noch getrennte Detailbetrachtungen für z.B. Decken
Rechendauer	„schnelle“ Berechnung der Teilsysteme - dafür aber manuelle Ermittlung der Einwirkungen für Submodelle	„lange“ Rechenzeiten für das komplette Modell - dafür aber fertige Endergebnisse

*) speziell bei separater Erstellung des Berechnungsmodells im Gegensatz zu einer integralen Modellnutzung im Rahmen einer BIM-basierten Planung

Unabhängig von der angewandten Berechnungsmethodik muss jeweils ein sorgfältiges Arbeiten des Ingenieurs gegeben sein, da ansonsten mögliche Programm- oder Anwenderfehler zu Fehlinterpretationen oder sogar Sicherheitsdefiziten führen können. Diese Kontrolle bzw. Prüfung der Ergebnisse ist verständlicherweise für 3D-Berechnungen komplexer bzw. aufwendiger und erfordert gleichzeitig ein hohes technisches Fachwissen.

Wie in den vorangegangenen Abschnitten aufgezeigt wurde, sind noch umfangreiche Fragestellungen und teilweise Vorbehalte zur statischen Analyse mit ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen vorhanden. Diese Arbeit versucht daher einen weiteren Schritt hin zu einer validierten praktischen Anwendbarkeit zu machen, indem nachfolgend die Auswirkungen verschiedener Modellierungsmethoden systematisch aufeinander aufbauend dargelegt werden. Im Fokus steht dabei besonders die Beschreibung

der vertikalen Lastabtragung im Gebäude. Für eine gezielte und nachvollziehbare Beantwortung der komplexen Auswirkungen wird ein repräsentatives Untersuchungsobjekt definiert. Dabei handelt es sich um ein regelmäßiges Stahlbetongebäude mit mehreren Geschossen, die durch einen einzigen Kern ausgesteift werden. Näheres zur Geometrie und Modellbildung ist im nachfolgenden Kapitel 3 zu finden.

3 Repräsentatives Untersuchungsobjekt

3.1 Allgemeines und Anforderungen an Hochhaustragwerke

Das repräsentative Untersuchungsobjekt dient als vereinfachtes fiktives Referenzgebäude zur systematischen Untersuchung der Auswirkungen von unterschiedlichen Modellierungsmethoden bei 3D-Gesamtmodellen. Dabei sollen ebenfalls die Unterschiede in den Lastverteilungen zwischen 2D-Modellierung und 3D-Modellierung aufgezeigt werden. Da die räumliche Tragwirkung der Struktur (globale Rahmenwirkung) erst bei zunehmender Anzahl der Stockwerke relevanter wird, ist das repräsentative Untersuchungsobjekt ein Hochhaus (mehrstöckiger Hochbau). Für die Geometrie und Anforderungen werden hier vor allem die im deutschsprachigen Raum üblichen Bauten als Referenz genutzt. Nach dem Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH (2020)) kann prinzipiell ein Gebäude ab einer Höhe von 50 m als Hochhaus (tall building) bezeichnet werden. Die Wiener Bauordnung (Wiener Stadtentwicklungs-, Stadtplanungs- und Baugesetzbuch (2020)) sieht hingegen 35 m als Mindesthöhe eines Hochhauses. Ein anderer Zugang zur Einteilung ist die Abgrenzung aufgrund der notwendigen Brandschutzanforderungen. Diese Regelung gibt es beispielsweise in Deutschland, wobei dies in der Musterbauordnung MBO (2020) und folglich in den meisten Landesbauordnungen festgeschrieben ist. Dabei wird davon ausgegangen, dass die Feuerwehdrehleitern eine Nennrettungshöhe von 23 m besitzen. Als Definition gilt, dass es sich um ein Hochhaus handelt, sobald die Fußbodenoberkante des höchsten Geschosses, in dem ein Aufenthaltsraum möglich ist, im Mittel mehr als 22 m über der angrenzenden Geländeoberfläche ist.

Zwei der wesentlichsten Anforderungen an Hochhäuser sind die Abtragung der vertikalen Lasten sowie die Aussteifung gegenüber horizontalen Lasten. Der vertikale Lastabtrag wird stark vom gewählten Deckensystem beeinflusst, wobei die Kraftweiterleitung zur Gründung mittels möglichst über die Gebäudehöhe durchgängiger vertikaler Bauteile erfolgt. Im Falle von Versätzen oder Schiefstellungen treten erhöhte Beanspruchungen von einzelnen Bauteilen auf. Zur Abtragung der horizontalen Lasten sind die folgenden Aussteifungssysteme möglich, welche beispielsweise von König und Liphardt (2003) anhand von realisierten Bauwerken dargestellt werden. Dazu zählen:

- Wandaussteifung
- Kernaussteifung
- Rohrtragwerke (Tube-Systeme)
- Kern-Outrigger Aussteifung
- Megastrukturen (Stützen, Rahmen, Fachwerke)

Bei Betrachtung der großstädtischen Bebauungen in der D-A-CH-Region ist zu erkennen, dass es nur wenige Wolkenkratzer (= Hochhäuser über 150 m Höhe) gibt. Jedoch ist eine Vielzahl an kleineren Hochhäusern vorhanden und deren Anzahl steigt infolge der Urbanisierung und des städtischen Platzmangels. Dabei stellt die Kernaussteifung für diese eher kleineren Hochhäuser eine sehr wirtschaftliche Konstruktionsmöglichkeit dar. Darüber hinaus erlaubt die Aussteifung mittels Gebäudekern die größtmögliche gestalterische Freiheit und Flexibilität in der Grundriss- bzw. Fassadengestaltung. Die Wirtschaftlichkeitsgrenze liegt nach König und Liphardt (2003) bei Gebäuden mit Kernaussteifung bei einer Gebäudehöhe zwischen 120 m und 170 m. Ein Beispiel dazu ist der Millennium Tower in Wien mit 50 Stockwerken (Höhe der Gebäudesubstanz 171 m bzw. Höhe inkl. Dachkonstruktion 202 m).

Die Grundrisse von Hochhäusern sind generell sehr unterschiedlich. Sie hängen einerseits von der Nutzung und andererseits vom gewählten Trag- / Aussteifungssystem, sowie folglich auch von der Gebäudehöhe ab. Die Anforderungen an Geschossbauten wie Belichtung, Geschossfläche, Erschließung, Raumabmessungen, Gebäudetechnik u.v.m. werden unter anderem in König und Liphardt (2003) und Theile et al. (2003) näher beschrieben. Zur Gewährleistung einer möglichst flexiblen Raumaufteilung in Hochhäusern werden tragende Wände bestmöglich vermieden und die vertikale Lastabtragung hauptsächlich über Stützen realisiert. Die Stützen zählen zu den hochbeanspruchten sowie höchst sicherheitsrelevanten Bauteilen im Hochhaus und werden in der Regel aus normal- bzw. hochfestem Beton, Stahlprofilen (mit zusätzlichen Brandschutzvorkehrungen) oder aus Verbundquerschnitten hergestellt. Für die wirtschaftliche Optimierung eines Bauwerks besitzen die Stützen aber eher eine geringe Bedeutung. Hierbei sind insbesondere die großflächigen Geschossdecken von hoher Relevanz. Bei üblichen Deckenspannweiten von 5,40 m bis 8,10 m stellen Flachdecken aus Beton ein häufig eingesetztes wirtschaftliches Deckensystem dar. Zusätzlich weisen Flachdecken automatisch eine ebene Untersicht auf. Dies ist häufig architektonisch gewünscht bzw. wird auch die Führung von Leitungen in einer abgehängten Decke dadurch vereinfacht. Bei höheren Spannweiten kommen Deckensysteme wie Rippendecken, Plattenbalkendecken, vorgespannte Decken, Verbunddecken oder Verbundträgerdecken zum Einsatz. Wenngleich diese Deckensysteme in der Fertigung meist komplexer sind, erhöhen sie dennoch die Nutzungsflexibilität des Gebäudes, indem beispielsweise keine bzw. weniger Innenstützen notwendig sind.

Ein weiterer wichtiger Kostenfaktor bei Hochhäusern ist die Gründung. Die Wahl eines geeigneten Gründungssystems wird dabei stark von den örtlichen Randbedingungen und der Gebäudegeometrie beeinflusst. Eine einfache Flachgründung mittels Fundamentplatte ist meist die kostengünstigste Variante. Jedoch ist dies nur bei einem gut tragfähigen Untergrund wie Fels möglich, da ansonsten die auftretenden Setzungen des Bauwerks zu groß sind und damit die Gebrauchstauglichkeit nicht mehr gegeben ist. Um bei ungünstigeren Bodenverhältnissen die Bauwerkssetzungen zu reduzieren bzw. zu vereinheitlichen werden häufig kombinierte Pfahl-Platten-Gründungen (KPP) eingesetzt; vergleiche König und Liphardt (2003). Die Pfähle dienen dabei vor allem als Setzungsbremsen und werden folglich in Bereichen von großen Setzungen wie unterhalb von Gebäudekernen angeordnet. Die Variation der Pfahlanzahl und -längen ermöglicht eine technische sowie wirtschaftliche Optimierung der Gründung. Alternativ zu kombinierten Pfahl-Platten-Gründungen werden in manchen Fällen reine Tiefgründungen über beispielsweise Bohrpfähle oder Schlitzwände realisiert.

Wie Hochhausgründungen in schwierigen Baugrundverhältnissen aussehen können, wird unter anderem von Katzenbach und Leppla (2019) oder Mittag et al. (2021) anhand mehrerer Beispiele aus Frankfurt, Moskau und Berlin dargestellt. Dabei ist zu erkennen, dass für Gebäudehöhen von rund 100 m eine kombinierte Pfahl-Platten-Gründung das häufigste Gründungssystem ist. Wie jedoch ebenfalls erkennbar ist, werden auch noch Flachgründungen mit Fundamentplatte bei solch hohen Hochhäusern eingesetzt. Des Weiteren weisen Hochhäuser meist mehrere Kellerstockwerke auf, welche mittels tragenden Wänden zum Erdreich hin abschließen. Diese Wände bilden im Zusammenwirken mit den andern tragenden Bauteilen in den Kellerstockwerken einen Kellerkasten. Die Geometrie der Konstruktion in den Kellergeschossen ist dabei meist deutlich unterschiedlich zu den oberirdischen Stockwerken. So werden beispielsweise Abfangträger bzw. wandartige Träger eingesetzt, um einen funktionalen Raster für eine Tiefgarage zu erhalten. Zusätzlich werden zur Erhöhung der Steifigkeit noch teilweise weitere Wandscheiben angeordnet. Der Kellerkasten kann prinzipiell ähnlich große Außenabmessungen wie die oberirdischen Stockwerke besitzen (vergleiche Ramm et al. (2020) - Omniturm in Frankfurt). Jedoch ist er in vielen Fällen deutlich weiter ausgedehnt. Beim Projekt FOUR in Frankfurt (siehe Meißner et al. (2020)) werden beispielsweise vier Hochhäuser auf einer gemeinsamen Bodenplatte (ausgelegt als KPP) errichtet oder auch die Highlight Munich Business Towers (siehe Sobek et al. (2006)) wurden ebenfalls auf einem gemeinsamen Kellerkasten erbaut. Für die Erstellung wird in der Regel entweder ein offener Baugrubenverbau mit Rückverankerungen oder eine Deckelbauweise (vergleiche beispielsweise Meißner et al. (2020) bzw. Ramm et al. (2020)) eingesetzt. Wesentliche Vorteile der Deckelbauweise liegen in der Reduktion von Rückverankerungen bzw. Verstrebungen und einer guten Einsetzbarkeit in beengten Stadtgebieten (siehe Theile et al. (2003)). Der gewählte Herstellungsprozess des Kellerkastens ist auch in der statischen Analyse zu beachten und die Standsicherheit entsprechend zu gewährleisten. Heutzutage werden Kellerkästen

bevorzugt als fugenlose wasserundurchlässige Stahlbetonkonstruktionen hergestellt. Dabei sind die Zwangbeanspruchungen in der Bemessung von hoher Relevanz.

Aufgrund der exzellenten Eigenschaften und der lokalen Verfügbarkeit wird Stahlbeton prinzipiell als zentrales Baumaterial zur Herstellung der gesamten Tragwerkstruktur von Hochhäusern eingesetzt. Generell ist bei der Fertigung ein Trend weg von der klassischen Ortbetonbauweise hin zu Teilfertigteilen bzw. der reinen Fertigteilbauweise zu beobachten. Dies begründet sich vorwiegend durch die Zeitersparnis auf der Baustelle, sowie der höheren Ausführungsqualität bei einer witterungsgeschützten Werksfertigung. Infolge der werksseitigen Produktionskontrolle werden außerdem Materialeinsparungen realisiert, indem hochfeste Betone zum Einsatz kommen und Vorhaltemaße reduziert werden können. Im Sinne der Nachhaltigkeit und Ressourcenschonung werden immer häufiger hybride Tragkonstruktionen für Hochhäuser geplant (vergleiche Jacob-Freitag (2019), Tannert und Connolly (2020) oder Weidner et al. (2022)). Dabei kommen im Hochhaus auch Stahlstützen, Verbunddecken oder Holzdecken / -träger zum Einsatz. Ziel ist es, eine optimierte Materialausnutzung bei möglichst geringen CO₂-Emissionen sowie hoher Lebensdauer zu erreichen. Weitere Überlegungen und Prinzipien zur Ressourcenschonung beim Bauen werden unter anderem auch von Shadow (2022) oder Elbers (2022) dargestellt. Ein gewisser Beitrag zum ressourcenschonenden Bauen kann ebenfalls durch die Nutzung von ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen in der statischen Analyse erfolgen. Wie auch nachfolgend im Rahmen dieser Arbeit anhand der Berechnungen des repräsentativen Untersuchungsobjekts gezeigt wird, bieten ganzheitliche 3D-Gebäudemodelle eine Steigerung der Vorhersagequalität und ermöglichen somit eine Optimierung der Tragstruktur.

Bevor auf die einzelnen Berechnungsergebnisse bzw. Erkenntnisse eingegangen wird, wird im nachfolgenden Abschnitt 3.2 die Geometrie des repräsentativen Untersuchungsobjekts anhand von gängigen Vorbemessungsformeln realistisch definiert und anschließend wird auf die generelle Modellierung des Hochhauses in der FE-Software (siehe Abschnitt 3.3) eingegangen.

3.2 Definition der Geometrie des Untersuchungsobjekts

3.2.1 Allgemeines zum Gebäude

Basierend auf den zuvor beschriebenen Randbedingungen und Anforderungen wird das repräsentative Untersuchungsobjekt als Punkthochhaus mit Flachdecken und Aussteifung über einen zentralen Kern definiert. Die Tragstruktur besteht dabei rein aus Stahlbeton. In Abbildung 3.1 sind ein schematischer Grundriss mit exemplarischer Nutzungsaufteilung sowie ein Gebäudeschnitt dargestellt. Hierbei wird

infolge der Symmetrie nur ein Viertel des Gebäudes betrachtet. Außerdem weisen alle 15 Stockwerke des repräsentativen Untersuchungsobjekts einen identischen Grundriss auf. Da laut König und Liphardt (2003) die ausgeführten Geschosshöhen von Hochhäusern in der Regel zwischen 3,50 m und 3,70 m liegen, wurde hier eine Geschosshöhe von 3,50 m angenommen. Somit ergibt sich eine Gebäudehöhe von 52,5 m (ohne Dachaufbauten). Für diese Gebäudehöhe bzw. Stockwerksanzahl können deutliche Veränderungen des vertikalen Lastflusses infolge unterschiedlicher Modellierungsmethoden (z.B. 2D-Teilmodelle vs. 3D-Gesamtmodell) erwartet werden.

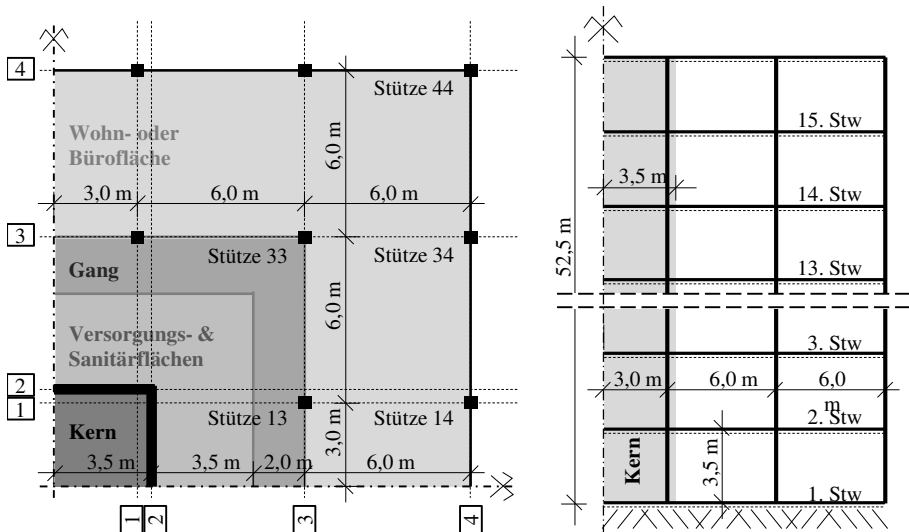


Abbildung 3.1: Schematischer Grundriss (links) und Gebäudeschnitt (rechts) des repräsentativen Untersuchungsobjekts unter Berücksichtigung der Symmetrie

Um eine gute Nutzbarkeit von Hochbauten zu gewährleisten, wurden von Theile et al. (2003) Randbedingungen für zweckmäßige Grundrisse beschrieben. Diese wurden in der Definition des repräsentativen Untersuchungsobjekts beachtet und eine exemplarische Nutzungsaufteilung angedacht (siehe Abbildung 3.1 links). Der zentrale Gebäudekern wird hierbei natürlich zur vertikalen Erschließung des Gebäudes (Treppen, Lifte, Schächte, Leitungen) genutzt. Den Kern umschließend werden die notwendigen Versorgungs- und Sanitärflächen (wie Küche, WC, Archiv, Abstellraum, Technikraum, etc.) angeordnet. Hierdurch treten kürzere Installationsleitungen auf und die Bereiche mit schlechter natürlicher Belichtung können gut genutzt werden. Wohn- und / oder Büroflächen müssen als Aufenthaltsflächen eine ausreichende natürliche Belichtung aufweisen. Daher werden diese Räume umlaufend direkt an die Fassade des Gebäudes angeordnet und die Raumtiefe mit

6,0 m ausgebildet (siehe auch König und Liphardt (2003)). Zwischen den zentralen Versorgungs- und Sanitärflächen sowie den Wohn- und / oder Büroflächen wird ein umlaufender Gang zur horizontalen Gebäudeerschließung vorgesehen. Um eine wirtschaftliche und geometrisch flexible Raumaufteilung zu ermöglichen, wird infolge dieser Randbedingungen ein Stützenraster der Flachdecken von 6,0 m x 6,0 m fixiert. Folglich bedeutet dies, dass zwei Reihen von Stützen den Kern umschließen.

3.2.2 Deckensystem

Wie zuvor angemerkt, kommen im repräsentativen Untersuchungsobjekt Flachdecken zum Einsatz. Zur Vorbemessung dieser wird von Schneider und Goris (2012) eine Schlankheit gemäß Gleichung (3.1) vorgeschlagen. Für den vorhandenen Stützenraster errechnet sich damit eine Deckenstärke zwischen 0,25 m und 0,30 m. Zur Sicherstellung einer ausreichenden Durchstantragfähigkeit der Decke und einer ausreichenden Biegesteifigkeit zur Begrenzung der Verformungen wird eine Deckenhöhe von 0,28 m für das repräsentative Untersuchungsobjekt gewählt.

$$h_{\text{Decke}} \approx \frac{l}{25} \text{ bis } \frac{l}{30} > 0,15 \text{ m} \quad (3.1)$$

3.2.3 Stützen und Gebäudekern

Anhand einer vereinfachten Abschätzung der Normalkraft der Innenstütze im untersten Stockwerk mittel Lasteinzugsflächen können die Querschnittsabmessungen der Stützen mit 0,50 m x 0,50 m vordimensioniert werden. Zur einheitlichen Erscheinung werden sämtliche Stützen im Gebäude unabhängig von der Position und dem Stockwerk mit diesen Abmessungen angesetzt. Für einen klaren Lastfluss sowie eine vereinfachte Modellierung und Ergebnisauswertung wird das Gebäude stark vereinfacht. So werden keine Öffnungen in den Decken und Wänden sowie keine der üblicherweise notwendigen Kerninnenwände definiert.

Für eine sinnvolle Vordimensionierung kann der Gebäudekern vereinfacht als Kragträger betrachtet werden (vergleiche König und Liphardt (2003)). Infolge einer Berechnung nach Theorie 2. Ordnung sollten dabei die Biegemomente sowie die Verformungen des Kragträgers im Vergleich zur Berechnung nach Theorie 1. Ordnung um nicht mehr als 10 % anwachsen. Anhand dieser Randbedingungen leitet König und Liphardt (2003) ein Steifigkeitskriterium (erforderliches Trägheitsmoment) für den Gebäudekern ab, welches in Gleichung (3.2) angegeben ist.

$$I_{\text{erf}} = \frac{367,67 \cdot A \cdot l^{*3}}{1000} \quad (3.2)$$

mit:

A ... Geschossfläche [m²]

l^* ... bezogene Gebäudehöhe = $\frac{l[\text{m}]}{100}$

Basierend auf der Gebäudehöhe von 52,5 m und einer Gebäudebreite von $5 \cdot 6,0 \text{ m} = 30,0 \text{ m}$ (vergleiche Abbildung 3.1) berechnet sich das erforderliche Trägheitsmoment des Kerns mit $47,9 \text{ m}^4$. Bei der fixierten Seitenlänge des Kerns (Achse) von 7,0 m berechnet sich daraus eine Mindestwanddicke von 21 cm. Für die weiteren Betrachtungen am repräsentativen Untersuchungsobjekt wird eine Kernwanddicke von 30 cm angenommen.

3.2.4 Gründung

Für das 15-stöckige repräsentative Untersuchungsobjekt ist bei gut tragfähigen Bodenverhältnissen eine Flachgründung mittels Fundamentplatte in der Regel die wirtschaftliche Variante. In Fällen eines wenig tragfähigen Bodens wird häufig eine kombinierte Pfahl-Plattengründung ausgebildet bzw. ist sogar teilweise eine reine Tiefengründung in Betracht zu ziehen. Bei den nachfolgenden Betrachtungen wird prinzipiell von einer Fundamentplatte als Flachgründung ausgegangen (vergleiche Abschnitt 4.3). Eine optimierte Plattendicke ist bekanntlich stark von den örtlichen Baugrundverhältnissen abhängig. Jedoch kann gemäß Schneider und Goris (2012) mittels Gleichung (3.3) die Fundamentplattendicke vordimensioniert werden.

$$t_{\text{Bodenplatte}} \approx \frac{H_{\text{Gebäude}}}{30} \geq 0,25 \text{ m} \quad (3.3)$$

Bei der vorhandenen Gebäudehöhe des repräsentativen Untersuchungsobjekts von 52,5 m ergibt sich daraus eine Fundamentplattendicke von 1,75 m. Für die Analysen in Rahmen dieser Arbeit wurden weitere Einflüsse auf die Gründung, wie angebaute Flachbauten, zusätzliche Steifigkeit durch Kellerwände (Kellerkasten) oder seitlicher Erddruck auf das Bauwerk nicht explizit abgebildet. Vielmehr sollen hier erstmals die generellen Auswirkungen von differentiellen Setzungen aufgezeigt werden.

3.3 Modellaufbau in einer Finite-Elemente-Software

Für die Modellierung bzw. die numerischen Berechnungen im Rahmen dieser Arbeit wurde die Finite-Elemente-Software „SOFiSTiK – Version 2016“ eingesetzt. Die generelle Systemeingabe erfolgte hierbei skriptbasiert und parametrisch über den zum Programm zugehörigen Text-Editor „Teddy“. Somit konnten eine hohe Flexibilität bzw. durchgängige Änderungen zwischen den unterschiedlichen Modellierungsmethoden gewährleistet werden. Der entwickelte Code ermöglicht beispielsweise eine parametrische Unterscheidung zwischen extrahierten 2D-Teilmodellen und einem ganzheitlichen 3D-Gebäudemodell.

Prinzipiell wird durch die ingenieurmäßige Modellierung in einem FE-Programm versucht, das reale Bauteil / Bauwerk näherungsweise zu beschreiben. Wie zuvor in Tabelle 2.1 dargestellt, sind hierzu verschiedene Elemente vorhanden. In der Regel können dabei für linienförmige Bauteile (zwei Abmessungen sind deutlich kleiner als die dritte) Stabelemente und für flächige Bauteile (zwei Abmessungen sind deutlich größer als die dritte) Schalenelemente eingesetzt werden (vergleiche Zilch und Zehetmaier (2010)). Bauteile, bei denen alle drei räumlichen Abmessungen ähnlich groß sind, treten in der Regel im Hochbau nicht auf; könnten aber auch mittels Volumenelementen simuliert werden. Die EN-1992-1-1 (2015) unterstützt ebenfalls in der geometrischen Abgrenzung von Bauteilen im Hochbau und Abbildung 3.2 stellt dies grafisch dar.

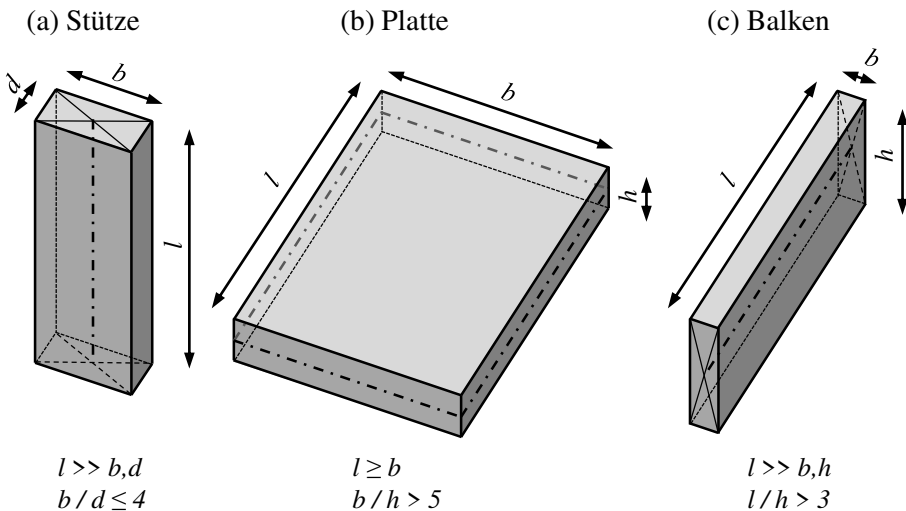


Abbildung 3.2: Geometrische Abgrenzung von Bauteilen im Hochbau für eine bauteilgerechte Modellierung in Anlehnung an EN-1992-1-1 (2015)

So ist eine Stütze (a) im Vergleich zur Wand ein Bauteil dessen Länge l mehr als das Dreifache der maximalen Querschnittsabmessung b bzw. d ist und gleichzeitig die Querschnittsbreite b nicht mehr als das Vierfache der Querschnittshöhe d beträgt. Außerdem wird ein Bauteil als Platte (b) definiert, wenn dessen Höhe h kleiner als ein Fünftel der kürzesten Seitenlängen b ist; ansonsten liegt ein Balken vor. Der Unterschied zwischen Balken (c) und wandartigen Träger wird anhand des Verhältnisses Stützweite l zu Höhe h gezogen. Der angegebene Grenzwert entspricht hierbei dem Faktor von 3. Neben der Geometrie werden Bauteile, wie generell bekannt ist, auch über die Art der Lastabtragung unterschieden.

Basierend auf einer bauteilgerechten Modellierung werden die Stützen des repräsentativen Untersuchungsobjekts als linienförmige Stabelemente (Biegestäbe / 1D) abgebildet. Darüber hinaus werden die Decken, die Fundamentplatte sowie die Kernwände als flächige Schalenelemente (2D) im 3D-Gesamtmodell modelliert; das bedeutet, es werden sowohl Scheiben- (Belastung in Elementebene) als auch Plattenbeanspruchungen (Belastung normal zur Elementebene) abgetragen. Für den Referenzfall wird eine ausreichend feine Elementierung des Netzes gewählt. Hierbei besitzen die Schalenelemente Abmessungen von 0,75 m x 0,75 m in den horizontalen Bauteilen (Decken und Fundamentplatte) bzw. 0,75 m x 0,4375 m in den Kernwänden. Die Elementlänge der Stabelemente in den Stützen beträgt 0,4375 m. Das ganzheitliches 3D-Gebäudemodell des repräsentativen Untersuchungsobjekts wird in Abbildung 3.3 gezeigt.

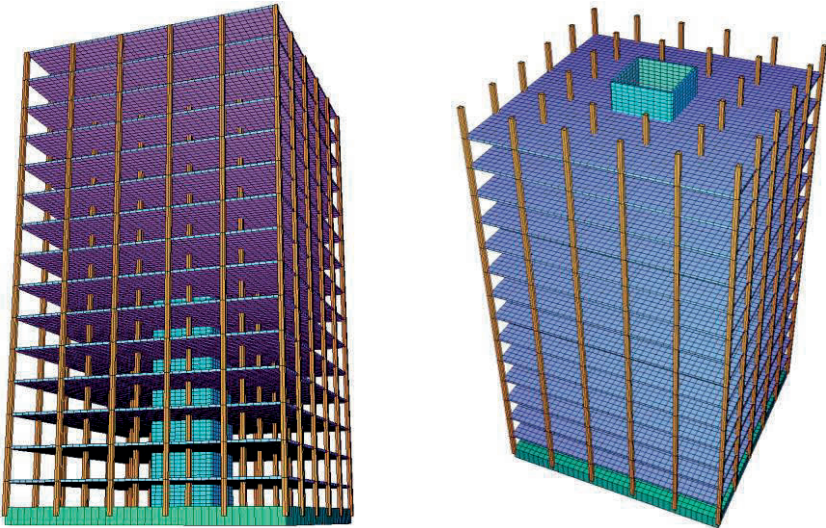


Abbildung 3.3: Ganzheitliches 3D-Gebäudemodell des repräsentativen Untersuchungsobjekts aus zwei Ansichten (rechts ohne oberste Geschossdecke)

Im Unterschied zum ganzheitlichen 3D-Gebäudemodell werden bei der Vorgehensweise mit extrahierten 2D-Teilmodellen die Kernwände im Teilmodell des Kerns nicht mittels Schalenelementen simuliert, sondern wie üblich anhand eines Biegestabes, dessen Querschnitt die Kernwände sind. Dies begründet sich auf der hauptsächlich linienförmigen Erstreckung des Teilmodells im Vergleich zur flächigen Geometrie der Kernwand in einem Stockwerk des 3D-Gesamtmodells. In Abbildung 3.4 werden die eingesetzten Teilmodelle gezeigt, wobei der prinzipielle Berechnungsablauf bzw. die Lastweiterleitung bereits in Abschnitt 2.2 beschrieben wurde.

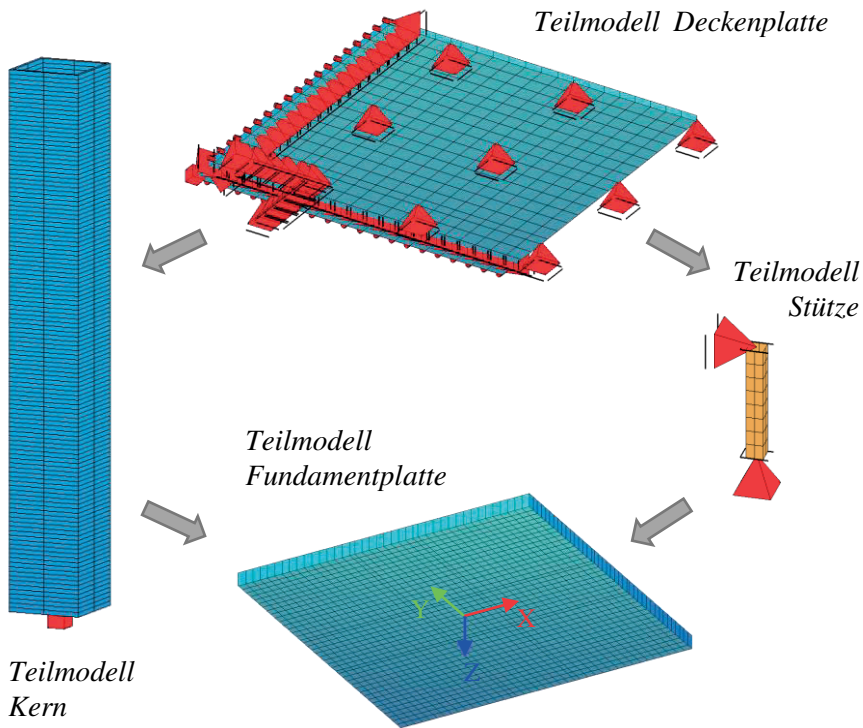


Abbildung 3.4: Extrahierte 2D-Teilmodelle des repräsentativen Untersuchungsobjekts (Deckenplatte, Stütze, Kern und Fundamentplatte) mitsamt der hierarchischen Ordnung in der vertikalen Lastabtragung

Generell wird in der Modellierung eine einheitliche Betongüte C30/37 aller Bauteile mit gleichem zeitunabhängigen Elastizitätsmodul (E-Modul) definiert. Weiters wird eine Querdehnzahl des Betons von $\mu = 0,2$ nach EN-1992-1-1 (2015) bzw. DAfStb-Heft-600 (2020) angesetzt. Außerdem werden alle Bauteile mit den entsprechenden Bruttoquerschnittseigenschaften als ungerissen und ohne Bewehrung modelliert.

Dies ist in Anlehnung an EN-1992-1-1 (2015) eine gängige Vorgehensweise, bei der die Schnittkraftermittlung am linear elastischen Modell erfolgt und erst die Querschnittsbemessung die nichtlinearen Materialeigenschaften berücksichtigt. Für die Simulationen in den nachfolgenden Kapiteln werden teilweise andere Modellierungsansätze der Elemente genutzt, welche in den entsprechenden Abschnitten erläutert werden.

In der Modellierung werden allgemein die statischen Systemlinien / Systemebenen der finiten Elemente mit den Schwerachsen / Schwerebenen der Bauteile gleichgesetzt. Wie in Abbildung 3.1 rechts ersichtlich ist, beträgt die Systemachsenhöhe im untersten Stockwerk identisch zu den oberhalb liegenden 3,5 m. Infolge der dickeren Fundamentplatte ist hierdurch die eigentliche lichte Raumhöhe im untersten Stockwerk geringer. Des Weiteren ergibt sich durch die Definition der Elemente über Systemlinien / Systemebenen ein punktueller Anschluss der Stützen (Stab) an die Decken (Schale). Diesbezüglich wird auch unter anderem von Katz (2020) aufgezeigt, dass infolge einer detaillierten Abbildung des Anschlusses mit Ausrundung des Moments über den Stützenquerschnitt als Lagerfläche höhere Einspanngrade auftreten können. Infolge von Rissbildung in Stützenanschlüssen werden diese aber in der Praxis häufig als punktuelle gelenkige Lagerungen abgebildet. Im Abschnitt 4.4 wird auf die Auswirkungen von unterschiedlich modellierten Anschlüssen zwischen den Bauteilen näher eingegangen. Für alle weiteren Simulationen wird in Anlehnung an die konventionelle Ingenieurpraxis von gelenkigen Stützenanschlüssen und biegesteifen Verbindungen zwischen Decken und Kernwänden ausgegangen.

In den nachfolgenden Kapiteln 4 und 5 werden die Auswirkungen verschiedener Modellierungsmethoden auf die Lastverteilung im Gebäude beschrieben. Dabei stehen in Kapitel 4, ausgehend vom Ergebnisvergleich zwischen 2D- und 3D-Modellierung, verschiedene linear elastische Modellierungsmethoden von 3D-Gesamtmodellen im Fokus; wie Bauprozessmodellierung, Boden-Bauwerk-Interaktion, Modellierung der Anschlüsse und Reduktion der Biegesteifigkeit der Decken infolge Rissbildung. In Kapitel 5 werden die zeitabhängigen Verformungen anhand von zeitabhängigen Berechnungsansätzen untersucht. Dazu zählen Schwinden, Kriechen und deren Zusammenwirken mit der vorhandenen Bewehrung. Hierbei wird eine vereinfachte ingenieurmäßige Vorgehensweise zur Erfassung der zeitabhängigen Betonverformungen im ganzheitlichen 3D-Gebäudemodell aufgezeigt. Aufbauend auf den Erkenntnissen dieser systematischen Untersuchungen werden anschließend in Kapitel 6 Empfehlungen zum praxisgerechten Einsatz von ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen für die unterschiedlichen Bemessungssituationen angeführt.

4 Auswirkungen verschiedener Berechnungsansätze

4.1 Extrahierte 2D-Teilmodelle vs. 3D-Gebäudemodell

Die theoretischen Unterschiede zwischen einer Berechnung mit extrahierten 2D-Teilmodellen und einer Berechnung am ganzheitlichen 3D-Gebäudemodell wurden bereits in Kapitel 2 erläutert und die entsprechende Modellierung in Kapitel 3 beschrieben. Nachfolgend werden diese Unterschiede zwischen den Modellierungsmethoden anhand der Berechnungsergebnisse des repräsentativen Untersuchungsobjekts unter Eigengewichtsbelastung belegt. Beginnend wird dazu in Abbildung 4.1 ein Vergleich der maximalen Stützennormalkräfte im Gebäude (unmittelbar über der Fundamentplatte) aus den beiden Berechnungsmodellen dargestellt. Dabei werden im 3D-Gebäudemodell die Stützenanschlüsse im Einklang mit der Modellierungsannahme des 2D-Modells als gelenkig angesetzt. Die Anschlüsse zwischen Decken und Kernwänden werden als biegesteif abgebildet. Des Weiteren wird das 3D-Modell als sogenanntes Eingussssystem ohne die Erfassung der Auswirkungen des Bauprozesses berechnet. Hierbei wird das Tragwerk gedanklich ohne Einfluss von Gravitation errichtet und erst nach Fertigstellung belastet. Dies entspricht einem in der heutigen Praxis oftmals eingesetzten Modellierungsansatz. Die unvermeidbaren Anschlussmomente müssen dabei wie in konventionellen 2D-Berechnungen in der Bauteilbemessung berücksichtigt werden.

Die Berechnungsergebnisse in Abbildung 4.1 zeigen eine deutliche Vergleichmäßigung der Stützenkräfte durch die im 3D-Modell wirkende Rahmenwirkung. Beispielsweise vermindert sich die Stützenkraft der Innenstütze 33 um 24 % und jene der Innenstütze 13 um 26 %. Gleichzeitig erhöhen sich die Stützenkräfte der Randstütze 14 um 20 %, der Randstütze 34 um 13 % und der Eckstütze 44 um 9 %. Aufgrund der Symmetrie von Belastung und Gebäudegeometrie genügt die Ergebnisdarstellung der angeführten fünf Stützen, um sämtliche Stützenstänge zu beschreiben. Die Ergebnisse bestätigen die praktischen Erfahrungen, dass eine Lastermittlung mittels extrahierter 2D-Teilmodelle für die höchstbeanspruchten Innenstützen auf der sicheren Seite liegt.

Trotzdem ist anzumerken, dass eine Berechnung am 3D-Eingussmodell auch nicht der Realität entspricht. Infolge der Vernachlässigung des Bauprozesses wird nämlich die Rahmenwirkung im System deutlich überschätzt, da sich diese in der Realität erst mit der Herstellung der einzelnen Stockwerke allmählich aufbaut. Folglich ermittelt eine Berechnung am Eingussmodell zu hohe Lastumverteilungen von hochbelasteten zu geringbelasteten Bauteilen. Zur genaueren Quantifizierung der Relevanz der Betrachtung des Bauprozesses werden diese Auswirkungen nachfolgend in Abschnitt 4.2 veranschaulicht. Zuvor wird aber noch ein Exkurs zum Einfluss der gewählten Netzfeinheit sowie der Querdehnzahl gezeigt.

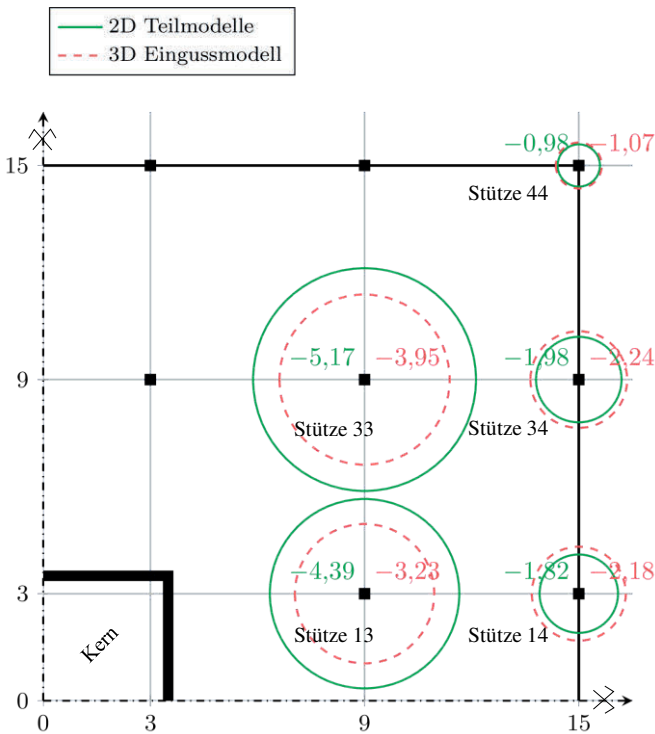


Abbildung 4.1: Vergleich der maximalen Stützennormalkräfte [MN] aus den extrahierten 2D-Teilmodellen mit jenen aus dem 3D-Eingussmodell

Variation der Querdehnzahl

Wie unter anderem von Rombach (2008a) aufgezeigt wurde, besitzt die Größe der Querdehnzahl des Betons einen Einfluss auf die ermittelten Ergebnisse von Flächentragwerken. Nach DAfStb-Heft-600 (2020) hängt die Querdehnzahl nur

gering vom Betonalter ab und liegt in der Regel zwischen 0,14 und 0,26. Dabei bedeutet meist eine höhere Druckfestigkeit eine höhere Querdehnzahl. Die Rissbildung besitzt aber entscheidenden Einfluss auf die Querdehnzahl, da diese im Rissbereich deutlich abfällt. Die EN-1992-1-1 (2015) setzt daher die Querdehnzahl für gerissenen Beton zu Null. Rombach (2008a) merkt dazu an, dass diese Angabe für eine biegebeanspruchte Platte wenig treffend ist, da diese aus einer ungerissenen Druckzone und einer gerissenen Zugzone besteht.

Im Rahmen vom DAFStb-Heft-600 (2020) wird beschrieben, dass eine Querdehnzahl von $\mu = 0$ häufig zu Ergebnissen auf der sicheren Seite führt, wobei auch allgemein mit einer Querdehnzahl von $\mu = 0,2$ gerechnet werden kann. Daher werden nachfolgend die Auswirkungen dieser beiden Annahmen der Querdehnzahl auf die Stützensnormalkräfte des repräsentativen Untersuchungsobjekts aufgezeigt. Abbildung 4.2 stellt dazu die maximalen Stützensnormalkräfte und die prozentuale Änderung zwischen den Simulationen mit $\mu = 0,2$ und $\mu = 0$ dar (positives Vorzeichen entspricht einer Reduktion der Druckkraft in der Stütze). Die Ergebnisse zeigen, dass die Auswirkungen für die vertikale Lastverteilung im repräsentativen Untersuchungsobjekt von untergeordneter Bedeutung sind. Die größte Abweichung tritt hier in der Eckstütze 44 mit rund 5 % (bzw. 55 kN) auf. Außerdem ist zu erkennen, dass manche Stützen belastet und andere entlastet werden. Folglich ist es hier nicht generell so, dass eine Querdehnzahl von $\mu = 0$ zu Ergebnissen auf der sicheren Seite führt. In den weiteren Simulationen wird eine Querdehnzahl von $\mu = 0,2$ angesetzt.

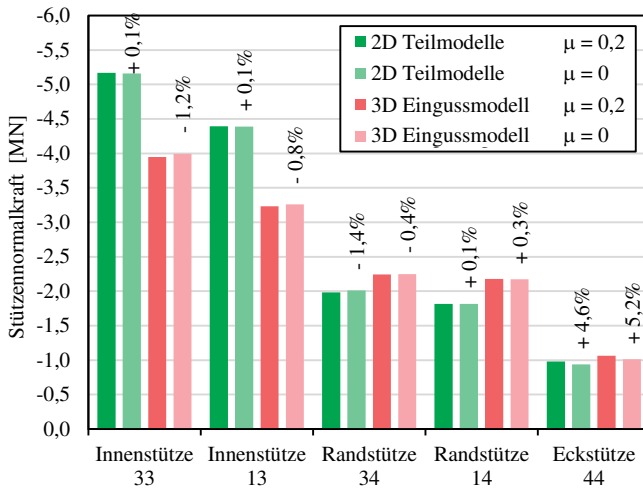


Abbildung 4.2: Vergleich der maximalen Stützensnormalkräfte bei Variation der Querdehnzahl infolge von Simulationen an extrahierten 2D-Teilmodellen bzw. dem 3D-Eingussmodell

Variation der Netzfeinheit

Zur Vollständigkeit wird folgend kurz auf die Ergebnisse bei unterschiedlichen Netzfeinheiten eingegangen. Diese Auswirkungen sind als generell bekannt anzusehen und FE-Modelle müssen eine geeignete Diskretisierung aufweisen. Wie unter anderem von Rombach (2008a) beschrieben, führt eine grobe Diskretisierung zu kürzeren Rechenzeiten. Jedoch können auch infolge eines zu groben FE-Netzes gravierende Fehler auftreten. Anhand von Fehlerschätzern sind prinzipiell automatisierte Verfeinerungen von FE-Netzen (h-Adaption) bzw. lokale Erhöhungen der Elementansätze (p-Adaption) sowie deren Kombination (hp-Adaption) möglich. In der heutigen praktischen Tragwerksplanung werden üblicherweise jedoch nur lokale Netzverfeinerungen bzw. eine generelle Neuvernetzungen eingesetzt.

Die Vorsagesicherheit der modellierten FE-Modelle des repräsentativen Untersuchungsobjektes wurde konsequenterweise anhand von Netzvariationen überprüft. Exemplarisch daraus wird in Tabelle 4.1 der Einfluss der Variation des FE-Netzes auf die Stützennormalkräfte dargestellt. Hierbei wird als Referenznetz, die zuvor in Abschnitt 3.3 angegeben Vernetzung mit beispielsweise acht Deckenelementen zwischen zwei Stützen genutzt. Darüber hinaus wird ein Fall mit verfeinertem Netz (fein) sowie ein Fall mit gröberem Netz (grob) betrachtet. Dabei werden die Referenzabmessungen der Elemente prinzipiell in der Größe halbiert bzw. verdoppelt.

Tabelle 4.1: Einfluss der Netzfeinheit auf die maximalen Stützennormalkräfte bei Simulationen an 2D-Teilmodellen bzw. am 3D-Eingussmodell

Netzfeinheit	2D-Teilmodelle			3D-Eingussmodell		
	fein	Ref.	grob	fein	Ref.	grob
Innenstütze 13	+ 0,4 %	- 5,17 MN	- 1,2 %	+ 0,3 %	- 3,95 MN	- 0,9 %
Innenstütze 33	+ 0,2 %	- 4,39 MN	- 0,5 %	+ 0,1 %	- 3,23 MN	- 0,3 %
Randstütze 14	- 0,3 %	- 1,98 MN	+ 0,9 %	- 0,1 %	- 2,24 MN	+ 0,3 %
Randstütze 34	- 0,4 %	- 1,82 MN	+ 1,0 %	- 0,3 %	- 2,18 MN	+ 0,7 %
Eckstütze 44	- 0,2 %	- 0,98 MN	+ 0,8 %	- 0,3 %	- 1,07 MN	+ 0,9 %

Die dargestellten Ergebnisse der Vergleichsrechnungen basieren auf den extrahierten 2D-Teilmodellen sowie dem 3D-Eingussmodell und zeigen, dass beim vorliegenden System keine signifikanten Änderungen der maximalen Stützennormalkräfte auftreten. Wie jedoch zu erwarten ist, besitzt die Netzfeinheit einen größeren Einfluss auf die lokalen Biegemomente und Verformungen der Deckenplatten. Der Vergleich am 2D-Teilmodell der Decke zeigt beispielsweise für den Referenzfall eine maximale Deckendurchbiegung von 2,05 mm. Diese erhöht sich bei der Netzverfeinerung auf 2,09 mm (rund 2% Abweichung). Das grobe Netz weist hingegen lediglich eine Verformung von 1,91 mm auf, was einer Unterschätzung von 6 % entspricht. Generell liefert die gewählte Vernetzung des Referenzfalls für die folgenden Untersuchungen am repräsentativen Untersuchungsobjekt eine zufriedenstellende Näherung.

4.2 Bauprozessmodellierung

4.2.1 Allgemeines

In der Ingenieurpraxis wird die Modellierung des Bauprozesses für die statische Analyse von Gebäuden nur selten angewandt. Anders ist dies im Brückenbau. Hier sind die Bauzustände häufig kritisch und besitzen einen essentiellen Einfluss auf den Lastfluss im Bauwerk (vergleiche z.B. Mehlhorn und Curbach (2015), Tue et al. (2016), Malm und Sundquist (2010), Kwak et al. (2000)). Wissenschaftliche Beiträge wie von Bischoff und Bletzinger (2008), Fastabend et al. (2009), Bischoff (2010), Kurc und Lulec (2013), Bischoff (2015) oder Secer und Arslan (2019) und diverse Anwendungsfälle im Hochhausbau zeigen jedoch, dass auch im Hochbau bei der Anwendung von ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen der Bauprozess einen signifikanten Einfluss auf das Berechnungsergebnis hat.

Bischoff (2015) beschreibt beispielsweise die Auswirkungen des Bauprozesses für die Berechnung anhand eines einfachen einhäufigen Rahmens (vergleiche Abbildung 4.3). Hierbei wird aufgezeigt, dass beim herkömmlichen Eingussystem (a) die Belastung in einzelne Lastfälle getrennt werden kann, wobei die Superposition der Ergebnisse dieser Einzellastfälle identisch mit der Berechnung als Gesamlastfall ist. Bei der Berücksichtigung des Bauprozesses durch eine Bauphasenberechnung (b) gilt das Superpositionsprinzip infolge des Systemwechsels nicht mehr, da die Rahmenwirkung erst allmählich anwächst.

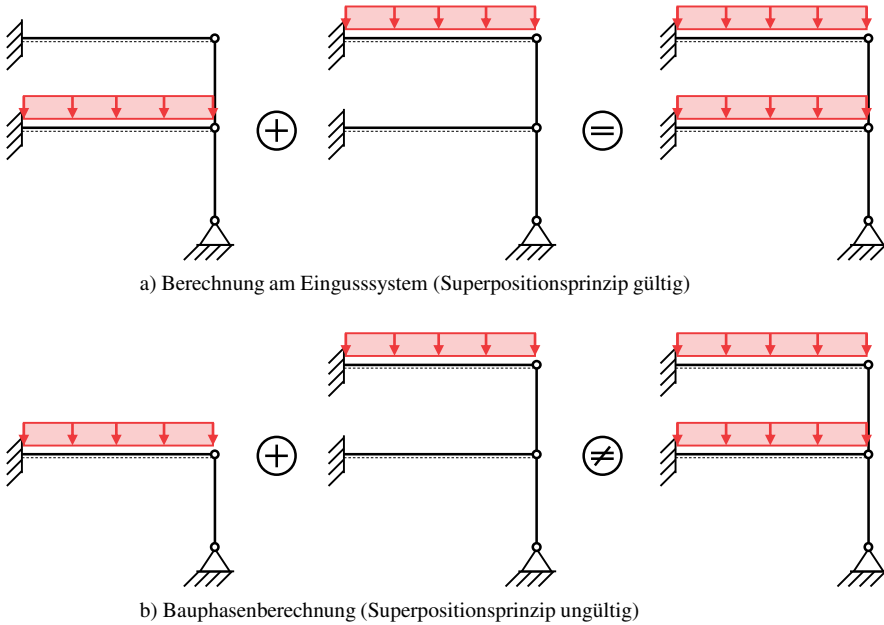


Abbildung 4.3: Vergleich zwischen Berechnung am Eingussystem und Bauphasenberechnung am vereinfachten Beispiel eines einhüftigen Rahmens in Anlehnung an Bischoff (2015)

4.2.2 Ansätze zur Erfassung des Bauprozesses im Rechenmodell

Da jedoch die Abbildung des Bauprozesses die Komplexität und den Aufwand in der Erstellung des 3D-Gebäudemodells erhöht, werden in der Praxis teilweise ingenieurmäßige Modifikationen eingesetzt. Pfeifer (2019) zeigt dazu eine Vorgehensweise mit Modifikation der Stützensteifigkeit am Beispiel der Berechnung des Omniturms in Frankfurt. Wie beispielsweise auch von Nöldgen et al. (2014) angemerkt, werden in der Praxis sogar fallweise die Steifigkeiten der vertikalen Bauteile derart fiktiv modifiziert, dass die Berechnungsergebnisse des 3D-Gebäudemodells jenen der konventionellen extrahierten 2D-Teilmodellen entsprechen. Dies gelingt meist durch eine unrealistische Erhöhung der Dehnsteifigkeiten. Für eine ganzheitliche Beschreibung des Tragwerkverhalten sind die Steifigkeitsmodifikationen zur Abbildung des Bauprozesses nicht zielführend und der Effekt muss detaillierter beschrieben bzw. modelliert werden.

Von Alvarado et al. (2018) wurde eine sehr detaillierte Abbildung des Bauablaufes der üblichen Ortbetonbauweise untersucht, wobei die Schalung und die Unterstellungen diskret mitmodelliert wurden. Ebenso wurde die zeitliche Steifigkeitsentwicklung des Betons berücksichtigt. In den durchgeführten Simulationen wurden verschiedene Reihenfolgen und Zeitpunkte des Entfernens der Schalung bzw. der Unterstellung betrachtet. Die Untersuchungsergebnisse von Alvarado et al. (2018) zeigen, dass es durch die Abbildung von Schalung und Unterstellung im Bauprozess zu höheren Belastungen und Verformungen der Decken kommt. Außerdem wird aufgezeigt, dass unterschiedliche Ausschalungs- und Unterstellungsabläufe signifikant andere Ergebnisse liefern können. Allerdings ist anzumerken, dass dieser Ablauf des Ausschalens nicht immer in der Planung bekannt ist und sich sehr kurzfristig durch Anforderungen auf der Baustelle verändern kann. Darüber hinaus ist eine solch detaillierte Abbildung des Bauprozesses mittels Finite-Elemente-Programmen aufwendig und führt zu hohen Rechenzeiten. Infolge dieser Problematiken ist die generelle praktische Anwendung einer solchen Vorgehensweise nicht denkbar.

Hingegen kann als zielführende Modellierungsdetailliertheit eine Vernachlässigung der Abbildung von Schalung und Unterstellung gesehen werden. Somit kann die Aktivierung der einzelnen Bauteile (in der Regel gruppenweise je Stockwerk) als diskrete Bauphase betrachtet werden. Eine solche Vorgehensweise wird auch von Kurc und Lulec (2013), Ha und Lee (2016), Samarakkody et al. (2017), Secer und Arslan (2019) und Sobek et al. (2006) angewandt. In Abbildung 4.4 wird dazu ein Beispiel von aufeinander aufbauenden Bauphasen dargestellt, wobei alle Bauteile eines Stockwerks gleichzeitig in einem Berechnungsschritt aktiviert werden. Für die nachfolgenden Analysen am repräsentativen Untersuchungsobjekt wird ebenso eine Bauphasenmodellierung (ohne Unterstützungen und Schalung) zur Abbildung des Bauprozesses eingesetzt. Der dabei betrachtete Bauablauf wird in Abschnitt 4.2.3 erläutert.

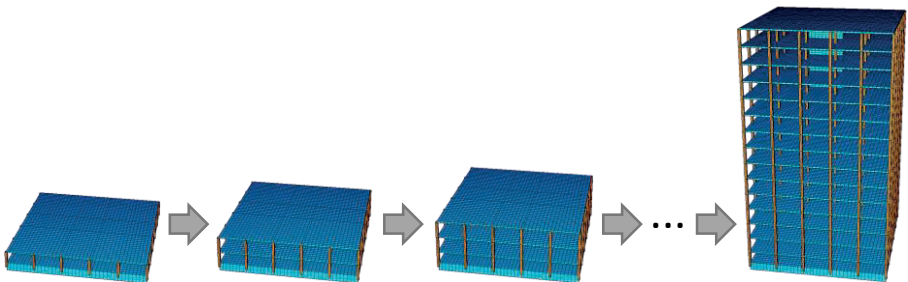


Abbildung 4.4: Beispiel für aufeinander aufbauende Bauphasen bei gleichzeitiger Aktivierung aller Bauteile eines Stockwerks in einem Berechnungsschritt

Eine weiter vereinfachte Methode der Modellierung des Bauprozesses wurde von Zirnbauer und Müller (2003) bei der Berechnung des Hochhauses „Uptown München“ angewandt. Dabei werden mehrere Stockwerke in einer Bauphase zusammengefasst und so gab es beispielsweise in der Berechnung nur neun Bauphasen für das Gebäude mit 41 Stockwerken. Die Auswirkungen einer solchen Zusammenfassung mehrerer Bauschritte wurde detaillierter von Kim und Shin (2011) untersucht. Dazu wurde die Anzahl der zusammengefassten Stockwerke in den Untersuchungen an einem Referenzgebäude variiert und es konnte das Potential einer möglichen Rechenzeiteinsparung aufgezeigt werden. Jedoch empfehlen Kim und Shin (2011) bei dieser Methode nachträgliches Fitting des Verformungsprofils der Stütze über die Gebäudehöhe. Dies ist jedoch im ganzheitlichen 3D-Gebäudemodell nicht trivial umzusetzen.

4.2.3 Einflüsse einer Bauphasenanalyse

Nachfolgend werden die Einflüsse des Bauprozesses aus einer Bauphasenanalyse ohne Unterstützungen und Schalung dargestellt. Dazu werden Vergleiche zwischen den Ergebnissen einer Bauphasenanalyse und dem bereits in Abschnitt 4.1 beschriebenen 3D-Eingussmodell bzw. den extrahierten 2D-Teilmodellen angeführt. Für die Bauphasenanalyse selbst wird eine gruppenweise Steuerung der Bauteile (Decken, Stützen, Kernwände und Fundamentplatte) im FE-Modell genutzt. Als weitere gängige Vereinfachung für die nachfolgenden Ergebnisse erhalten die Bauteile bei Aktivierung ihre volle Steifigkeit und es wird keine zeitliche Steifigkeitsentwicklung des Betons berücksichtigt. Somit müssen neu hinzukommende Bauteile ihr Eigen-gewicht unter Berücksichtigung der Kompatibilität am bis dahin existierenden Gesamttragwerk abtragen. Dies bedingt eine Vorverformung des Tragwerks für die nachfolgende Bauphase. Prinzipiell können Ausbaulasten und Teile der Nutzlasten ebenso in entsprechenden zusätzlichen Bauphasen mitberücksichtigt werden (vergleiche Kapitel 6). Für die nachfolgenden Ergebnisse wurde vereinfacht erstmals nur das Konstruktionseigengewicht angesetzt.

Die Reihenfolge der Bauphasen bzw. der in den Untersuchungen des repräsentativen Untersuchungsobjekt betrachtete Bauablauf ist schematisch in den Abbildungen 4.5 und 4.6 dargestellt. Ausgehend von der Aktivierung der Fundamentplatte in der ersten Bauphase eilt der Bauwerkskern zwei Stockwerke voraus (entspr. zwei Bauphasen). Nachfolgend werden je Stockwerk immer zwei weitere Bauphasen modelliert: a) sämtliche Stützen des Stockwerks sowie das nächstfolgende Kernwandstockwerk werden gleichzeitig aktiviert und b) die Stockwerksdecke wird aktiviert. Diese Bauphasen wiederholen sich im jeweils darüberliegenden Stockwerk, bis die Tragstruktur des Gebäudes vervollständigt ist. Die Rahmenwirkung der Struktur baut sich durch die einzelnen Bauphasen immer weiter auf und ist im Endzustand am größten.

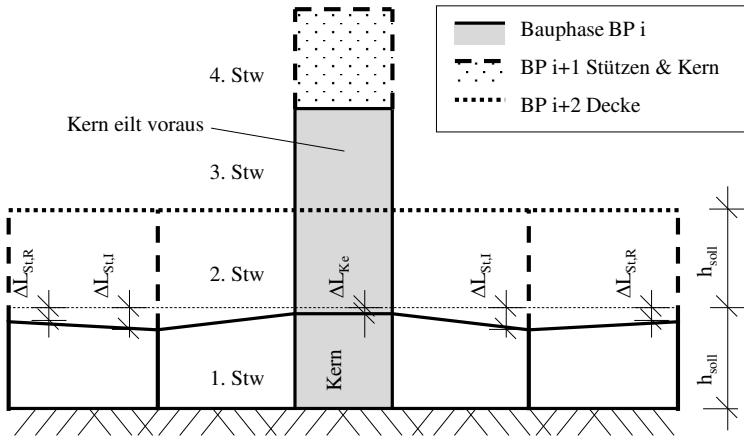


Abbildung 4.5: Schematische Darstellung der Modellierung des Bauprozesses mit diskreten Bauphasen und Berücksichtigung des Verformungsausgleichs

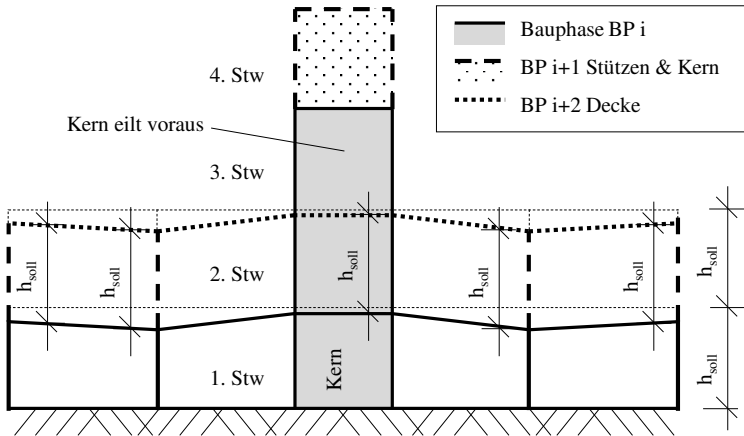


Abbildung 4.6: Schematische Darstellung der Modellierung des Bauprozesses mit diskreten Bauphasen und ohne Berücksichtigung des Verformungsausgleichs

Wie in Abbildung 4.5 darüber hinaus zu erkennen ist, kann der Verformungsausgleich (Kompensation der Vorverformungen im Bauprozess) bei der Modellierung der Bauphasen mitberücksichtigt werden. Dabei werden alle neu hinzukommenden Bauteile in deren Soll-Lage aktiviert. Dies führt dazu, dass die vertikalen Bauteile um eine Differenzlänge ΔL länger sind. Der Verformungsausgleich im Bauprozess ist speziell für die Ortbetonbauweise typisch. Jedoch wird dieser auch in vielen Fertigteilbausystemen unabhängig vom Material durch den Einsatz von Ausgleichsfugen und Futterblechen realisiert.

Im Gegensatz dazu stellt Abbildung 4.6 eine Modellierung ohne die Berücksichtigung des Verformungsausgleichs dar. Hierbei werden die vertikalen Bauteile in ihrer geplanten Länge spannungslos auf das vorhandene vorverformte System gesetzt. Folglich können dann die horizontalen Bauteile nicht in ihrer Soll-Lage aktiviert werden, sondern weisen eine Ausgangsverschiebung bzw. Rotation auf. Diese Verschiebungen und Rotationen sind aber nicht spannungswirksam und somit ergeben sich nahezu identische Schnittgrößenverteilungen wie unter Berücksichtigung des Verformungsausgleichs. Infolge dieser Betrachtungsweise werden aber die vertikalen Verformungen über die Stockwerke hinweg aufsummiert (vergleiche Abbildung 4.7). Dadurch sind die Verformungen im Vergleich zur Soll-Lage deutlich größer als bei Berücksichtigung des Verformungsausgleichs und die Gebrauchstauglichkeit solcher Bausysteme wäre genauer zu prüfen. Die üblichen Bauweisen sehen aber in der Regel einen Verformungs- bzw. Toleranzausgleich im Bauprozess vor.

Die vertikalen Verformungen des repräsentativen Untersuchungsobjekts unter Eigengewicht werden in Abbildung 4.7 zwischen 3D-Eingussmodell und 3D-Bauphasenmodell (mit und ohne Verformungsausgleich) verglichen. Hierbei wird ein Gebäudeschnitt durch den Kern und die Stützen 13 bzw. 14 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass bei einer Berechnung am Eingussmodell die maximale vertikale Gesamtverformung an der Gebäudespitze auftritt. Bei einer Bauphasenanalyse ohne Modellierung des Verformungsausgleichs im Bauprozess ist ebenfalls der größte Verformungsunterschied zur Soll-Lage an der Gebäudespitze zu beobachten. Hingegen liegt das Verformungsmaximum bei Berücksichtigung des Verformungsausgleichs in halber Gebäudehöhe. Beträgsmäßig weist die Bauphasenanalyse ohne Verformungsausgleich die größten absoluten Verformungen auf; gefolgt von der Eingussberechnung. Jedoch sind die entstehenden spannungsrelevanten Verformungsdifferenzen zwischen Kernwänden und Stützen bei einer Bauphasenbetrachtung deutlich geringer. Dies ergibt sich aus der allmählichen Entwicklung der Rahmenwirkung.

Um die Unterschiede im vertikalen Lastabtrag zwischen einer Berechnung an extrahierten 2D-Teilmodellen mit einer Bauphasenanalyse am 3D-Gebäudemodell aufzuzeigen, werden nachfolgend in Abbildung 4.8 die maximalen Stützennormalkräfte dargestellt. Man erkennt dabei, dass die Stützennormalkräfte bei einer Bauphasenanalyse gleichmäßiger verteilt sind als bei einer Berechnung an 2D-Teilmodellen. Darüber hinaus sind auch die Stützennormalkräfte der Eingussberechnung angeführt und es ist ersichtlich, dass infolge der Bauphasenanalyse eine geringere

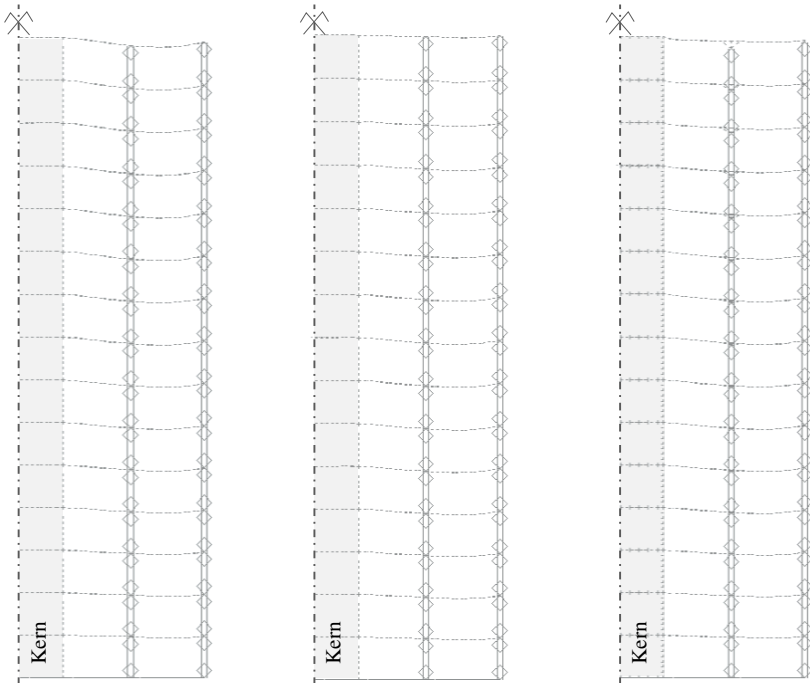


Abbildung 4.7: Auswirkung der Bauphasenanalyse auf Verformungen (links: 3D-Eingussmodell; mittig: mit Verformungsausgleich; rechts: ohne Verformungsausgleich)

Vergleichmäßigung vorliegt. Für die maximale Normalkraft in der Innenstütze 33 bedeutet dies beispielsweise, dass die Reduktion infolge der Bauphasenanalyse bezogen auf die 2D-Berechnung nur 15 % statt der 24 % der Eingussberechnung beträgt.

Die Verläufe der Stützennormalkräfte bzw. der Kernnormalkraft über die Gebäudehöhe sind zwischen den drei in Abbildung 4.8 gezeigten Berechnungsmodellen signifikant unterschiedlich und werden nachfolgend im Abschnitt 4.3 dargestellt und erläutert. Zusammenfassend ist hier anzumerken, dass eine geeignete Modellierung des Bauprozesses für realistische Ergebnisse einer Betrachtung am ganzheitlichen 3D-Gebäudemodell essenziell ist. Darüber hinaus muss dieser Effekt ebenfalls bei praktischen Anwendungen berücksichtigt werden.

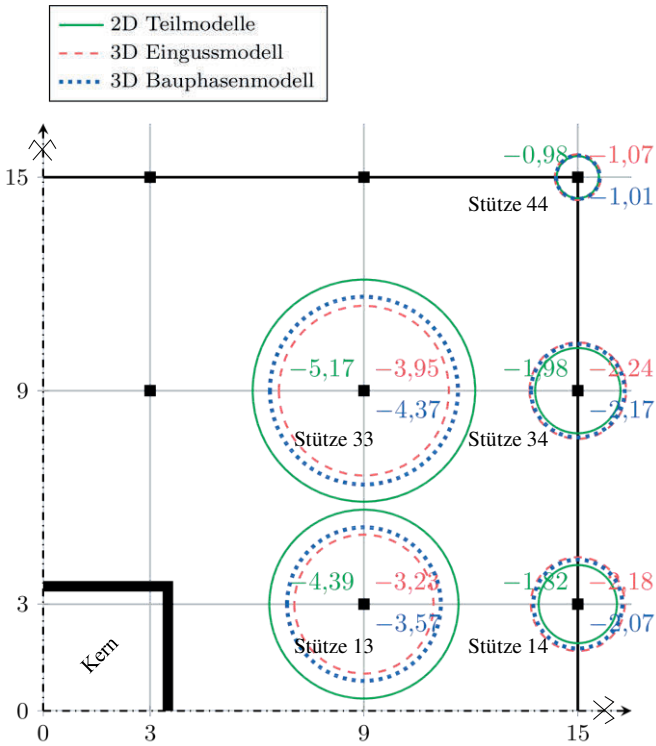


Abbildung 4.8: Auswirkung der Bauphasenanalyse auf die maximalen Stützenkräfte [MN] ermittelt am 3D-Gebäudemodell im Vergleich zur Eingussberechnung bzw. zu einer Berechnung mittels extrahierter 2D-Teilmodelle

4.3 Boden-Bauwerk-Interaktion

4.3.1 Allgemeines

Die Boden-Bauwerk-Interaktion bei ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen wurde unter anderem auch in den Beiträgen von Fastabend et al. (2009), Fischer (2009), sowie Ulaga (2010) dargestellt und diskutiert. Die auftretenden Beanspruchungen des Bauwerks infolge der Nachgiebigkeit des Bodens sind immer vom Zusammenspiel aus Bauwerkssteifigkeit und Bodensteifigkeit abhängig. Durch die Rahmenwirkung im 3D-Gebäudemodell führen dabei differentielle Setzungen nicht nur zu einer Beanspruchung der Fundamentplatte, sondern ebenfalls zu Lastumverteilungen in den vertikalen Tragelementen. In Abbildung 4.9 werden in Anlehnung an Fastabend et al. (2009) schematisch die unterschiedlichen Verformungsfiguren eines Gebäudes mit und ohne Berücksichtigung von Setzungsdifferenzen in der Gründungssohle bei Betrachtung am Eingussystem unter Eigengewicht dargestellt. Es ist einleuchtend, dass vollkommen gleichmäßige Setzungen identisch zu einer starren Lagerung der Struktur wirken und bei differentiellen Setzungen in Muldenform eine Erhöhung der Stütznormalkräfte zu erwarten ist.

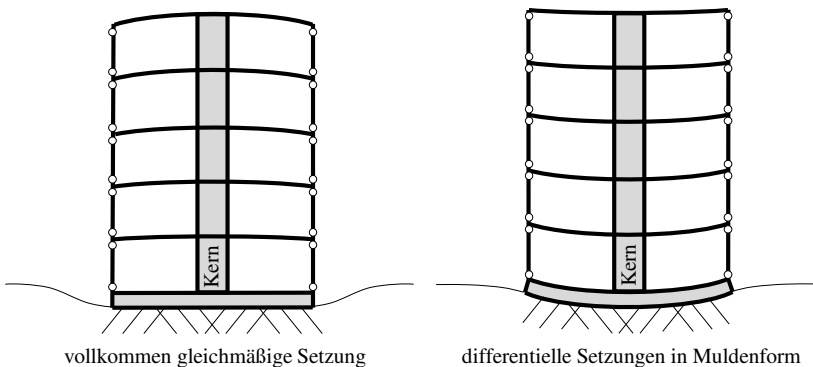


Abbildung 4.9: Schematische Bauwerksverformungen bei vollkommen gleichmäßiger Setzung (links) bzw. differentiellen Setzungen in Muldenform (rechts) am Eingussystem unter Eigengewicht in Anlehnung an Fastabend et al. (2009)

Wie generell bekannt ist, kann durch das Gründungskonzept die Form der Setzungsmulde signifikant beeinflusst werden. So beschreibt auch Ulaga (2010) am Beispiel des Prime Towers, dass durch eine dickere Bodenplatte, steifere Untergeschosse (Kellerkasten) und setzungsreduzierende Bohrpfähle oder Schlitzwände im Kernbereich eine gleichmäßigere Bauwerkssetzung erzielt werden kann. Darüber

hinaus ist anzumerken, dass sich durch unterschiedliche Bauweisen deutlich variierende Bauwerkssteifigkeiten ergeben. Wie Fischer (2009) unter anderem darstellt, werden bei sehr steifen Konstruktionen, wie Scheibenbauweisen, schon durch geringe differenzielle Setzungen große Lastumlagerungen hervorgerufen. Bei weichen Konstruktionen, wie Flachdecken mit aussteifenden Kernen, treten bei identischen Setzungsdifferenzen deutlich geringere Lastumlagerungen auf. Im theoretischen Fall eines statisch bestimmten Tragwerkes bzw. einer unendlich weichen Struktur führen differenzielle Setzungen zu keiner Lastumlagerung, sondern nur zur Systemverformung.

In Rahmen dieses Abschnittes werden die generellen Auswirkungen von differentiellen Setzungen am vereinfachten Beispiel des repräsentativen Untersuchungsobjekts ohne Kellerkasten oder sonstige angebaute Flachbauten aufgezeigt. Dazu werden nachfolgend die möglichen Modellierungsansätze zur Lagerung eines 3D-Gebäudemodells beschrieben. Es ist anzumerken, dass in zukünftigen Forschungsarbeiten jedenfalls noch die Auswirkungen unterschiedlicher Kellergeometrien unter horizontalen und vertikalen Beanspruchungen systematisch zu untersuchen sind. Wie unter anderem auch Zahn und Gritsch (2020) aufzeigen, besitzt ein steifer Kellerkasten ebenfalls deutlichen Einfluss auf den horizontalen Lastabtrag. Des Weiteren sind dabei die Verformungseinwirkung infolge Schwindens, sowie die Einflüsse des seitlichen Erddrucks zu beachten.

4.3.2 Ansätze zur Modellierung der Lagerung eines 3D-Gebäudemodells

Für eine Untersuchung der Boden-Bauwerk-Interaktion im 3D-Gebäudemodell muss der Boden sowie die Gründung entsprechend realitätsnah erfasst werden. Prinzipiell sind hierfür verschiedene Varianten möglich. Vier Modellierungsmethoden werden in Abbildung 4.10 in Anlehnung an Barth und Rustler (2013) dargestellt und nachfolgend näher erläutert. Dabei ist die vereinfachte Annahme einer vertikalen starren Lagerung (a) der Bauwerkssohle des 3D-Gebäudemodells in der Praxis häufig zu finden. Der Einfluss von differentiellen Setzungen wird bei dieser Modellierung komplett vernachlässigt und daher ist das Ergebnis ausschließlich für eine vollkommen gleichmäßige Bauwerkssetzung korrekt. Die Bemessung der Gründung selbst muss anschließend an einem separaten Modell z.B. vom Geotechniker geführt werden. Als vereinfachter Ansatz zur Erfassung der Auswirkungen der Bauwerkssetzungen kann bei dieser Modellierungsmethode ein Setzungslastfall mit aufgezwungenen Knotenverschiebungen in der Gründungssohle berücksichtigt werden. Hierbei wird aber die Interaktion zwischen Bodenmodell und Bauwerksmodell für verschiedene Belastungssituationen nicht explizit beschrieben, sondern ausschließlich die bspw. vom Geotechniker vorgegebene Setzungsmulde aufgezwungen. Bei unzureichender Iteration zwischen Bodenmodell und Bauwerksmodell können dadurch die Lastumlagerungen in der Tragstruktur falsch abgebildet werden. Eine andere gängige

Vereinfachung stellt eine starre Lagerung auf Höhe der Einspannebene dar (siehe Nöldgen et al. (2014)). Auch hier ist zumindest ein zweites (3D-)Teilmodell für Keller und Gründung notwendig.

Um die Boden-Bauwerk-Interaktion sowie die Setzungsdifferenzen vollständig in einem ganzheitlichen 3D-Gebäudemodell zu erfassen, müssen die Gründung mit modelliert, sowie die Nachgiebigkeit des Baugrunds / Bodens berücksichtigt werden. Als Verfahren zur Bodenmodellierung werden bisher meist das Bettungsmodulverfahren (Abbildung 4.10 b) und das Steifemodulverfahren (Abbildung 4.10 c) auf Grundlage eines elastischen Halbraums angewandt (vergleiche unter anderem Barth und Rustler (2013) oder Werkle und Slongo (2018)).

Beim Bettungsmodulverfahren werden diskrete Federelemente modelliert, welche jedoch unabhängig voneinander wirken und damit die Schubsteifigkeit des Bodens vernachlässigen. Die einfache Eingabe und Prüfbarkeit sind als wesentliche Vorteile dieses Verfahrens zu nennen. Des Weiteren ist es fast in allen FE-Softwareprodukten verfügbar. Zur Ermittlung der Bettungssteifigkeit (Federsteifigkeit) wird ein proportionaler Zusammenhang von Setzungen und Sohlspannung angenommen, welcher nachfolgend in Gleichung (4.1) dargestellt ist.

$$k_{s,i} = \frac{\sigma_{0,i}}{s_i} \quad (4.1)$$

Der einfachste, aber ungenaueste Zugang ist der Ansatz eines gleichmäßigen Bettungsmoduls in der gesamten Gründungssohle. Dies führt jedoch zu dem Problem, dass das Mitwirken des seitlich angrenzenden Bodens am Rand der Gründung nicht mitberücksichtigt wird. Um dieses Verfahren zu verbessern, können zusätzliche Erhöhungen des Bettungsmoduls in Rand- und Eckbereichen angesetzt werden (modifiziertes Bettungsmodulverfahren mit Bettungskragen). Als üblicher Bettungskragen wird zumindest ein Streifen von 10 % der Fundamentbreite mit einem verdoppelten (Randbereich) bzw. verdreifachten (Eckbereich) Bettungsmodul angesetzt (vergleiche Werkle und Slongo (2018)). Konsistenter ist aber eine iterative Ermittlung der Bettungsmodulverteilung anhand der Bodenpressungs- bzw. Setzungsverteilung. Dies ist jedoch aufwendig und erfordert eine enge Abstimmung zwischen Geotechniker und Tragwerksplaner. Darüber hinaus ist die ermittelte Bettungsmodulverteilung nur für den gewählten maßgebenden Lastfall korrekt.

Beim Steifemodulverfahren wird im Unterschied zum Bettungsmodulverfahren der Boden nicht anhand von diskreten unabhängigen Federn modelliert, sondern eine auf die Kontaktfläche zwischen Bauwerk und Boden bezogene Steifigkeitsmatrix des Bodens auf Grundlage eines elastischen Halbraums aufgebaut. Die Mitwirkung des umliegenden Bodens wird hierbei implizit über die Schubsteifigkeit erfasst. Bei diesem Verfahren erfolgt eine ständige Interaktion zwischen belasteten und unbelasteten Bereichen. Das Steifemodulverfahren ermöglicht in der Regel eine treffsichere Vorhersage der Setzungsmulde. Als Nachteil ist jedoch anzumerken,

dass die Rechenzeiten teilweise deutlich höher als beim Bettungsmodulverfahren sind.

Eine weitere, jedoch noch rechenintensivere Möglichkeit ist die diskrete Abbildung des Baugrundes mit Volumenelementen (Abbildung 4.10 d). Hierbei können weitere nichtlineare Effekte im Baugrund wie z.B. hardening soil erfasst werden.

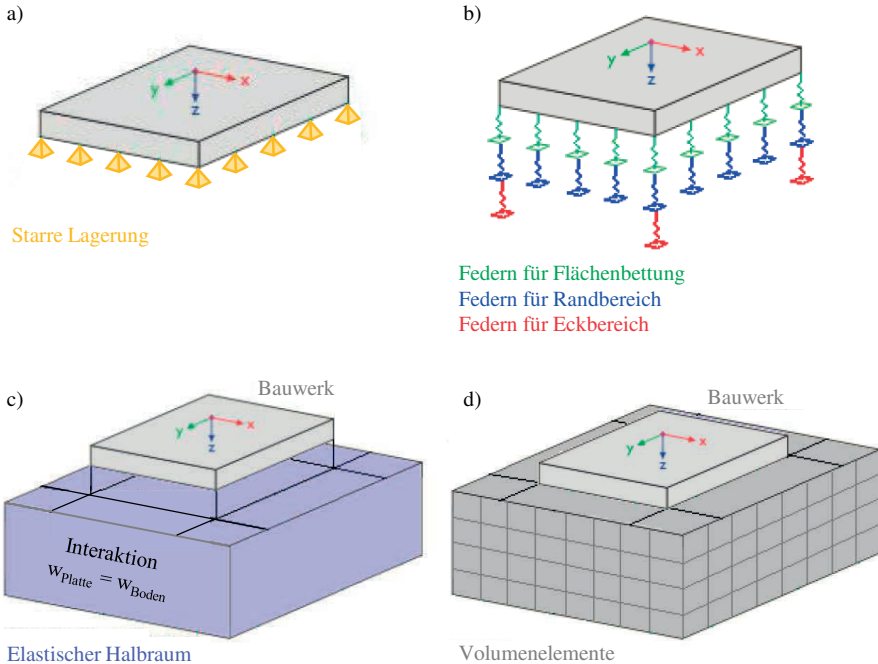


Abbildung 4.10: Schema der verschiedenen Modellierungen des Baugrundes in Anlehnung an Barth und Rustler (2013)

4.3.3 Einfluss von differentiellen Setzungen auf die Lastverteilung

Die am repräsentativen Untersuchungsobjekt nachfolgend dargestellten Ergebnisse sollen nicht die unterschiedlichen Bodenmodellierungen detaillierter bewerten, sondern die generellen Auswirkungen von differentiellen Setzungen auf den Lastfluss bzw. die Lastverteilung im Gebäude darstellen. Somit ist die absolute Größe der Setzung im gegenständlichen Fall eher von untergeordneter Bedeutung. Basierend auf diesen Überlegungen werden die zwei Grenzfälle einer vollkommen gleichmäßigen

Setzung und einer größtmöglichen Setzungsdifferenz näher betrachtet. Vollkommen gleichmäßige Setzungen in der Bauwerkssohle entsprechen einer Starrkörperverschiebung des Gebäudes. Dies würde bedeuten, dass ein perfekt ausgewogenes Gründungskonzept entwickelt wurde bzw. eine nahezu starre Tiefengründung vorliegt. Die Modellierung dieses Grenzfalls ist mittels einer starren Lagerung der Bauwerkssohle möglich. Für den zweiten Grenzfall kann ingenieurmäßig eine maximal zulässige Setzungsdifferenz von 2 cm unter quasiständiger Belastung für die vorliegende Geometrie angenommen werden. Als Gründung wird die in Abschnitt 3.2.4 definierte Flachgründung mittels Fundamentplatte berücksichtigt. Die Modellierung der Nachgiebigkeit des Bodens erfolgt anhand des Steifemodulverfahrens. Hierfür wurde ein homogener elastischer Halbraum mit einem Steifemodul des Bodens von $E_s = 75 \text{ MN/m}^2$ anhand des Differenzsetzungskriteriums eingestellt. Die Steifigkeit in Horizontalrichtung wird dabei mit 40 % der vertikalen Steifigkeit berücksichtigt. Darüber hinaus stimmen aber diese Bodensteifigkeiten auch mit realitätsnahen Bodenkennwerten gut überein (siehe unter anderem Werkle und Slongo (2018) oder Zahn und Gritsch (2020)).

In Abbildung 4.11 wird die Entwicklung der maximalen Normalkraft je Stockwerk in Innenstütze 33, Randstütze 14 und Eckstütze 44 sowie im Gebäudekern des repräsentativen Untersuchungsobjekts gezeigt. Hierbei werden die Ergebnisse von 3D-Eingussmodell, 3D-Bauphasenmodell und extrahierten 2D-Teilmodellen miteinander verglichen. Die Abkürzungen „SL“ und „HR“ stehen für die starre Lagerung sowie die nachgiebige Halbraumlagerung mittels Steifemodulverfahren. Auch hier werden die Stützenanschlüsse im Berechnungsmodell gelenkig und der Deckenanschluss zum Kern biegesteif abgebildet. Aus dem Vergleich der Formen der Normalkraftverläufe ist zu erkennen, dass bei einer Berechnung mittels 3D-Eingussmodell ein gleichgerichtet gekrümmter Verlauf vorliegt. Die Verlaufsneigung (= Stützenkraftzunahme) unterscheidet sich dabei am meisten an der Gebäudespitze vom linearen Zusammenhang der 2D-Berechnung und die Verläufe werden in den untersten Stockwerken nahezu parallel. Bei den 3D-Bauphasenmodellen ist hingegen ein S-förmiger Verlauf zu erkennen, wobei der größte Neigungsunterschied in circa halber Gebäudehöhe auftritt. Diese Verläufe begründen sich auf der unterschiedlichen Rahmenwirkung in den Modellen sowie den damit einhergehenden Differenzverformungen zwischen Stützen und Kern im entsprechenden Stockwerk. Identisch zu den Ergebnissen der vorangegangenen Abschnitte ist auch hier die Vergleichmäßigung der maximalen Normalkräfte je Stockwerk durch eine 3D-Modellierung zu erkennen. Im Kern ist beispielsweise je nach Modellierungsart eine signifikante Laststeigerung von 13 % bis zu 23 % bezogen auf die 2D-Modellierung zu beobachten.

Betrachtet man die Auswirkungen infolge der Setzungsdifferenzen, so ist anhand Abbildung 4.11 zu erkennen, dass diese vor allem in den unteren Stockwerken relevante Lastumverteilungen implizieren. Wie unter anderem bereits von Fastabend et al. (2009) beschrieben, sind auch hier am repräsentativen Untersuchungsobjekt eine Entlastung des Kerns, sowie eine entsprechende Belastung der

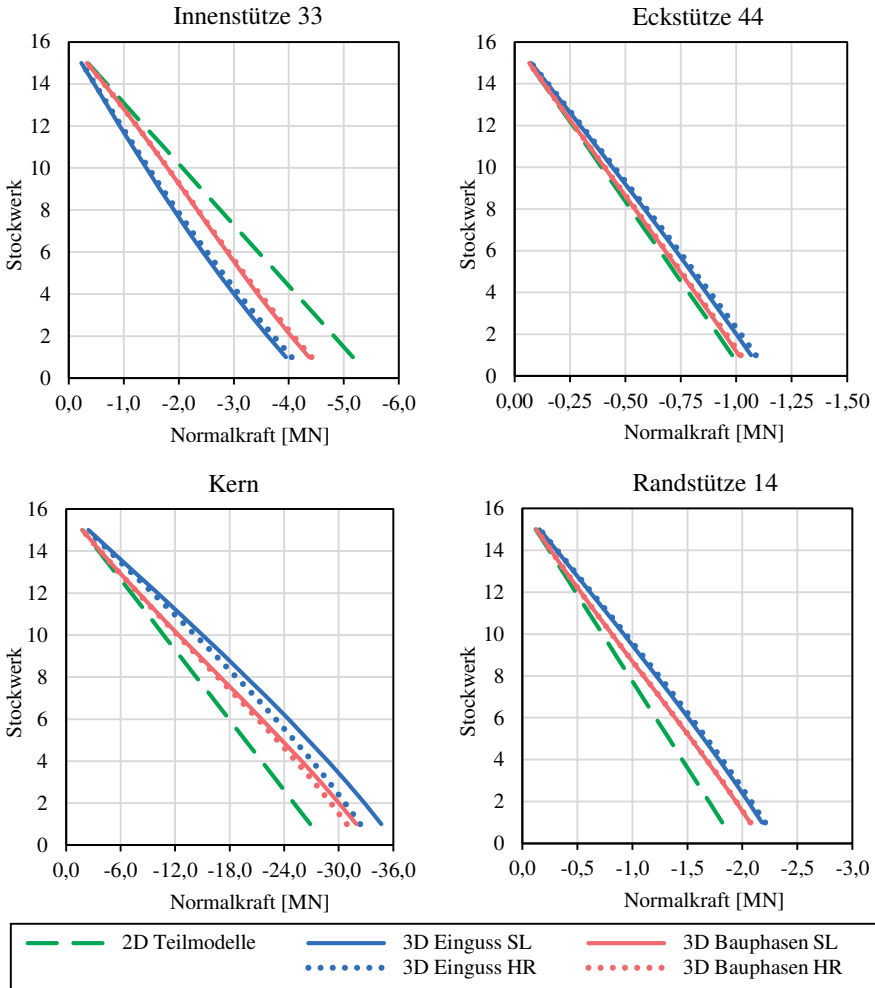


Abbildung 4.11: Maximale Normalkraft je Stockwerk in Innenstütze 33, Randstütze 14 und Eckstütze 44 sowie im Gebäudekern bei unterschiedlicher Lagerung

Stützen durch die Setzungsmulde zu erkennen. Hierbei ist die maximale prozentuale Normalkraftänderung zwischen starrer und nachgiebiger Lagerung infolge einer 3D-Eingussberechnung mit rund 7 % im Kern unmittelbar über der Fundamentplatte am größten. Die Bauphasenbetrachtung weist qualitativ gleiche Auswirkungen auf, wenngleich die Umverteilungen durch die erst allmählich steigende Rahmenwirkung und den Verformungsausgleich im Bauprozess teilweise mehr als halbiert werden. Für die maximale Kernnormalkraft bedeutet dies eine Umverteilung infolge der Nachgiebigkeit der Lagerung von nur mehr rund 3 % anstatt der zuvor genannten 7 %. Des Weiteren ist ersichtlich, dass die Auswirkungen infolge der Setzungsdifferenzen mit zunehmender Gebäudehöhe rasch abnehmen.

In Abbildung 4.12 werden die Änderungen der maximalen Normalkräfte zwischen den zwei Grenzfällen der Lagerung für ein 3D-Einguss- sowie ein 3D-Bauphasenmodell dargestellt. Ein negatives Vorzeichen bedeutet dabei eine Erhöhung der Druckkraft. Wie zu erkennen ist, verteilt sich die Normalkraft des Kerns bei Modellen mit gelenkigen Stützenanschlüssen vorrangig auf die Innenstützen um. So tritt die maximale Stützenkrafteerhöhung in der Innenstütze 13 mit 5,3 % bei einer Eingussberechnung bzw. mit 2,6 % bei einer Bauphasenberechnung auf. Die mittels 3D-Modellierung ermittelten Lastumverteilungen auf die Eck-, Rand- und Innenstützen infolge der Nachgiebigkeit der Lagerung sind jedoch auch stark abhängig von den Steifigkeiten der Anschlüsse. Deshalb wird dieser Aspekt in Abschnitt 4.4.3 nochmals aufgegriffen und diskutiert. Darüber hinaus ist aus Abbildung 4.12 ebenfalls zu erkennen, dass durch das Zusammenwirken der Bauphasenmodellierung und der Nachgiebigkeit der Lagerung signifikant geringe Lastumverteilungen auftreten. Dies begründet sich darauf, dass ein Großteil der Differenzverformungen in der Gründungssohle bereits durch den Verformungsausgleich im Bauablauf kompensiert wird. Zusätzlich bauen sich die Rahmenwirkung und die Setzungsdifferenzen erst allmählich auf.

Wie beispielsweise auch Fischer (2009) beschreibt, kann in speziellen Fällen anstatt der üblichen Setzungsmulde ein sogenannter Setzungssattel auftreten. Hierbei sind im Randbereich des Gebäudes größere Setzungen als im Kernbereich zu beobachten. Folglich ergibt sich eine Lastumverteilung vom Rand zum Kern hin. Jedoch ist eine solche Setzungsform für die gewählte Bauweise und einen gewöhnlichen Bodenaufbau nicht zu erwarten. Daher wurde ein Setzungssattel im Rahmen dieser Arbeit nicht näher betrachtet.

Abschließend ist nochmals generell anzumerken, dass für eine realistische und sichere Erfassung der Boden-Bauwerk-Interaktion mittels ganzheitlichem 3D-Gebäudemodell eine enge Abstimmung von Geotechniker und Tragwerksplaner notwendig ist. Ansonsten sollte eher die in der Praxis gängige Trennung des Gebäudes und eine gesonderte Berechnung der Gründung zum Einsatz kommen.

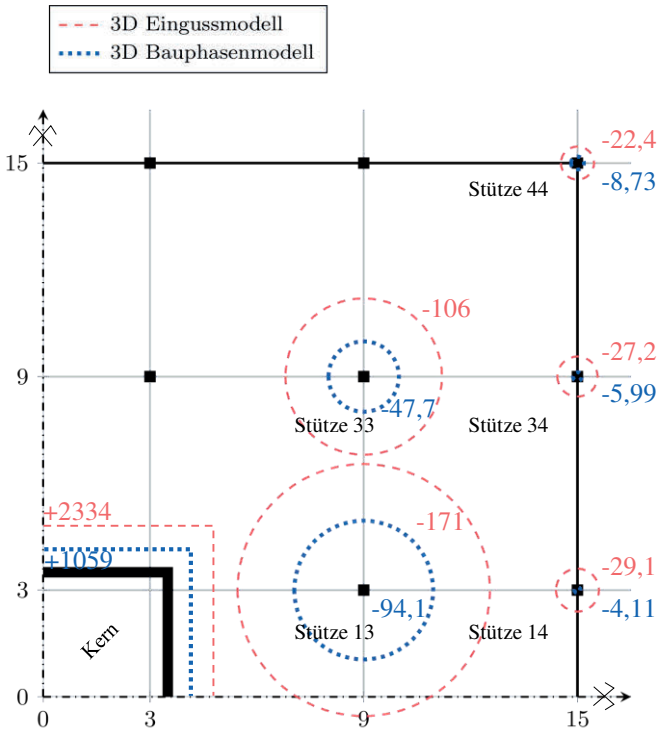


Abbildung 4.12: Änderung der maximalen Kern- bzw. Stützennormalkräfte in [kN] bei unterschiedlicher Lagerung für Betrachtungen am 3D-Einguss- und am 3D-Bauphasenmodell (negatives Vorzeichen entspricht einer Erhöhung der Drucknormalkraft)

4.4 Modellierung der Anschlüsse

4.4.1 Allgemeines

Identisch zur Berechnung mittels konventioneller 2D-Teilmodelle beeinflusst die Modellierung der Anschlüsse zwischen den Bauteilen auch bei Analysen mit 3D-Gebäudemodellen die Berechnungsergebnisse. Im Rahmen dieses Abschnitts werden diese Einflüsse anhand der Variation der Anschlussmodellierung dargestellt und bewertet.

Bei Stahlbetonkonstruktionen und dabei speziell in der Ortbetonbauweise werden in der Regel die Anschlüsse zwischen den Bauteilen monolithisch mit ausreichender Anschlussbewehrung ausgeführt. Ein solcher monolithischer Anschluss kann prinzipiell eher als biegesteif betrachtet bzw. modelliert werden. Im möglichen Falle der Rissbildung im Anschlussbereich reduziert sich die Anschlusssteifigkeit signifikant und hängt von der Beanspruchung, der vorhandenen Bewehrung sowie der Bewehrungsführung ab. In der Ingenieurpraxis werden daher häufig die Anschlüsse vereinfacht als gelenkig modelliert und die Bewehrung der Knoten in vielen Fällen nur konstruktiv ausgebildet. Die Bewehrung deckt dabei nur den Effekt einer ungewollten Einspannung ab und führt somit zur Sicherstellung von guten Gebrauchseigenschaften. Für die Berechnung der vertikalen Bauteile werden die ungewollten Einspannmomente mit angesetzt. Eine Erfassung der reduzierten Biegesteifigkeiten der Anschlüsse wäre beispielsweise mittels einer Modellierung als Drehfeder möglich. Aufgrund der Ungewissheiten in den Annahmen der Ersatzsteifigkeiten und einer deutlich höheren Komplexität des Berechnungsmodells wird die Modellierung mittels Drehfedern jedoch selten eingesetzt. Wie aus der Modellbildung des repräsentativen Untersuchungsobjekts (siehe Abschnitt 3.3) bekannt ist, werden vereinfacht nur punktuelle Anschlüsse zwischen Stützen und Decken abgebildet. Wie Katz (2020) aufzeigt, können jedoch höhere Einspanngrade durch eine detaillierte flächige Abbildung mit Berücksichtigung des Stützenquerschnitts sowie der Momentenausrundung in der Platte entstehen als bei einem punktuellen Anschluss in einem Knoten. Die von Katz (2020) beschriebenen Modellierungsansätze sind teilweise nicht in allen gängigen FE-Programmen implementiert und erhöhen zudem den Modellierungs- sowie Berechnungsaufwand. Darüber hinaus ist die Erfassung der erhöhten Einspanngrade zur prinzipiellen Bewertung der Berücksichtigung der Anschlusssteifigkeiten nicht unbedingt erforderlich. Daher wurde im Rahmen dieser Arbeit davon abgesehen, diese erhöhten Einspanngrade zu berücksichtigen.

Für die Berechnung am 3D-Gebäudemodell stellen sich die generellen Fragen, wie signifikant die Einflüsse aus unterschiedlichen Steifigkeiten der Anschlüsse auf die Lastverteilung sind, und ob der Effekt der Rissbildung ebenfalls über eine reduzierte Knotensteifigkeit erfasst werden muss. Zur Bewertung des Einflusses von unterschiedlichen Anschlusssteifigkeiten auf die Lastverteilung werden nachfolgend

Vergleiche mit den Grenzfällen biegesteifer Anschluss und gelenkiger Anschluss betrachtet. Die Variation der Anschlussmodellierung erfolgt dabei getrennt für die Anschlüsse zwischen Stützen und Decken sowie zwischen Kernwänden und Decken. Die Frage der Notwendigkeit der Abbildung der Rissbildung über eine reduzierte Knotensteifigkeit muss in Zusammenhang mit der generellen Rissbildung in den Bauteilen betrachtet werden und wird daher auch nachfolgend in Abschnitt 4.5 nochmals aufgegriffen.

Alle in den vorangegangenen Abschnitten dargestellten Ergebnisse des repräsentativen Untersuchungsobjekts wurden mit der ingenieurpraktischen Annahme von gelenkigen Stützenanschlüssen und biegesteifen Anschlüssen zwischen Decken und Kernwänden ermittelt. Dieser Referenzfall wird ebenso in den nachfolgenden Vergleichen zur Bewertung des Einflusses der Modellierung der Anschlüsse auf die Lastverteilung im Gebäude dargestellt.

4.4.2 Einfluss auf die vertikale Lastverteilung im Gebäude

Zur Darstellung der vertikalen Lastverteilung im Gebäude werden in Abbildung 4.13 die maximalen Stützenkräfte infolge verschiedener Modellierungen der Anschlüsse bei starrer Lagerung des 3D-Gebäudemodells dargestellt. Zusätzlich wird jeweils auch zwischen der Analyse mit extrahierten 2D-Teilmodellen (erste Spalte), mit einem 3D-Eingussmodell (zweite Spalte), sowie mit einem 3D-Bauphasenmodell (dritte Spalte) unterschieden. Darüber hinaus beinhaltet jede dieser Spalten die maximalen Stützennormalkräfte infolge der unterschiedlichen Varianten der Anschlussmodellierungen. Basierend auf den Grenzfällen gelenkige Anschlüsse und biegesteife Anschlüsse sind die folgenden Varianten dargestellt: a) alles gelenkig (Stützen- und Kernwandanschluss); b) gelenkige Verbindung zwischen Stützen und Decken sowie biegesteife Verbindung zwischen Kernwänden und Decken (Referenzfall - angewandt in den vorherigen Abschnitten); c) alles biegesteif.

Aus Abbildung 4.13 ist ersichtlich, dass die Innenstütze 33 unabhängig vom jeweiligen Modellierungsansatz immer die höchsten Normalkräfte aufnehmen muss und somit die höchst belastete Stütze im Bauwerk ist. Die Eckstütze 44 weist hingegen in allen Fällen eindeutig die geringsten Stützennormalkräfte im untersten Geschoss auf. Dieses Verhalten deckt sich auch qualitativ mit einer ingenieurmäßigen Abschätzung auf Grundlage von Einflussflächen. Hinsichtlich der Auswirkungen infolge der unterschiedlichen Modellierungsvarianten der Anschlüsse ist zu erkennen, dass sich erwartungsgemäß die geringsten Lastumverteilungen bei ausschließlich gelenkigen Anschlüssen zwischen den Bauteilen ergeben. Die Umverteilungen durch die Modellierung von gelenkigen Anschlüssen bezogen auf den Referenzfall (nur Stützen gelenkig) sind aber gering. Begründet sind die geringen Unterschiede aufgrund der vorliegenden geometrischen Einspannung der Deckenplatte in den Kernecken. Hierdurch ergibt sich immer eine Rahmenwirkung über die Deckenplatten,

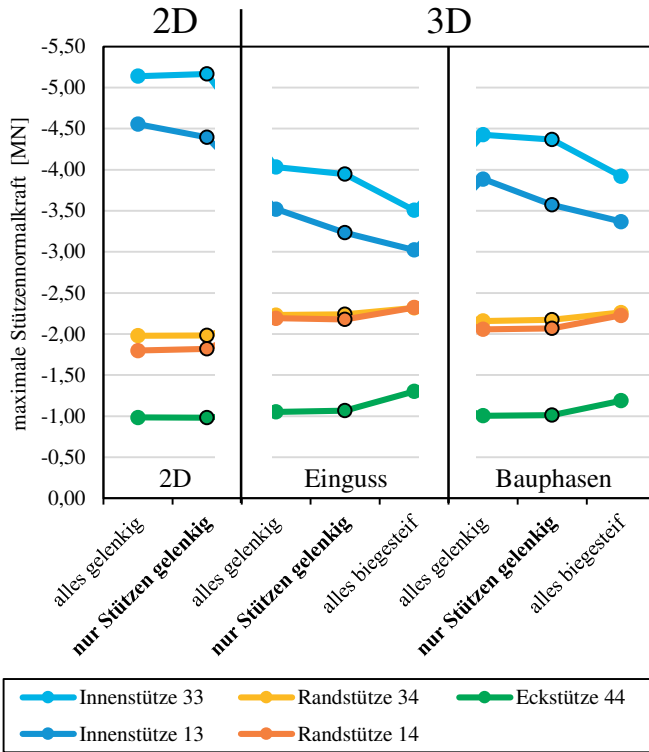


Abbildung 4.13: Maximale Normalkräfte in den Stützen aus Simulationen an extrahierten 2D-Teilmodellen und 3D-Gebäudemodellen mit bzw. ohne Bauphasenberechnung sowie verschiedener Modellierungen der Anschlusssteifigkeiten

auch bei vollkommen gelenkigen Anschlüssen zwischen Decken und Kernwänden. Einzig bei der Normalkraft in der Innenstütze 13 sind hierbei relevante Änderungen zu erkennen. Die Innenstütze 13 befindet sich lagemäßig im Grundriss dem Kern nahe, sowie im rechten Winkel zur Achse einer Kernwand. Dadurch führt eine Vernachlässigung der Biegesteifigkeit des Kernwandanschlusses folglich auch zur Stützenkrafteerhöhung im Vergleich zum Referenzfall. Bei der Innenstütze 33 ist hingegen die geometrische Einspannung über die Kernecken maßgebend und somit ergibt sich lediglich eine geringfügige Erhöhung. Signifikante Änderungen der Stützennormalkräfte treten allerdings im Vergleich dazu auf, wenn die Anschlüsse zwischen Stützen und Decken biegesteif modelliert werden. Beispielsweise ergibt sich eine Reduktion der maximalen Normalkraft der Innenstütze 33 von 12 % bzw. 13 % zwischen einem vollkommen gelenkigen 3D-Gebäudemodell und der entsprechenden vollkommen biegesteifen Betrachtung. Diese Unterschiede basieren auf der Erhöhung der Rahmenwirkung infolge von biegesteifen Stützenanschlüssen („lokale“ Wirkung). Der Einfluss der „globalen“ Rahmenwirkung, ersichtlich am Vergleich zwischen 3D-Gesamtmodell und extrahierten 2D-Teilmodellen, ist jedoch bedeutender bzw. maßgebender als die zusätzliche „lokale“ Wirkung der Anschlusssteifigkeit einzustufen. Diese Ergebnisse zeigen auch, dass aus dem Zusammenwirken von Bauprozessmodellierung mit den Fällen unterschiedlicher Anschlusssteifigkeiten nur geringfügige Beeinflussungen auf die maximalen Stützennormalkräfte vorliegen.

Für die Erfassung bzw. Abbildung des tatsächlichen Tragverhaltens im ganzheitlichen 3D-Gebäudemodell ist die Modellierung von ausschließlich biegesteifen Anschlüssen infolge von monolithischen Verbindungen mit ausreichender Anschlussbewehrung denkbar. Hierdurch werden die Einspannmomente in der Berechnung miterfasst und müssen nicht mehr zusätzlich berücksichtigt werden. Damit das Umlagerungspotential im 3D-Modell nicht überschätzt wird, sind aber jedenfalls die Auswirkungen der Biegerissbildung in den Decken zu beachten. Mögliche Modellierungsansätze dafür und deren Einflüsse werden im nachfolgenden Abschnitt 4.5 dargestellt.

4.4.3 Zusammenwirken verschiedener Anschlusssteifigkeiten mit der Nachgiebigkeit des Baugrundes

Wie in Abschnitt 4.3.3 angedeutet, unterscheiden sich die Änderungen in der vertikalen Lastverteilung durch die Berücksichtigung der Nachgiebigkeit des Baugrunds bei den verschiedenen Varianten der Anschlusssteifigkeiten deutlich. Im Falle einer Simulation mit ausschließlich biegesteifen Anschlüssen treten die Stützenkrafteerhöhungen infolge der Setzungsmulde vorrangig in den Rand- und Eckstützen auf. Dabei ist die prozentuale Erhöhung der jeweiligen maximalen Stützennormalkraft in den Eckstützen am größten. Hingegen sind beim Referenzfall (Kernanschluss biegesteif und Stützenanschluss gelenkig) die Stützenkrafteerhöhungen noch in

den nahe am Kern liegenden Innenstützen am größten. Abbildung 4.14 stellt das beschriebene Verhalten mittels des Vergleichs der Änderung der Kern- bzw. Stütznormalkräfte zwischen starrer und nachgiebiger Lagerung am 3D-Bauphasenmodell mit gelenkigen und biegesteifen Stützenanschlüssen dar. Die entsprechenden Ergebnisse für Analysen am 3D-Eingussmodell sehen qualitativ gleich aus, wobei die Änderungen der Normalkräfte jedoch größer sind. Dieses generelle Verhalten begründet sich auf der Erhöhung der Rahmenwirkung durch die biegesteifen Anschlüsse (lokale Wirkung) und der damit einhergehenden leicht unterschiedlichen Setzungsmulde. Durch das steifere Bauwerk (höher Bauwerkssteifigkeit) werden nämlich die differentiellen Setzungen in der Gründungssohle verringert, aber gleichzeitig die nun steiferen Randbereiche des Gebäudes höher beansprucht.

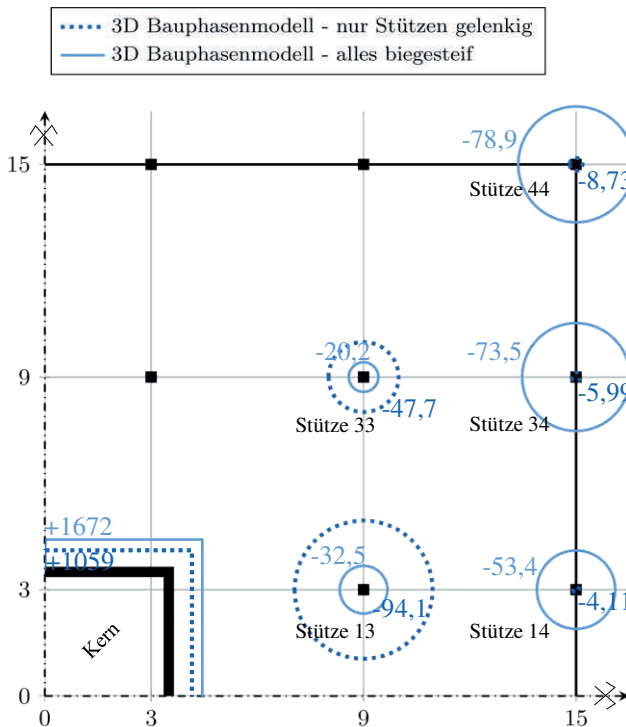


Abbildung 4.14: Änderung der Kern- bzw. Stütznormalkräfte in [kN] bei unterschiedlichen Lagerungen des 3D-Bauphasenmodells mit unterschiedlichen Anschlusssteifigkeiten (negatives Vorzeichen entspricht einer Erhöhung der Drucknormalkraft)

4.5 Reduktion der Deckensteifigkeit infolge Rissbildung

4.5.1 Allgemeines

Wie allgemein bekannt, tritt im Verbundwerkstoff Stahlbeton infolge von Rissbildung eine signifikante Reduktion der Steifigkeit auf. Aufgrund der hochgradigen statischen Unbestimmtheit der Tragstruktur besitzen Änderungen der Bauteilsteifigkeiten auch Einfluss auf die Lastverteilung im Gebäude. So führt eine geringere Steifigkeit zu einer geringeren Rahmenwirkung und folglich zu reduzierten Lastumlagerungen zwischen Stützen und Gebäudekern im 3D-Berechnungsmodell. Für Gebäude mit mehreren Kernen bzw. aussteifenden Elementen ohne Bauwerksfugen spielt die Steifigkeitsreduktion infolge von Rissbildung ebenfalls eine entscheidende Rolle bei der Quantifizierung der Zwangskraft in den Decken. Dieses Zusammenwirken von Last und Zwang wird unter anderem von Fehling und Leutbecher (2003) und Schlicke et al. (2020) näher beschrieben.

Die Implementierung einer Steifigkeitsreduktion infolge von Rissbildung ins FE-Modell kann prinzipiell über materiell nichtlineare Berechnungen erfolgen. Hierbei werden die Dehnungsebene und somit die Steifigkeiten der Bauteile iterativ unter Berücksichtigung des lastabhängigen Werkstoffverhaltens ermittelt. Als Eingangsparameter einer solchen nichtlinearen Berechnung muss jedoch die Bewehrung ingenieurmäßig abgeschätzt und gegebenenfalls im Laufe der Analyse iterativ angepasst werden. Nachteilig ist bei dieser Methode, dass sie sehr rechenzeitintensiv ist und keine generelle Verfügbarkeit in allen FE-Programmen vorliegt. Außerdem ist die Superposition von Lastfällen nicht mehr gültig und somit beeinflusst die zeitliche Reihenfolge einzelner Ereignisse (z.B. Belastungen) das Ergebnis einer nichtlinearen Berechnung. Darüber hinaus zeigt sich, dass eine fundierte Kontrolle infolge der hohen Komplexität, der teilweise schlechten Dokumentationen sowie mancher Blackbox-Anwendungen schwierig bis unmöglich ist. Folglich ist eine vollkommen nichtlineare Berechnung für Untersuchungen am ganzheitlichen 3D-Gebäudemodell noch wenig geeignet. Im Rahmen der nachfolgenden Untersuchungen kam daher eine solche nichtlineare Berechnungsmethodik zur Erfassung der Rissbildung nicht zum Einsatz. Eine zukünftige praktische Anwendung von materiell und geometrisch nichtlinearen Berechnungen am 3D-Gebäudemodell benötigt noch jedenfalls weitere Entwicklungen, wobei auf dies unter anderen in Kapitel 7 eingegangen wird. Gleichzeitig kann hinterfragt werden, wie realistisch ein tatsächlicher Einsatz von solch aufwendigen Berechnungsmethoden in der Ingenieurspraxis ist.

Ein alternativer ingenieurmäßiger Ansatz zur Berücksichtigung des Verhaltens bei Rissbildung in einer elastischen Berechnung ist eine konstante Steifigkeitsreduktion in den gerissenen Bereichen, wie sie auch z. B. von Fastabend et al. (2009) und Fastabend et al. (2012) an realen Bauwerken angewandt wurde. Dieser

Ansatz ist vergleichsweise einfach zu kontrollieren und wird in ähnlicher Art bei der Verformungsberechnung von Stahlbetonbauteilen eingesetzt. Die Gültigkeit dieses Ansatzes basiert darauf, dass Dehn- sowie Biegesteifigkeit nach dem Erstriss schnell auf ein nahezu konstantes Restniveau abfallen (vergleiche unter anderem Fastabend (2002)). In Abbildung 4.15 ist dazu der Einfluss der Biegerissbildung auf die bezogene Biegesteifigkeit bei verschiedenen Bewehrungsgraden ρ_s dargestellt. Als Haupteinflussparameter auf die Höhe des Steifigkeitrestniveaus nach Rissbildung sind die jeweiligen Materialeigenschaften, die Bauteilgeometrie sowie vor allem der Bewehrungsgrad des Querschnitts anzuführen. Bei relativ gering bewehrten Bauteilen unter Biegebeanspruchung, wie bspw. Decken, tritt üblicherweise eine verbleibende Biegesteifigkeit nach Biegerissbildung von ca. 40 % jener des ungerissenen Zustands auf. Vergleichsweise beträgt die verbleibende Dehnsteifigkeit nach Rissbildung bei zentrischer Zugbeanspruchung lediglich ca. 15 %.

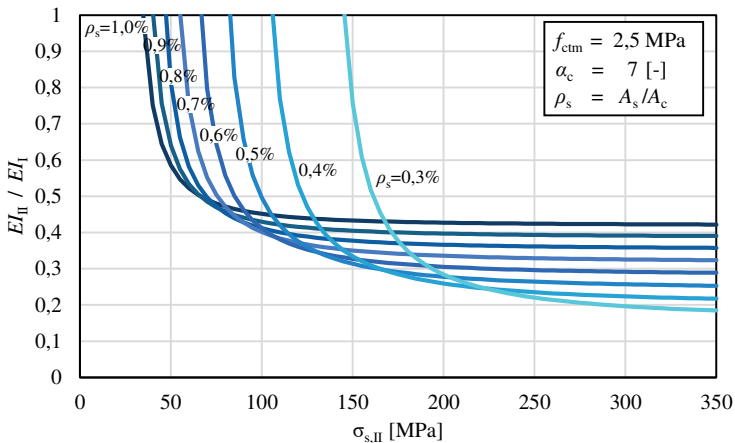


Abbildung 4.15: Bezogene Biegesteifigkeit eines Stahlbetonquerschnitts bei Biegerissbildung in Anlehnung an Fastabend (2002)

Nachfolgend werden die generellen Auswirkungen infolge Biegerissbildung in den Decken bei einer Berechnung am 3D-Gebäudemodell des repräsentativen Untersuchungsobjekt aufgezeigt und bewertet. Dazu wird die Methode der ingenieurmäßige Steifigkeitsreduktion eingesetzt.

4.5.2 Ingenieurmäßige Steifigkeitsreduktion

Für das repräsentative Untersuchungsobjekt (aus Abschnitt 3.2) ist vor allem die Reduktion der Biegesteifigkeit in den Decken infolge von Biegerissbildung wesentlich. Grundsätzlich ist eine Implementierung der Steifigkeitsreduktion im Berechnungsmodell in Abhängigkeit des eingesetzten FE-Programms durch die Anpassung der Deckenplattendicke über orthotrope Dicken, des Elastizitätsmoduls in die jeweilige Tragrichtung oder einer direkten Modifikation in der Steifigkeitsmatrix möglich. Infolge der positiven Wirkung der vorhandenen Drucknormalkräfte sind Rissbildungen in den Stützen bzw. Kernwänden lediglich in den obersten Stockwerken des repräsentativen Untersuchungsobjekts zu erwarten. Jedoch treten auch dort in der Regel die Rissbildungen zuerst in den Flachdecken auf, was zu einer Reduktion des Biegemoments im Anschluss und somit zur Vermeidung von Rissen in den vertikalen Bauteilen führt.

Zur Darstellung der Auswirkungen der Steifigkeitsreduktion infolge Biegerissbildung in den Decken eines 3D-Gebäudemodells werden folgende drei Fälle der Steifigkeitsverteilung in den Decken unterschieden: a) ungerissene Decken (Zustand I); b) bereichsweise gerissene Decken (bereichsweise Steifigkeitsreduktion) und c) vollflächig gerissene Decken (Zustand II). Bei den beiden Fällen a) und c) werden sämtliche Decken im 3D-Gebäudemodell in beiden Tragrichtungen (Bewehrungsrichtungen) mit einer konstanten Biegesteifigkeit als ungerissen a) bzw. gerissen c) betrachtet. Im Fall b) wird eine bereichsweise Steifigkeitsreduktion der Decken in den gerissenen Bereichen berücksichtigt. Die gerissenen Bereiche werden anhand der Überschreitung des Rissmoments aus der Momentenverteilung einer Berechnung am herausgelösten 2D-Teilmodell der Decke unter vollflächiger Belastung in der seltenen Einwirkungskombination (Gebrauchszustand SLS) ermittelt. In Abbildung 4.16 werden die entsprechenden gerissenen Elemente der Deckenplatte dargestellt, wobei die gerissenen Bereiche infolge des definierten FE-Netzes bewusst größer berücksichtigt werden. Die roten Elemente sind jene, bei denen das Rissmoment in X-Richtung überschritten ist, und die blauen Elemente entsprechend jene in Y-Richtung. Die rot-blau schraffierten Elemente weisen eine Überschreitung des Rissmomentes in beiden Tragrichtungen auf. Aus den Bereichen der Abbildung 4.16 ist prinzipiell ersichtlich, dass bereits große Teile der Decke unter Gebrauchslast als gerissen betrachtet werden müssen. Die Reduktion der Steifigkeit in den gerissenen Elementen wurde für die nachfolgenden Berechnungsergebnisse mit 40 % der ungerissenen Deckenplatte angenommen. Die Modellierung im FE-Programm erfolgte mittels orthotroper Plattendicke in den entsprechenden Tragrichtungen.

Die Unterschiede zwischen den zuvor genannten Fällen der Steifigkeitsverteilungen werden in der rechten Spalte der Abbildung 4.17 stellvertretend anhand der Stützennormalkräfte aus einer 3D-Bauphasenberechnung mit starrer Lagerung und biegesteifen Bauteilanschlüssen dargestellt. Des Weiteren sind auch die prozentuellen

reduzierten Deckensteifigkeiten ist zu hinterfragen, da beides die Auswirkungen von Rissbildung erfassen sollte und die Rissbildung an den Anschlüssen in der Regel in den Decken und nicht in den druckbelasteten vertikalen Bauteilen auftritt. Tendenziell sollten daher für eine ganzheitliche Betrachtung eines 3D-Gebäudemodells die Anschlüsse bei monolithischer Ausführung mit ausreichender Anschlussbewehrung (z.B. in der Ortbetonbauweise) biegesteif modelliert werden und die Effekte von Rissbildungen getrennt davon in den entsprechenden Bauteilen berücksichtigt werden. Bei einer solchen Vorgehensweise können die ungewollten Einspannungen im Gegensatz zur gelenkigen Modellierung direkt erfasst und in der Bemessung berücksichtigt werden.

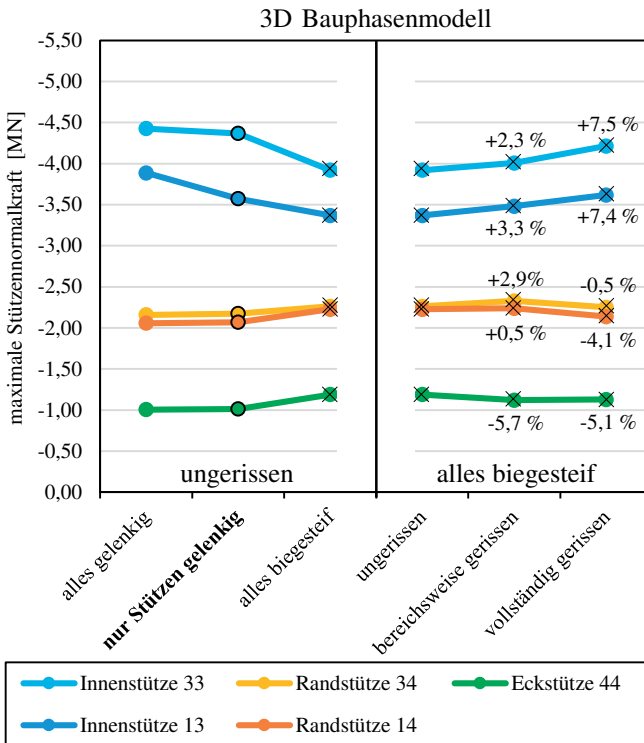


Abbildung 4.17: Auswirkungen der Steifigkeitsreduktion infolge Biegerissbildung in den Decken anhand der maximalen Stützennormalkräfte am 3D-Bauphasenmodell

4.6 Zusammenfassung der Auswirkungen elastischer Berechnungsansätze

Ausgehend vom Vergleich zwischen der konventionellen Berechnung an extrahierten 2D-Teilmodellen und der Berechnung am 3D-Eingussmodell wurden die Auswirkungen unterschiedlicher elastischer Berechnungsansätze eines 3D-Gebäudemodells in Rahmen dieses Kapitels dargestellt. Dazu zählen Ansätze zur Beschreibung des Bauprozesses mittels Bauphasenanalyse, der Boden-Bauwerk-Interaktion, des Einflusses der Modellierung der Anschlüsse sowie der Steifigkeitsreduktion infolge Rissbildung in den Decken. Die Bewertung der Auswirkungen auf die vertikale Lastverteilung erfolgte dabei anhand des Vergleichs der Kern- bzw. Stütznormalkräfte.

Zusammenfassend können daraus folgende Erkenntnisse gezogen werden:

- Die Analyse mittels 3D-Gebäudemodellen ergibt im Vergleich mit jener an extrahierten 2D-Teilmodellen eine signifikante Vergleichmäßigung der Stütznormalkräfte. Dies bedeutet auch ein gewisses Optimierungspotenzial.
- Die Modellierung des Bauprozesses mitsamt einer etwaigen Abbildung des Verformungsausgleichs ist aufgrund der deutlichen Unterschiede in der Lastverteilung und in der Gebäudeverformung als essentieller Effekt bei einer Anwendung von 3D-Gebäudemodellen zu berücksichtigen.
- Der Einfluss der Nachgiebigkeit des Bodens wird durch den Bauprozess teilweise kompensiert. Nichtsdestotrotz sind infolge der Boden-Bauwerk-Interaktion Lastumverteilungen im 3D-Gebäudemodell zu beobachten. Ob eine Stützenkrafterhöhung in Innenstützen oder eher in Eck- bzw. Randstützen auftritt, ist zudem speziell von den Steifigkeiten der Anschlüsse zwischen Stützen und Decken abhängig.
- Prinzipiell führt eine biegesteife Anschlussmodellierung zu einer größeren Rahmenwirkung im 3D-Gebäudemodell und folglich zu einer stärkeren Vergleichmäßigung der Stützenkräfte. Dabei weisen vor allem die Anschlüsse zwischen Stützen und Deckenplatten einen hohen Einfluss auf. Die Anschlüsse zwischen Kernwänden und Decken beeinflussen die Ergebnisse lediglich geringfügig, da auch bei gelenkiger Anschlussmodellierung eine geometrische Einspannung über die Kernecken der Deckenplatte vorliegt.
- Eine Steifigkeitsreduktion der Decken infolge von Biegerissbildung reduziert die Rahmenwirkung im 3D-Gebäudemodell und somit auch die Vergleichmäßigung der Stützenkräfte. Die Sensibilität eines 3D-Gebäudemodells auf Lastumverteilungen in den vertikalen Bauteilen infolge Rissbildung kann über eine vereinfachte vollflächige Steifigkeitsreduktion untersucht werden.

Im nachfolgenden Kapitel 5 folgt eine detaillierte Beschreibung und Bewertung der Auswirkungen der zeitabhängigen Verformungseigenschaften des Betons unter Berücksichtigung des Zusammenwirkens mit der vorhandenen Bewehrung. Außerdem wird ein Vorschlag für die Planungspraxis zur ingenieurmäßigen Berücksichtigung dieser Effekte bei der Analyse der Lastverteilung im Gebäude vorgestellt.

5 Auswirkungen von zeitabhängigen Betonverformungen

5.1 Allgemeines zur Bedeutung von zeitabhängigen Analysen

Wie aus dem vorangegangenen Kapitel 4 ersichtlich, sind differentielle Verformungen in der Tragstruktur bei einer Analyse mittels ganzheitlichem 3D-Gebäudemodell von signifikanter Bedeutung. Verformungsdifferenzen ergeben sich auch durch die zeitabhängigen Verformungen von Beton bzw. die Änderungen der Materialeigenschaften. Die zeitabhängigen Verformungen von Betonstahl sind im Gegensatz dazu für klassische Anwendungsfälle als vernachlässigbar gering einzustufen. Folglich stehen im Rahmen dieses Kapitels die zeitabhängigen Betonverformungen (Kriechen und Schwinden) sowie deren Auswirkungen in einem ganzheitlichen 3D-Gebäudemodell im Fokus. Zur Erfassung des zeitabhängigen Verformungsverhaltens können allgemein zeitdiskrete Analysen bestehend aus aufeinander aufbauenden diskreten Zeitschritten (Lastfälle) simuliert werden. Dies ist aber keine für praktische Berechnungen übliche bzw. weit verbreitete Simulationsweise. Gewöhnlich werden zur Schnittkraftermittlung im Stahlbetonbau ungerissene Bauteile angesetzt und zeitliche Effekte anhand von Modifikationen berücksichtigt. So treten Fälle auf, bei denen z.B. der Elastizitätsmodul (E-Modul) infolge des Kriechens ingenieurmäßig reduziert wird, um die Verformungen realitätsnäher zu beschreiben und somit etwaige Schnittkraftumlagerungen sowie den Abbau von Zwangbeanspruchungen zu erfassen. Mithilfe von systematisch aufeinander aufbauenden zeitdiskreten Simulationen sollen nachfolgend die Auswirkungen der zeitabhängigen Bauteilverformungen am repräsentative Untersuchungsobjekt detailliert beschrieben und bewertet werden.

Die prinzipielle Bedeutung von zeitabhängigen Betonverformungen wurde auch unter anderem von Fintel et al. (1987), Kurc und Lulec (2013), Ha und Lee (2016), Samarakkody et al. (2017) und Secer und Arslan (2019) an verschiedenen Hochhausprojekten theoretisch bzw. rechnerisch untersucht. Als Resultat zeigt sich, dass die zeitabhängigen Verkürzungen signifikante Auswirkungen auf die Gebäudeverformungen und folglich auf die Lastverteilung im Bauwerk besitzen. Trauner (2018) stellt eine messtechnische Erfassung von realen Stützenkräften sowie die zugehörige numerische Analyse vor. Hierbei wurden mehrere Stützen von zwei

Hochhäusern mittels Dehnungssensoren (Schwingsaiten) ausgerüstet und so wurde von der gemessenen Betondehnung auf die Stützenkraft geschlossen. Zur Erfassung des Schwindanteils wurden unbelastete Schwindstützen gleichzeitig mitgemessen. Bei der numerischen Berechnung mithilfe eines 3D-Gebäudemodells kamen ausschließlich die jeweiligen programmeigenen Berechnungsmodule als Art Blackbox zum Einsatz. Um eine gute Übereinstimmung zu erzielen, wurden die Messergebnisse durch einen zusätzlich eingeführten Korrekturfaktor an die Rechenergebnisse angepasst. Dieser Korrekturfaktor wurde frei angenommen und variiert in den Auswertungen deutlich. Infolge der generellen Schwankungen in den Ergebnissen und der begrenzten Detailinformationen wären zukünftig weitere vertiefte Messungen an realen Bauwerken mit klaren Randbedingungen wünschenswert.

5.2 Einfluss des zeitabhängigen Verformungsverhaltens von Beton ohne Berücksichtigung des Bewehrungsgrades

5.2.1 Modellierung des zeitabhängigen Verformungsverhaltens von Beton

Identisch zu Kapitel 4 werden für die nachfolgenden Simulationen das 3D-Gebäudemodell aus Abschnitt 3.3 in der FE-Software SOFiSTiK mit Schalenelementen für Kernwände, Decken und Fundamentplatte sowie Stabelementen zur Abbildung der Stützen genutzt. Als Referenz wird bei den Simulationen von biegesteifen Anschlüssen zwischen den einzelnen Bauteilen sowie einer starren Lagerung der Fundamentplatte ausgegangen. Darüber hinaus werden die Bauteile als ungerissen mit den entsprechenden Bruttoquerschnitten (ohne Bewehrung) modelliert.

Die Auswirkungen der zeitabhängigen Betonverformungen werden anhand von zeitdiskreten Analysen untersucht, wobei der Bauprozess immer mitsimuliert wird. Die Modellierung des Bauprozesses erfolgt identisch zu Abschnitt 4.2 über diskrete Bauphasen (gruppenweise Aktivierung der Bauteile) mitsamt der Berücksichtigung des Verformungsausgleichs. Die zeitabhängigen Verformungen des Betons werden in einer zeitdiskreten Analyse inkrementell in jedem Berechnungszeitschritt als Dehnungseinwirkungen für die jeweils vorhandenen Bauteile unter Berücksichtigung des tatsächlichen Betonalters und der vorliegenden Belastungsgeschichte abgebildet. Da die Berechnungszeitschritte aufeinander aufgesetzt werden, ist nur die jeweilige Differenzdehnung von Zeitschrittbeginn zu Zeitschrittende als Einwirkung anzusetzen. Die einwirkenden zeitabhängigen Betonverformungen werden prinzipiell basierend auf den Modellen des Eurocodes EC2 - EN-1992-1-1 (2015) für jedes der finiten Elemente im 3D-Gebäudemodell einzeln ermittelt. Hierbei wird für das Kriechen bei belastenden Laststufen das Superpositionsprinzip angewandt.

Jedoch im Falle von äußeren teilweisen Entlastungsvorgängen wird eine von der Norm abweichende Modifikation des Weiterkriechens, basierend auf den vorherigen Kriecheinwirkungen nach Schlicke (2014), eingesetzt. Nähere Details dieses Ansatzes sowie die Auswirkungen dazu werden im Abschnitt 5.2.3 erläutert.

Weiterhin sei darauf hingewiesen, dass die zwei wesentlichen Vereinfachungen eines konstanten E-Moduls von Beton ohne zeitliche Entwicklung sowie einer Vernachlässigung der thermalen Effekte infolge der Betonhärtung weiterhin auch in den zeitabhängigen Simulationen angewandt werden. In Hinblick auf die generelle Modellierungspraxis mit Bauphasen ohne Abbildung der Schalung bzw. Unterstellung, die nur langsam steigende Belastung durch Eigengewicht infolge der oberhalb entstehenden Struktur, sowie einer ähnlichen zeitlichen Entwicklung des E-Moduls in allen Bauteilen eines Stockwerks kann davon ausgegangen werden, dass die Auswirkungen dieser Effekte auf die Lastumlagerungen im vertikalen Lastfluss beschränkt sind. Des Weiteren ist anzumerken, dass die Lastverteilung und die Gebäudeverformungen aus Vergleichsrechnungen mit zusätzlich angesetzter zeitlicher Entwicklung des E-Moduls tendenziell nur geringfügig abweichen.

Für die Modellierung von Kriechen und Schwinden im 3D-Gebäudemodell des repräsentativen Untersuchungsobjekts werden die nachfolgenden Randbedingungen festgelegt. Alle Bauteile weisen identisch eine Umgebungsfeuchte von 50 %, einen Zement der Klasse N und eine Betongüte C30/37 auf. Hingegen wird die effektive Bauteildicke h_0 getrennt in Abhängigkeit von der jeweiligen Geometrie für jedes Bauteil einzeln berechnet. Darüber hinaus wird davon ausgegangen, dass die Herstellungsdauer eines Stockwerks jeweils sieben Tage beträgt. Hierbei werden Errichtungsdauern von drei Tagen für Stützen und Kernwänden sowie von vier Tagen für die Deckenplatte eines Stockwerks angesetzt. Für die zeitabhängige Analyse selbst wird eine Zeitschrittlänge von einem Tag während der Errichtung der Tragstruktur festgelegt. Zugunsten eines beherrschbaren Rechenaufwands wurde die Zeitschrittlänge in den Simulationen nach der Fertigstellung des letzten Stockwerks auf sieben Tage erhöht. Unter den gegebenen Randbedingungen und für dieses Bauwerk ergeben Vergleichsrechnungen mit feineren Zeitschritten, dass durch die festgelegten Zeitschrittlängen eine ausreichend gute Näherung erzielt werden kann.

Für die nachfolgenden Ergebnisdarstellungen dieses Kapitels wurde in der Regel ein Betrachtungszeitraum von zwei Jahren gewählt, um die maßgebliche zeitliche Entwicklung bis zur Inbetriebnahme aufzuzeigen. Hierbei steht wiederum wie in Kapitel 4 vor allem die vertikale Lastverteilung im Fokus. Außerdem wurde als Belastung in diesem Kapitel ebenfalls lediglich das Eigengewicht der Konstruktion angesetzt, um die generellen Auswirkungen der zeitabhängigen Verformungen systematisch zu erfassen. Das Zusammenwirken mit weiteren Belastungen bei unterschiedlichen Bemessungssituationen und folglich notwendigen Sicherheitsbeiwerten wird erst im nachfolgenden Kapitel 6 thematisiert und eine praxistaugliche Vorgehensweise

vorgestellt. Dabei werden dann auch die Auswirkungen der zeitabhängigen Effekte bis zum Nutzungsende bzw. Betrachtungszeitpunkt $t = \infty$ dargestellt.

5.2.2 Schwinden des Betons

Das Schwinden ist die belastungsunabhängige Abnahme des Volumens und verursacht bei Beton eine signifikante Längenänderung. Für Beton setzt sich das Gesamtschwindmaß vereinfacht nach EN-1992-1-1 (2015) aus dem Anteil des autogenen Schwindens sowie jenem des Trocknungsschwindens zusammen. Für normalfesten Beton ist hierbei in der Regel der Anteil des Trocknungsschwindens größer. Für die Analyse am 3D-Gebäudemodell des repräsentativen Untersuchungsobjekts wird das Gesamtschwindmaß angesetzt, wobei zeitliche Entwicklung der Schwindverkürzungen von Stützen, Kernwänden, Decken und Fundamentplatte in Abbildung 5.1 dargestellt wird. Die ersichtlichen Unterschiede in den Verläufen begründen sich dabei lediglich auf den unterschiedlichen effektiven Bauteildicken h_0 .

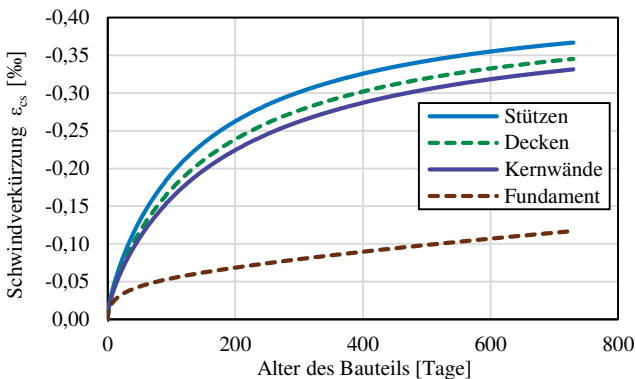


Abbildung 5.1: Zeitliche Entwicklung der Schwindverkürzungen der einzelnen Bauteile

Die differentiellen Schwinddehnungen der vertikalen Bauteile führen zu Längenänderungen und Lastumverteilungen zwischen diesen Bauteilen, während die Schwinddehnungen der horizontalen Bauteile mit Längenänderungen einhergehen bzw. bei behinderten Systemen (z.B. zwischen zwei Kernen) ebenso Zwangkräfte auftreten. Die folgenden Ergebnisse fokussieren sich aber auf den Einfluss von vertikalen Verformungseinwirkungen. Wie darüber hinaus nachfolgend ebenfalls dargestellt wird, ist die gegenseitige Beeinflussung mit dem Schwinden der horizontalen Bauteile im repräsentativen Untersuchungsobjekt nicht von hoher Bedeutung.

Schwinden in den vertikalen Bauteilen

In Abbildung 5.2 wird der Einfluss einer Berücksichtigung von Schwinden in den vertikalen Bauteilen im 3D-Bauphasenmodell mit biegesteifen Anschlüssen und starrer Lagerung des repräsentativen Untersuchungsobjekts dargestellt. Dabei werden exemplarisch jeweils die zeitlichen Entwicklungen der Normalkraft (oben) sowie der Stützenkopfverformung im untersten Stockwerk (unten) für die Innenstütze 33 (links) und Eckstütze 44 (rechts) gezeigt. Die grauen Verläufe entsprechen den zuvor in Kapitel 4 dargestellten Ergebnissen einer linear elastischen Bauphasenanalyse und die grün gepunkteten Verläufe zeigen die Ergebnisse bei zusätzlicher Berücksichtigung von Schwinden.

Der Betrachtungszeitraum in Abbildung 5.2 beträgt zwei Jahre und entspricht somit rund der Dauer des Roh- und Gebäudeausbaus. In den ersten 104 Tagen sind stufenweise ansteigende Verläufe zu erkennen. Dies begründet sich an der zeitdiskreten Abbildung des Baufortschritts durch einzelne Bauphasen. Anhand der immer geringer werdenden Last- bzw. Verformungszunahmen je Stockwerk ist auch hier die allmählich steigende Rahmenwirkung infolge Bauphasenbetrachtung zu erkennen.

Des Weiteren ist in Abbildung 5.2 oben ersichtlich, dass das Schwinden der vertikalen Bauteile hier einen vernachlässigbar kleinen Einfluss auf die Stützennormalkräfte bzw. die Lastverteilung im Gebäude hat (Betrachtung an Bruttoquerschnitten). Begründet wird dies durch die ähnlich großen Schwinddehnungen von Stützen und Kernwänden (vergleiche Abbildung 5.1) und somit lediglich geringen differentiellen Dehnungen bzw. Verformungen. Zusätzlich führt die Rahmenwirkung der Tragstruktur nur zu einer teilweisen Behinderung der geringen Differenzverformungen. Jedoch sind die freien vertikalen Verformungen durch das Schwinden von relevanter Größe, wie anhand der Stützenkopfverformung im untersten Stockwerk in Abbildung 5.2 unten erkennbar ist. Folglich ist das Schwinden für die Ermittlung der Gebäudeverformungen mittels ganzheitlichen 3D-Gebäudemodell jedenfalls zu berücksichtigen. Darüber hinaus muss angemerkt werden, dass die Auswirkungen des Schwindens bei gleichzeitiger Berücksichtigung der vorhandenen Bewehrung durch die zusätzliche innere Behinderung im Bauteil deutlich anders sind. Durch die Bewehrung werden die ermittelten vertikalen Verformungen reduziert (teilweise deutlich bei z.B. hohen Bewehrungsgraden in Stützen) und gleichzeitig können relevante Lastumverteilungen durch beispielsweise variierende Bewehrungsgrade auftreten. Näheres zu den Auswirkungen der vorhandenen Bewehrung ist in Abschnitt 5.3 zu finden.

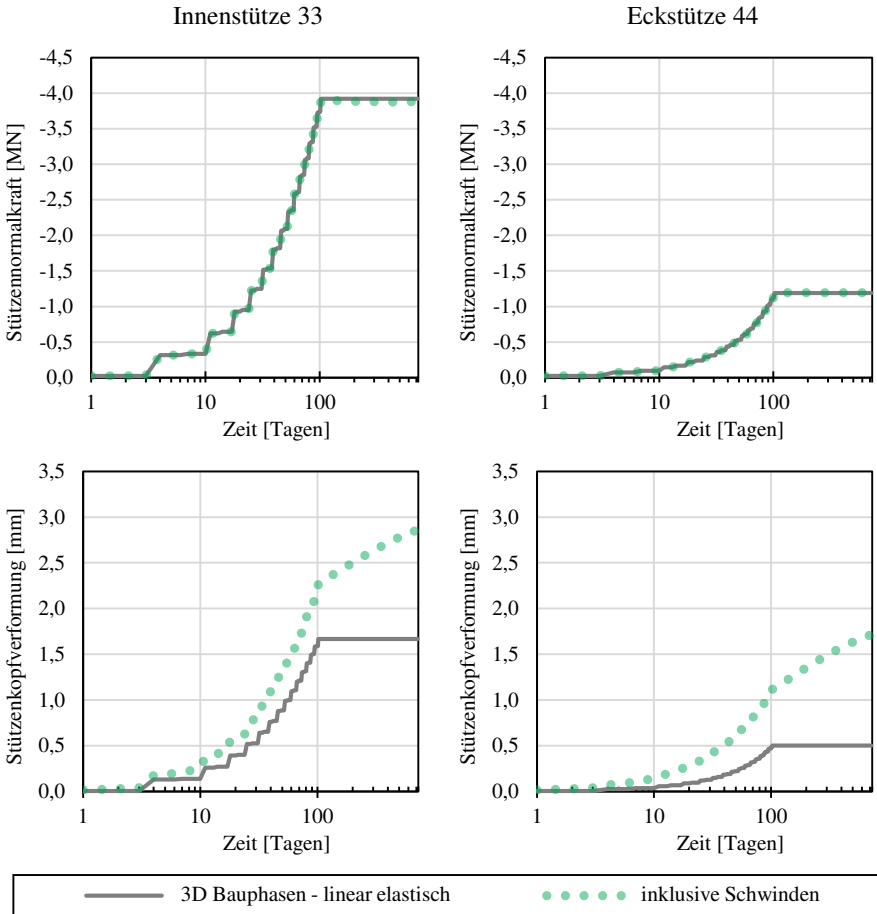


Abbildung 5.2: Einfluss des Schwindens in den vertikalen Bauteilen auf die zeitliche Entwicklung der maximalen Normalkraft (oben) bzw. der Stützenkopfverformung im untersten Stockwerk (unten) der Innenstütze 33 (links) sowie der Eckstütze 44 (rechts)

Schwinden in den horizontalen Bauteilen

Zur Darstellung des Einflusses von Schwinden in den horizontalen Bauteilen werden in Tabelle 5.1 die absoluten Änderungen der Schnittkräfte in den Stützen unmittelbar oberhalb der Fundamentplatte zwischen einer Berechnung unter Berücksichtigung des Schwindens nur in den vertikalen Bauteilen und einer unter Berücksichtigung des Schwindens in allen Bauteilen angeführt. Hierbei werden für die Momente und Querkräfte jeweils die betragsmäßige Änderung angegeben. Bei der Stützennormalkraft bedeutet ein negatives Vorzeichen eine Erhöhung der Drucknormalkraft. Bezieht man die angeführten Änderungen der Stützennormalkräfte auf den absoluten Wert, so ist zu erkennen, dass der Einfluss des Schwindens der horizontalen Bauteile auf die vertikale Lastverteilung nur wenige Prozentpunkte darstellt und folglich sehr gering ist.

Jedoch ergeben sich durch die Berücksichtigung des Schwindens der Decken bei einer Berechnung mit biegesteifen Stützenanschlüssen um ein Vielfaches höhere Querkräfte und Momente. Diese treten infolge der Verformungsdifferenzen zwischen Decken und Fundamentplatte (siehe Abbildung 5.1) vor allem im untersten Stockwerk auf. Die einhergehenden Zwangkräfte in den Decken sind jedoch infolge der relativ geringen Behinderung durch die biegeweichen Stützen ebenfalls gering. Somit stellen sich nahezu die gesamte Schwindverkürzungen der horizontalen Bauteile frei ein. Es ist anzumerken, dass die größten Zwangkräfte in der untersten Decke infolge der größeren Verformungsbehinderung auftreten. Darüber hinaus werden die Auswirkungen des Schwindens in den horizontalen Bauteilen durch das Kriechen sowie die vorhandene Bewehrung reduziert. Bei einer unsymmetrischen Bewehrungsverteilung tritt infolge der ungleichmäßigen Behinderung des Schwindens eine zusätzliche Querschnittsverkrümmung auf. Mehr zu den zusätzlichen zeitlichen Querschnittsverkrümmungen findet sich in den entsprechenden nachfolgenden Abschnitten.

Unter der Annahme von gelenkigen Stützenanschlüssen wäre keine Behinderung der Schwindverkürzungen vorhanden. Folglich würden auch keine Zwangkräfte in den Decken und Biegemomente bzw. Querkräfte in den Stützen auftreten. Deutlich anders sieht dies für Decken in Gebäuden mit zwei Kernen aus. Hier ist durch die hohe Biegesteifigkeit der Kerne mit einer großen Verformungsbehinderung der Decken zu rechnen, wie es auch unter anderem von Fastabend et al. (2012) aufgezeigt wird. Für die Ermittlung von realistischen Zwangkräften sind die kombinierte Beanspruchung der Decken durch äußere Belastung und Zwang (axiale Bauteilverlängerung infolge Biegerissbildung) und die damit einhergehende Größe der gerissenen Bereiche von großer Bedeutung. Dieses Zusammenwirken wird unter anderem von Fehling und Leutbecher (2003), Pfeiffer (2004), Schnell et al. (2018) und Schlicke et al. (2020) detailliert beschrieben; jedoch in Rahmen dieser Arbeit bewusst nicht näher betrachtet.

Tabelle 5.1: Änderung der Schnittkräfte in den Stützen unmittelbar oberhalb der Fundamentplatte zur Darstellung des Einflusses von Schwinden der horizontalen Bauteile (berechnet am 3D-Bauphasenmodell mit biegesteifen Anschlüssen)

	Normalkraft ΔN [kN]	Querkraft $ \Delta V_Z $ [kN]	Querkraft $ \Delta V_Y $ [kN]	Moment $ \Delta M_Y $ [kNm]	Moment $ \Delta M_Z $ [kNm]
Innen- stütze 13	+42	66	27	129	51
Innen- stütze 33	-3	67	67	131	131
Rand- stütze 14	+22	99	20	205	41
Rand- stütze 34	+22	100	60	206	122
Eck- stütze 44	+33	93	93	197	197

5.2.3 Kriechen des Betons

Beton besitzt ein ausgeprägtes belastungsabhängiges zeitliches Verformungsverhalten. Hierbei wird prinzipiell zwischen Kriechen und Relaxation unterschieden. Kriechen stellt dabei eine Verformungsänderung bei konstanter Spannung dar. Relaxation ist hingegen eine Spannungsänderung bei konstanter Verformung. Mittels der Kriechzahl des Betons können diese beiden sogenannten viskoelastischen Effekte beschrieben werden, da diese das viskoelastische Verformungsbestreben widerspiegelt. In Abhängigkeit vom Behinderungsgrad des Systems treten Verformungsänderungen und / oder Spannungsabbau auf (vergleiche beispielsweise Schlicke (2014) oder Heinrich (2018)). Für die Stützen im repräsentativen Untersuchungsobjekt liegt ein eher geringer Behinderungsgrad aufgrund der Nachgiebigkeit der Decken vor. Somit äußert sich das viskoelastische Verformungsbestreben großteils in Kriechverformungen der vertikalen Bauteile. Aufgrund der verschiedenen Spannungsgeschichten der einzelnen vertikalen Bauteile in einem Stockwerk treten jedoch unterschiedliche Kriechverformungen auf, welche wiederum Lastumlagerungen in der Tragstruktur hervorrufen.

Diese Lastumlagerungen infolge Kriechen nehmen wiederum Einfluss auf das Kriechverhalten selbst. So muss nicht nur mehr das Verhalten bei Belastung beachtet werden, sondern sind auch die Einflüsse von teilweisen Entlastungen sinnvoll zu erfassen. Abbildung 5.3 stellt dazu die Auswirkungen des viskoelastischen Verhaltens an einem vollständig gezwängten System bei stufenweisen Verformungseinwirkungen dar. Hierbei werden drei Belastungsstufen (äquivalent mit $\Delta\sigma_1$, $\Delta\sigma_2$ sowie $\Delta\sigma_3$) und eine zeitlich spätere teilweise Entlastungsstufe infolge einer entgegengesetzten

Verformungseinwirkung (äquivalent mit $\Delta\sigma_4$) betrachtet. Prinzipiell werden anfangs die viskoelastischen Spannungen unabhängig voneinander für jede der Laststufen einzeln ermittelt. Die Ergebnisse daraus repräsentieren die grauen durchgezogene Linien. Durch die Addition dieser einzelnen zeitlichen Verläufe erhält man die resultierende viskoelastische Spannungskurve für den Ansatz der strikten Superposition, wobei die orange gepunktete Linie dies in Abbildung 5.3 darstellt. Wie zu erkennen ist, ergibt der Ansatz der strikten Superposition nach der (äußeren) teilweisen Entlastung eine Kraftzunahme im Zeitverlauf. Diese Kraftzunahme ist entsprechend den Überlegungen von Schlicke (2014) lediglich ein Berechnungsartefakt der strikten Superposition. In einem realen Element tritt im Falle einer globalen Druckspannung nämlich kein Zugkriechen bei teilweiser Entlastung auf, sondern es ergibt sich ein reduziertes Weiterkriechen unter Druck. Selbiges ist ebenso umgekehrt für eine globale Zugspannung gültig. Bei der Anwendung des Boltzmann'schen Superpositionsprinzips kann dieses reale Verhalten aber nur unzutreffend erfasst werden, da eine Entlastung immer als Spannungsinkrement mit entgegengesetztem Vorzeichen berücksichtigt wird. Folglich ergibt sich dadurch die in Abbildung 5.3 erkennbare unrealistische Spannungserhöhung. Schlicke (2014) und auch Heinrich (2018) zeigten anhand von Versuchsnachrechnungen, dass eine realitätsnahe Simulation durch eine Reduktion der kriecherzeugenden Spannung infolge der Entlastung möglich ist. Dafür wird die teilweise Entlastung gleichmäßig auf alle vorhandenen Belastungsstufen aufgeteilt und somit das Weiterkriechen reduziert. Basierend auf einer solchen Modifikation ist die resultierende viskoelastische Spannungskurve als rote durchgezogene Linie in Abbildung 5.3 dargestellt.

Für die nachfolgenden Untersuchungen am repräsentativen Untersuchungsobjekt wird der modifizierte Ansatz nach Schlicke (2014) angewandt. Hierbei sind nur geringfügige Unterschiede zu Berechnungen mittels strikter Superposition zu beobachten, da kaum äußere Entlastungen der Stützen auftreten. Die Ermittlung der Kriechzahl erfolgt nachfolgend gemäß EN-1992-1-1 (2015). Darüber hinaus besitzt jedes finite Element basierend auf der entsprechenden Lastgeschichte seine eigene Kriechgeschichte, wobei das jeweilige Betonalter mitberücksichtigt wird. Die Implementierung des Kriechens in das Berechnungsmodell erfolgte über den in Schlicke (2014) entwickelten Algorithmus auf Basis eines Spannungsrecordings in jedem Element.

Kriechen in den vertikalen Bauteilen

Um die generellen Auswirkungen des Kriechens im 3D-Gebäudemodell des repräsentativen Untersuchungsobjekts aufzuzeigen, wird in Abbildung 5.4 die zeitliche Entwicklung der Normalkraft der Innenstütze 33 dargestellt. Hierbei werden die Verläufe infolge einer linear elastischen Berechnung (graue durchgezogene Linie), einer Berechnung mit zusätzlich nur Schwinden alleine (grün gepunktete Linie),

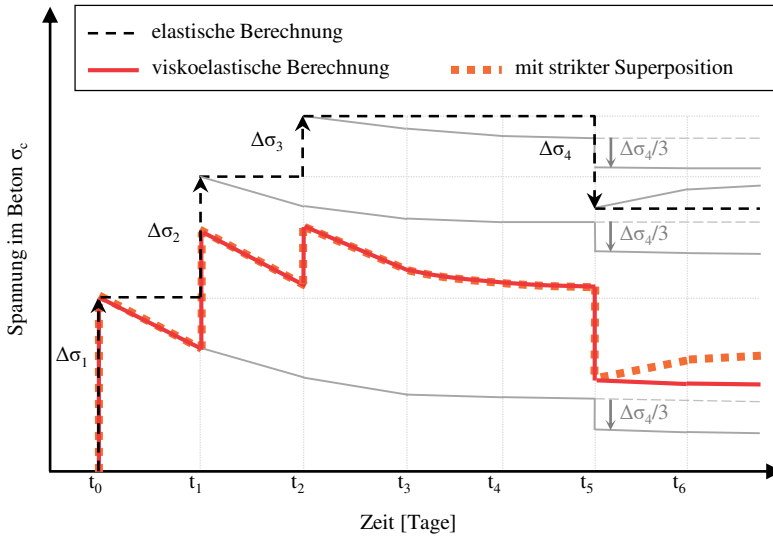


Abbildung 5.3: Verhalten des Kriechmodells bei stufenweiser Belastung und anschließender geringfügigen teilweisen Entlastung an einem vollständig gezwängten System unter Zwangbeanspruchung

einer Berechnung mit zusätzlich nur Kriechen alleine (rot gestrichelte Linie) sowie einer Berechnung mit Kriechen und Schwinden gemeinsam (blaue durchgezogene Linie) dargestellt. Wie ersichtlich ist, führt das Kriechen zu einem signifikanten Kraftabbau in der Innenstütze 33. Dieser beträgt am Ende des Betrachtungszeitraums nach zwei Jahren rund 24 % im Vergleich zur linear elastischen Berechnung. Zusätzlich ist zu erkennen, dass das Zusammenwirken von Kriechen und Schwinden identisch wie zuvor Schwinden alleine (vergleiche Abschnitt 5.2.2) bei der Berechnung am Bruttoquerschnitt von untergeordneter Bedeutung für die Lastverteilung im Gebäude ist. Das Zusammenwirken von Kriechen und Schwinden mit der vorhandenen Bewehrung wird nachfolgend in Abschnitt 5.3 betrachtet.

Da, wie aus Abbildung 5.4 ersichtlich ist, sich die Innenstütze 33 der Belastung infolge Kriechens entzieht, treten Lasterhöhungen in den anderen vertikalen Bauteilen auf. Um dies darzustellen, zeigt Abbildung 5.5 die Verteilung der maximalen Stützen- bzw. Kernnormalkraft unmittelbar über der Fundamentplatte am Ende des zweijährigen Betrachtungszeitraums. Hierbei sind die Ergebnisse der viskoelastischen Analyse mit Kriechen und Schwinden, der linear elastischen Bauphasenanalyse sowie der Analyse mit extrahierten 2D-Teilmodellen dargestellt.

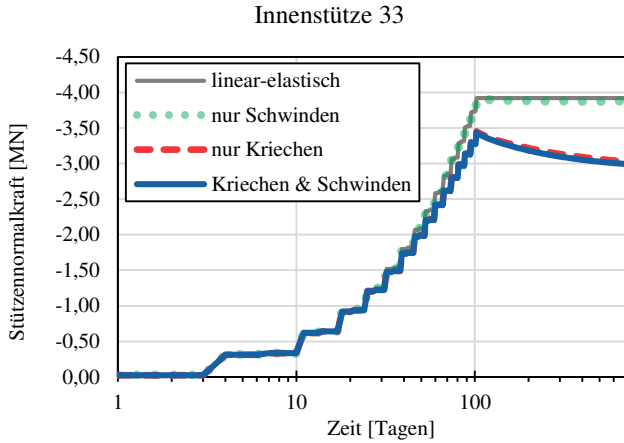


Abbildung 5.4: Zeitliche Entwicklung der maximalen Normalkraft der Innenstütze 33 unter Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden

Aus der Abbildung 5.5 ist erkennbar, dass sich durch das viskoelastische Verhalten des Betons eine zeitabhängige Lastumlagerung von den hochbeanspruchten Innenstützen hin zu den Kernwänden und geringfügig auch zu den Rand- und Eckstützen ergibt. Begründet wird dies anhand der deutlich unterschiedlichen Betonspannungsniveaus in den vertikalen Bauteilen eines Stockwerks und den somit einhergehenden deutlichen Verformungsdifferenzen infolge des Kriechens. Aus dem Vergleich der Ergebnisse der 2D-Modellierung (aus Kapitel 4 - mit gelenkigen Stützenanschlüssen) mit jenen der 3D-Modellierung inklusive von Kriechen und Schwinden ist beispielsweise eine Lastreduktion um 58 % in der Innenstütze 33 zu beobachten. Dieser Wert stellt jedoch nur eine theoretische Obergrenze dar, da Effekte wie Rissbildungen sowie Kriechen in den Deckenplatten oder die innere Behinderung durch die Bewehrung nicht mitberücksichtigt wurden. Das Zusammenwirken der zeitlichen Verformungen des Betons mit der vorhandenen Bewehrung wird erst anschließend in Abschnitt 5.3 näher betrachtet. Nichtsdestotrotz zeigt Abbildung 5.5 deutlich, dass das Kriechen des Betons in den vertikalen Bauteilen eine Vergleichmäßigung der Stützennormalkräfte sowie eine signifikante Lasterhöhung im Kern bewirkt.

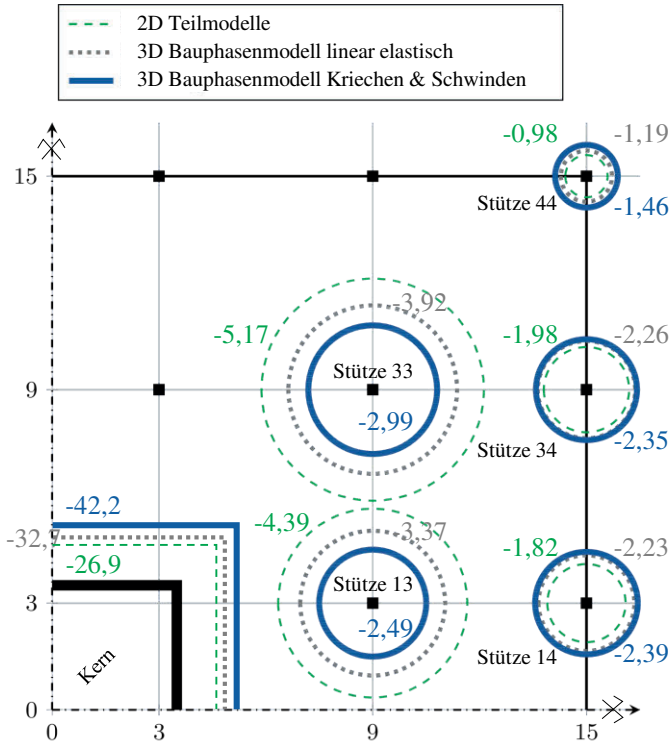


Abbildung 5.5: Maximale Stützennormalkräfte bzw. Kernnormalkraft in [MN] infolge der Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden in den vertikalen Bauteilen

Kriechen in den horizontalen Bauteilen

Die horizontalen Bauteile sind hauptsächlich auf Biegung beansprucht und dabei vergrößert das Kriechen des Betons die Durchbiegungen. Dies entspricht einer Reduktion der Biegesteifigkeit der Decken und führt qualitativ wie die Steifigkeitsabminderung in den Decken infolge Biegerissbildung (vergleiche Abschnitt 4.5.2) zu einer verringerten Rahmenwirkung der 3D-Tragstruktur bzw. reduzierten Lastumverteilung zwischen den vertikalen Bauteilen. Für die Erfassung und Bewertung dieses Effektes in einer zeitdiskreten Analyse wird basierend auf dem herrschenden Biegemoment eines Elementes auf die kriechrelevanten Spannungen / Verkrümmungen geschlossen. Daraus wird dann mittels Kriechzahl φ eine Kriechverkrümmung ermittelt, welche als Verformungseinwirkung für den Zeitschritt im FE-Modell angesetzt wird. Infolge der aufeinander aufbauenden Berechnungszeitschritte werden nur die jeweilige Differenzverkrümmungen von Zeitschrittbeginn zu Zeitschrittende als Einwirkung pro Zeitschritt aufgebracht.

In der Ermittlung der Kriechverkrümmungen wird vereinfacht weiterhin von einem ungerissenen Querschnitt (Zustand I) ohne Bewehrung ausgegangen. Diese Annahme überschätzt die Verkrümmungen infolge des Kriechens zum Teil. Dies wird unter anderem auch in Zilch und Zehetmaier (2010) beschrieben und ist schematisch in Abbildung 5.6 aufgezeigt.

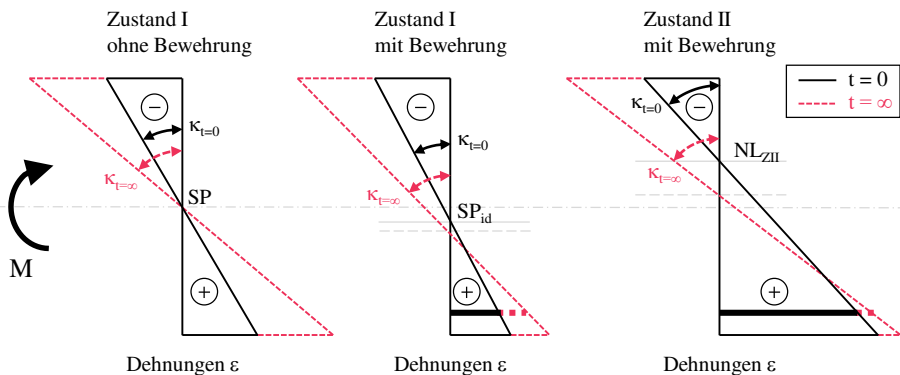


Abbildung 5.6: Verkrümmungen eines Stahlbetonquerschnitts infolge Kriechen in Anlehnung an Zilch und Zehetmaier (2010)

Für einen unbewehrten Betonquerschnitt (Abbildung 5.6 links) erhöhen sich die Dehnung in jeder Querschnittsfaser und folglich auch die Querschnittsverkrümmung einfach um den φ -fachen Wert. Dabei rotiert die Dehnungsebene um den Schwerpunkt des Querschnitts. Wird hingegen ein symmetrisch oben und unten bewehrter Querschnitt beachtet, können sich die Kriechverformungen infolge der

Behinderung durch die Bewehrung nicht mehr frei einstellen und es ist eine geringere Verkrümmung zu erwarten. Bei einem realen Biegebauteil wird normalerweise eine höhere Bewehrungsmenge auf der gezogenen Seite angeordnet. Dies führt zu dazu, dass sich der ideale Querschnittsschwerpunkt im ungerissenen Zustand zum Zeitpunkt $t = 0$ zur Bewehrung verschiebt (Abbildung 5.6 mittig). Bei der Berücksichtigung von Kriechen des Betons wandert die Dehnungsnulllinie noch weiter in Richtung Zugbewehrung (hier nach unten). Infolge der Verformungsbehinderung durch die Bewehrung ist die Verkrümmungszunahme geringer als beim unbewehrten Querschnitt.

Bei einem gerissenen Querschnitt (Zustand II - Abbildung 5.6 rechts) verschiebt sich prinzipiell die Nulllinie im Vergleich zum ungerissenen Querschnitt zur Druckseite. Des Weiteren tritt im Rissquerschnitt hauptsächlich ein Kriechen des Betons in der Druckzone auf, das zu einer Vergrößerung der Druckzone führt. Die Stahldehnung steigt nur geringfügig infolge der Reduktion des inneren Hebelarms an (keine Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen berücksichtigt). Folglich ist die Verkrümmungszunahme durch das Kriechen im gerissenen Querschnitt geringer als beim ungerissenen Querschnitt. Darüber hinaus weist der Zugbewehrungsgrad im gerissenen Querschnitt einen größeren Einfluss auf die Verkrümmungszunahme durch Kriechen auf (vergleiche Zilch und Zehetmaier (2010)). Berücksichtigt man vergleichsweise nun auch die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen, so ist eine höhere Zunahme der Krümmungen bei Langzeitbeanspruchungen durch das Kriechen des Betons zwischen den Rissen bzw. das Verbundkriechen sowie der Verschlechterung des Verbundes infolge wiederholte Belastung zu erwarten. Dies geht mit der von König und Tue (1996) beschriebenen Erhöhung der Rissbreite infolge langandauernder Belastungen einher.

Mit Blick auf die vertikale Lastverteilung in einem ganzheitlichen 3D-Gebäudemodell führt die Überschätzung der Kriechverkrümmungen zu einer geringeren Lastumverteilung als bei einer Vernachlässigung des Kriechens der Decken. Folglich können über diese beiden Grenzfälle die Auswirkungen auf das System beschrieben und bewertet werden.

Nachfolgend werden in Abbildung 5.7 die Änderungen der maximalen Stützennormalkräfte zwischen linear elastischer Bauphasenberechnung und zeitdiskreter viskoelastischer Bauphasenberechnung mit und ohne Berücksichtigung des zeitabhängigen Verformungsverhaltens von Beton in den Decken abgebildet. Ein negatives Vorzeichen entspricht hierbei wiederum einer Erhöhung der Drucknormalkraft, ein positives einer Reduktion der Drucknormalkraft. Es ist dabei zu erkennen, dass die Umlagerungen im statisch unbestimmten System des Gebäudes infolge der Berücksichtigung des zeitabhängigen Verformungsverhalten in den Decken stark reduziert werden. Beispielsweise erkennt man bei der Innenstütze 33 eine Reduktion der Umlagerungen von 24 % ($\hat{=}$ 928 kN) auf nur mehr 4 % ($\hat{=}$ 161 kN). Die höchsten Kraftumlagerungen mit Berücksichtigung der zeitabhängigen Verformungen in den Decken sind noch in den Eckstützen mit 12 % ($\hat{=}$ 144 kN). Somit sind nur

mehr geringfügige Unterschiede zu den linear elastischen Berechnungsergebnissen vorhanden.

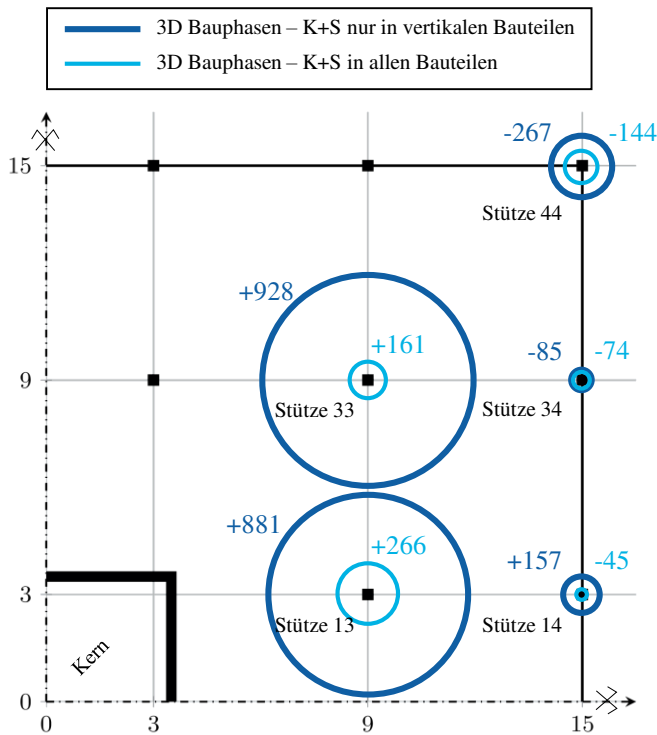


Abbildung 5.7: Änderungen der maximalen Stützennormalkräfte in [kN] zwischen linear elastischer und zeitdiskreter Bauphasenanalyse mit und ohne Berücksichtigung des zeitabhängigen Verformungsverhalten der Decken (negatives Vorzeichen entspricht einer Erhöhung der Drucknormalkraft)

Die bekannte vereinfachte Abminderung der Biegesteifigkeit der Decken über einen konstanten effektiven E-Modul $E_{c,\text{eff}} = E_c / (1 + \varphi)$ von Beton kann das Kriechen in den Decken annähernd beschreiben (vergleiche unter anderem EN-1992-1-1 (2015), König und Tue (2008) und Zilch und Zehetmaier (2010)). Hierbei ist die Näherung des Ergebnisses jedoch nur für den bestimmten Zeitpunkt, welcher in der Ermittlung der Kriechzahl angesetzt ist, gut treffend. Dies wird beispielsweise in Abbildung 5.8 für die Betrachtungszeitpunkte 150 Tage und 2 Jahre anhand der Normalkraft der Innenstütze 33 aufgezeigt. Die Normalkraft an den beiden gewählten Zeitpunkten ist entsprechend mit einem Kreuz gekennzeichnet. Wie zu erkennen ist, sind im Vergleich zur zeitdiskreten Analyse mit Kriechen und Schwinden in allen Bauteilen (hellblauer Verlauf) die Lastumlagerungen an den gewählten Betrachtungszeit-

punkten infolge der Berechnung mit effektivem E-Modul der Decken nur marginal kleiner. Dies begründet sich dadurch, dass der konstante effektive E-Modul im jungen Bauteilalter die Biegesteifigkeit unterschätzt und sich so nur geringere Lastumlagerungen einstellen können. Bei dieser Methode werden außerdem keine Lastumlagerungen bzw. allmähliche Laststeigerungen oder eine Behinderung der Kriechverformungen durch die vorhandene Bewehrung berücksichtigt.

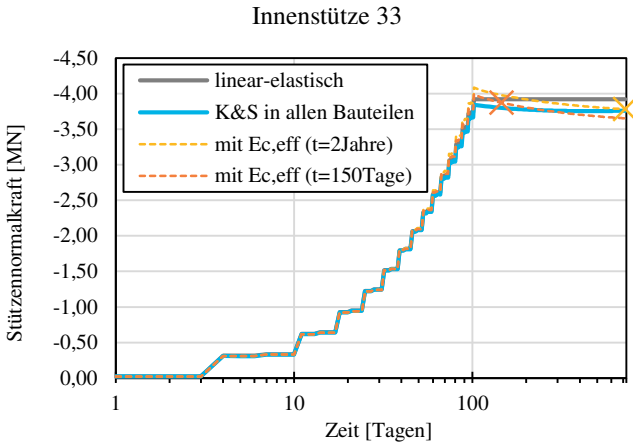


Abbildung 5.8: Auswirkungen eines effektiven E-Moduls in den Decken auf die zeitliche Entwicklung der maximalen Normalkraft der Innenstütze 33 unter Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden in allen Bauteilen im Vergleich zu einer zeitdiskreten Analyse

5.3 Einfluss durch die Berücksichtigung des vorhandenen Bewehrungsgrades

5.3.1 Modellierungsansätze der Bewehrung

In üblichen Simulationen von Stahlbetonbauten werden die Schnittkräfte der Bauteile anhand eines linear elastischen Materialverhaltens (ohne Rissbildung) und ohne Berücksichtigung der eingebauten Bewehrung ermittelt. Im Kontext von statischen Simulationen an ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen treten jedoch Auswirkungen infolge erhöhter Dehnsteifigkeiten durch die Berücksichtigung der vorhandenen Bewehrung insbesondere bei schlanken Stützen mit hohem Bewehrungsgrad auf. Durch die Berücksichtigung der Bewehrung im 3D-Gebäudemodell

werden zudem die zeitlichen Verformungen des Betons infolge von Kriechen und Schwinden behindert. Somit treten ein Eigenspannungszustand innerhalb des Bauteils, sowie reduzierte zeitliche Bauteilverformungen auf. Darüber hinaus sind vor allem die kriecherzeugenden Spannungen im Beton geringer als bei Simulationen ohne Bewehrung. Speziell bei stark variierenden Bewehrungsgraden, wie z.B. zwischen Stützen und Kernwänden, werden die auftretenden zeitlichen Lastumlagerungen sowie Bauteilverformungen durch das Zusammenspiel der zeitlichen Verformungen mit der vorhandenen Bewehrung und der Rahmensteifigkeit des Systems beeinflusst.

Die gängigen Modelle zur Ermittlung der Kriech- und Schwinddehnungen, wie z.B. nach EN-1992-1-1 (2015) oder *fib-Modelcode* (2012), bilden das reine Materialverhalten des Betons ab. Um die resultierenden Bauteildehnungen jedoch korrekt zu beschreiben, muss die innere Behinderung durch die vorhandene Bewehrung bei der Implementierung in einem 3D-Gebäudemodell berücksichtigt werden. Dies kann mittels einer Reduktion der zeitlichen Dehnungseinwirkungen im linear elastischen Berechnungsmodell erfolgen, wenngleich dies für die nachfolgenden detaillierten und komplexen zeitdiskreten 3D-Analysen nicht korrekt umsetzbar ist. Hierbei müsste die wirksame Kriechdehnung in jedem Zeitschritt in Abhängigkeit vom Belastungszeitpunkt und Bewehrungsgrad des jeweiligen Bauteils einzeln erfasst werden. Als Alternative kann aber die vorhandene Bewehrung als zusätzliche knotenidentische finite Elemente aus Bewehrungsstahl modelliert werden. Eine solche Vorgehensweise wurde auch von Kurc und Lulec (2013) eingesetzt, wobei nur die vertikale Bewehrung mittels vertikalen Fachwerkelementen in Betonstabelementen und Betonscheibenelementen angeordnet wurden.

Für die zeitdiskreten Analysen am 3D-Gebäudemodell des repräsentativen Untersuchungsobjekts wurde die in Abbildung 5.9 schematisch dargestellte diskrete Bewehrungsmodellierung eingesetzt. Hierbei werden Fachwerkelemente als zusammengefasste Bewehrung zu den ursprünglich generierten Stabelementen (Beton) hinzugefügt. Zur Abbildung der Bewehrung in den ursprünglich generierten Schalelementen (Beton) wurden Membranelemente mit orthotropen Eigenschaften eingefügt. Die nachfolgend dargestellten Simulationen am repräsentativen Untersuchungsobjekt gehen vereinfacht von einem starreren Verbund zwischen Beton und Bewehrung aus. Folglich besitzen die neu hinzukommenden Bewehrungselemente immer identische Knoten (in Abbildung 5.9 bspw. die Knoten $I - N$) mit den ursprünglich generierten Betonelementen. Die Fachwerkelemente können ausschließlich Normalkräfte N übertragen und die Membranelemente übertragen lediglich die Scheibennormalkräfte n_x und n_y . Eine Aufnahme von Scheibenscherkkräften n_{xy} ist infolge des orthogonalen Bewehrungsnetzes nicht möglich. Die entsprechende Bewehrungsmenge (Bewehrungsfläche) des Bauteils wird jeweils für Membranelemente über eine flächenäquivalente Dicke (t_x bzw. t_y), sowie für Fachwerkelemente über einen flächenäquivalenten Durchmesser d modelliert.

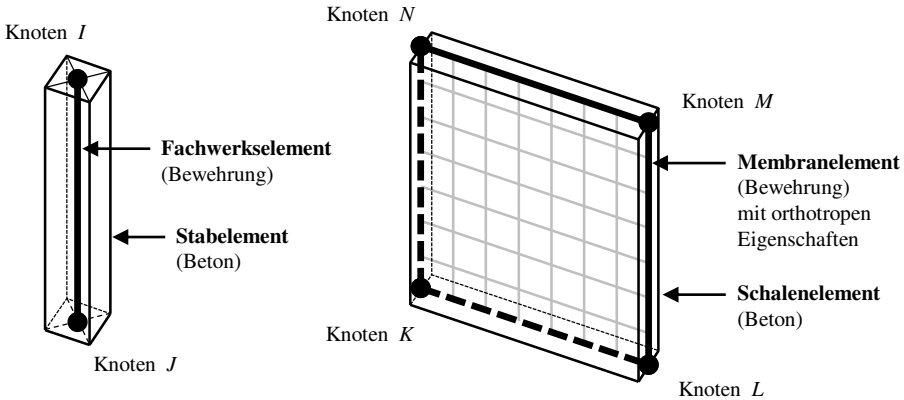


Abbildung 5.9: Modellierung der vorhandenen Bewehrung über knotenidentische Fachwerkstäbe in den Stabelementen der Stützen (links) und Membranelemente in den Schalenelementen der Kernwände (rechts)

5.3.2 Auswirkungen auf die Lastverteilung im Gebäude

Kriechen und Schwinden ausschließlich in den vertikalen Bauteilen

Zur Darstellung der Auswirkungen der Berücksichtigung der vorhandenen Bewehrung auf die Lastverteilung werden nachfolgende Untersuchungsergebnisse des repräsentativen Untersuchungsobjekts angeführt. Dabei wurden nur das zeitabhängige Verhalten des Betons in den vertikalen Bauteilen und folglich auch nur die vertikale Bewehrung simuliert. Generell wurden zwei Fälle der vorhandenen Bewehrungsverteilung unterschieden. Einerseits ist dies ein Fall mit einer konstanten Bewehrungsmenge über die Gebäudehöhe, wobei die Kernwände mit einer Mindestbewehrung von $\rho_1 = 0,2\%$ und alle Stützen unabhängig von Lage und Belastung mit einem Bewehrungsgrad von $6,0\%$ (entspricht dem maximalen Bewehrungsgrad aus der Analyse an extrahierten 2D-Teilmodellen unter Vollast) modelliert sind. Andererseits wird ein Fall einer abgestuften Bewehrungsverteilung ebenso betrachtet. Hierbei enthalten die Kernwände wiederum eine Mindestbewehrung von $\rho_1 = 0,2\%$. Die Stützen weisen jedoch optimierte Bewehrungsgrade infolge der konventionellen Analyse an extrahierten 2D-Teilmodellen unter Vollast auf. Zusätzlich ist der Referenzfall ohne die Berücksichtigung der Bewehrung angeführt (entspricht den Ergebnissen aus Abschnitt 5.2 mit Kriechen und Schwinden ausschließlich in den vertikalen Bauteilen).

Eine Berücksichtigung der vorhandenen Bewehrung in einer linear elastischen Berechnung ergibt beim repräsentativen Untersuchungsobjekt nur geringe Lastumverteilungen, wie in Tabelle 5.2 zu erkennen ist. Hierbei tritt eine maximale

Änderung der Stützennormalkräfte von rund 8 % in der Innenstütze 33 im Fall einer abgestuften Bewehrungsverteilung auf. In den weiteren Stützen sind noch deutlich geringere Kraftänderungen zu erkennen. Jedoch werden die kriechrelevanten Betonspannungen infolge der Berücksichtigung der Bewehrung signifikant reduziert. Dies kann für die linear elastische Analyse mittels Verformungskompatibilität am Querschnitt hergeleitet werden und ergibt bei einem Bewehrungsgrad von 6,0 % eine Reduktion der Betonspannungen um rund 27 %. Folglich treten durch die geringeren Betonspannungen auch geringere Kriechverformungen auf, welche eben zu den zeitlichen Lastumlagerungen führen. Folglich kann eine deutlich unterschiedliche Lastverteilung zu jener aus dem Referenzfall ohne Berücksichtigung der Bewehrung erwartet werden.

Tabelle 5.2: Ergebnisse von linear elastisch Analysen mit unterschiedlichen Bewehrungsverteilungen berechnet am 3D-Bauphasenmodell mit biegesteifen Anschlüssen (negatives Vorzeichen der Normalkraftänderung bedeutet eine Erhöhung der Drucknormalkraft)

	ohne Bewehrung Normalkraft [MN]	konstante Bewehrung Normalkraftänderung in % von ohne Bew.	abgestufte Bewehrung Normalkraftänderung in % von ohne Bew.
Innen- stütze 13	-3,37	-5,5	-5,5
Innen- stütze 33	-3,92	-4,1	-8,1
Rand- stütze 14	-2,23	+1,8	+3,7
Rand- stütze 34	-2,26	+1,1	+4,1
Eck- stütze 44	-1,19	+3,0	+0,1

In Abbildung 5.10 werden die zeitlichen Entwicklungen der Stützennormalkräfte unter Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden für die zwei Fälle mit Bewehrung und dem Referenzfall ohne Bewehrung dargestellt. Zusätzlich sind auch die Verläufe der linear elastischen Berechnung am 3D-Bauphasenmodell mit biegesteifen Anschlüssen sowie die Ergebnisse der 2D-Berechnung mit ausschließlich gelenkigen Stützenanschlüssen dargestellt.

Die Simulation mit konstanter Bewehrung in allen Stützen über die gesamte Gebäudehöhe (blau gepunktete Linie in Abbildung 5.10) nähert sich im Vergleich zum Referenzfall ohne Bewehrung (blau durchgezogene Linie) stark an die linear elastische Berechnung ohne Bewehrung (graue durchgezogene Linie) an. Somit tritt beispielsweise ein Normalkraftunterschied zur linear elastischen Berechnung in der

Innenstütze 33 nach zwei Jahren von 6,1 % im Fall der konstanten Bewehrung anstelle der 24 % ohne Bewehrung auf. Diese Reduktion der Laständerung begründet sich an dem deutlichen Unterschied im Bewehrungsgrad zwischen Stützen (6,0 %) und Kernwänden (0,2 %). Infolge der hohen Bewehrungsmenge in den Stützen treten deutlich geringere Gesamtverformungen der Stützen als im Referenzfall ohne Bewehrung auf und somit sind die geringeren Umlagerungen zu erklären.

Eine viskoelastische Berechnung mit einer abgestuften Bewehrungsverteilung in den Stützen (blau strichlierte Linie in Abbildung 5.10) führt vergleichsweise sogar zu einer Erhöhung der Normalkräfte in den Innenstützen bezogen auf die Ergebnisse der linear elastischen Berechnung ohne Bewehrung. Für die Innenstütze 33 beträgt die Krafterhöhung rund 14 %. Begründet kann dies damit werden, dass die Rand- und Eckstützen bei diesem Fall der Bewehrungsverteilung nur geringe Bewehrungsgrade aufweisen; beispielsweise ist nur mehr die Mindestbewehrung ab dem vierten Stockwerk in diesen Stützen enthalten. Folglich treten hierdurch in den Rand- und Eckstützen größere Gesamtverformungen infolge von Kriechen und Schwinden auf, da die Behinderung durch die vorhandene Bewehrung geringer ist und auch die kriecherzeugenden Betonspannungen größer sind als beim Fall mit konstanter Bewehrung. Hierdurch kann die Kraftumverteilung insbesondere von den Randstützen und dem Kern hin zu den hochbewehrten Innenstützen beobachtet werden.

Der Vergleich der Ergebnisse unter Berücksichtigung der vorhandenen Bewehrung im 3D-Gesamtmodell mit jenen der Analyse an extrahierten 2D-Teilmodellen zeigt, dass die ermittelten maximalen Stützenkräfte der hochbelasteten Innenstützen bei Berücksichtigung der Bewehrung noch niedriger sind (siehe Abbildung 5.10). So ist beispielsweise die Normalkraft der Innenstütze 33 bei abgestufter Bewehrung um 12 % kleiner und bei konstanter Bewehrung um 29 % kleiner als jene aus der 2D-Berechnung.

Aus den Ergebnissen kann abgeleitet werden, dass prinzipiell eine Berücksichtigung des zeitabhängigen Verformungsverhaltens von Beton in den vertikalen Bauteilen eines 3D-Gebäudemodells lediglich bei gleichzeitiger Berücksichtigung der vorhandenen Bewehrung sinnvolle Ergebnisse liefert. Speziell bei stark variierenden Bewehrungsgraden in einem Geschoss ergeben sich sonst deutlich falsche Lastverteilungen. Generell überschätzt eine Analyse unter Berücksichtigung des zeitabhängigen Betonverformungsverhaltens ohne Bewehrung die auftretenden Bauteilverformungen sowie meist auch das mögliche viskoelastische Umlagerungspotential in der Lastverteilung eines ganzheitlichen 3D-Gebäudemodells.

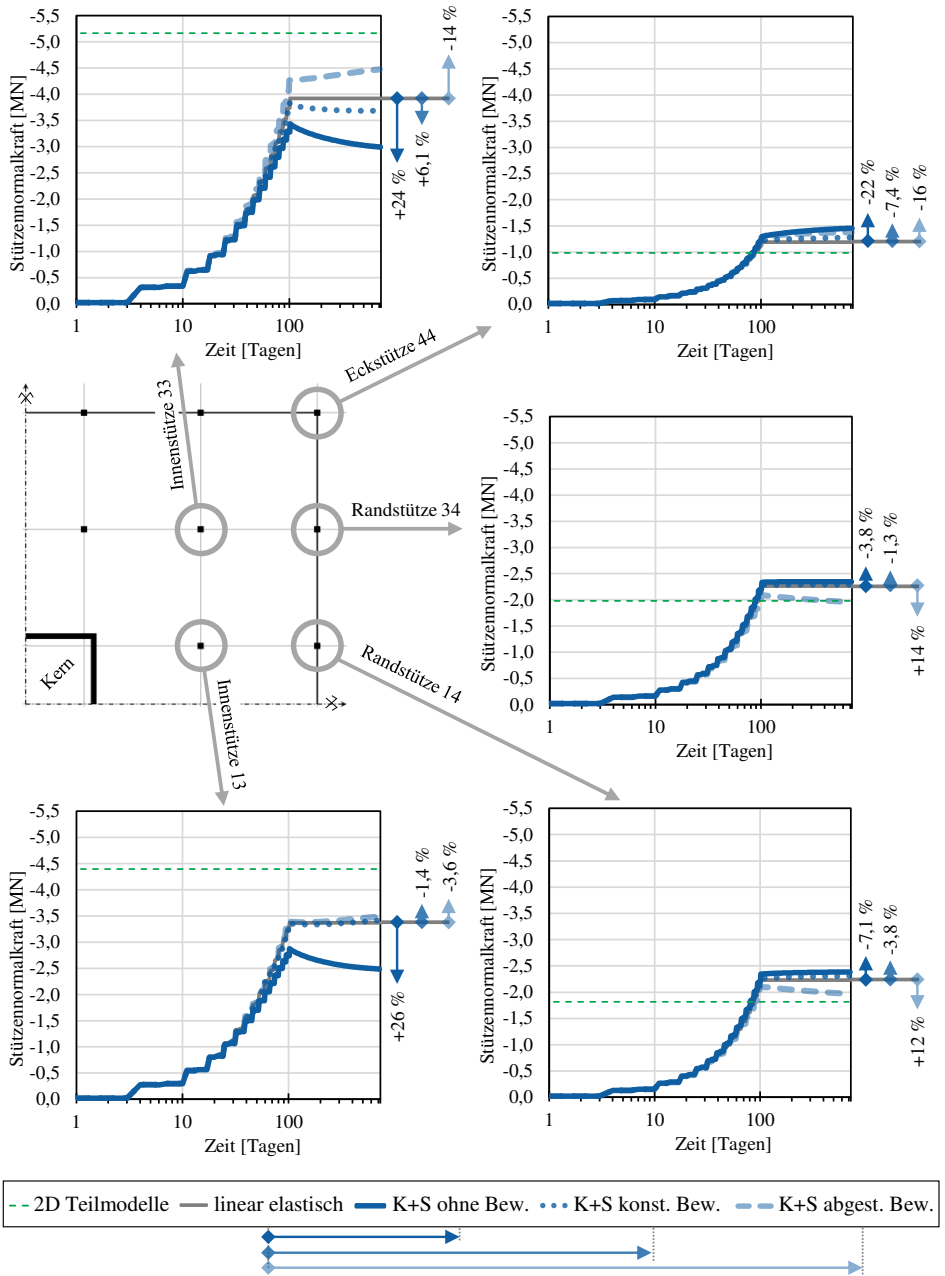


Abbildung 5.10: Entwicklung der maximalen Stützenkräfte unter Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden sowie der vorhandenen Bewehrung in den vertikalen Bauteilen (negativer Prozentwert entspricht einer Erhöhung der Drucknormalkraft)

Einfluss der gleichzeitigen Berücksichtigung der zeitabhängigen Verformungen in den horizontalen Bauteilen

Wie zuvor in den entsprechenden Abschnitten beschrieben wurde, besitzt vor allem das Kriechen in den horizontalen Bauteilen als zeitabhängige Verformungseinwirkung auch großen Einfluss auf die vertikale Lastverteilung im Gebäude. Bei Berücksichtigung der vorhandenen Bewehrung können aber ebenfalls infolge des Schwindens zusätzliche Verkrümmungen des Querschnittes entstehen, wie unter anderem von König und Tue (2008) detailliert erläutert. Dabei treten diese zusätzlichen Verkrümmungen in Fällen einer unsymmetrischen Bewehrungsverteilung zwischen Druck- und Zugbewehrung eines Querschnittes auf. Infolge der konstruktiven Anordnung von Bewehrung an Deckenober- und Unterseite sowie der geringen Bewehrungsgrade der Decken (in der Regel kleiner 1 %) treten aber nur geringe Verkrümmungen, basierend auf der ungleichmäßigen Behinderung des Schwindens durch die Bewehrung, auf. Für die Analyse des repräsentativen Untersuchungsobjekts wird daher auf eine Abbildung dieses Effektes verzichtet. Wie bereits in Abbildung 5.6 dargestellt und im entsprechenden Abschnitt beschrieben, reduziert die vorhandene Bewehrung die Kriechverkrümmung im Vergleich zum Bruttoquerschnitt. Hierbei spielt aber besonders die Rissbildung eine entscheidende Rolle auf die Auswirkungen. Im Rahmen dieser Arbeit wird auf eine umfassende Untersuchung des Zusammenwirkens von Rissbildung, Schwinden und Kriechen verzichtet, da hier prinzipiell die Auswirkungen sowie eine mögliche praktische Anwendung im Fokus stehen sollen. Wengleich die Erfassung des Kriechens am unbewehrten ungerissenen Querschnitt die Kriechverkrümmung geringfügig überschätzt, ist dies als Extremfall zur Bewertung des Einflusses durchaus zweckmäßig und ermöglicht eine einfache ingenieurmäßige Erfassung mittels reduzierter Biegesteifigkeit (via effektiven E-Modul), wie in Abschnitt 5.2 bereits gezeigt wurde.

Nachfolgend wird in Abbildung 5.11 exemplarisch die Entwicklung der Normalkraft der Innenstütze 33 mit den unterschiedlichen Bewehrungsverteilungen im Gebäude inklusive der zeitdiskreten Abbildung des Kriechens in den horizontalen Bauteilen dargestellt. Darüber hinaus sind mittels Kreuze die ermittelten Normalkräfte bei Simulationen mit reduzierter Biegesteifigkeit der horizontalen Bauteile angeführt. Es ist zu erkennen, dass die Normalkraft der Innenstütze 33 durch die reduzierte Deckenbiegesteifigkeit infolge Kriechens vergrößert wird und dabei einen höheren Wert als die linear elastische Bauphasenberechnung ergibt. Insgesamt erhöhen sich somit die Unterschiede zwischen den Stützenkräften im selben Stockwerk. Des Weiteren trifft auch hier die vereinfachte Abminderung der Biegesteifigkeit der horizontalen Bauteile über einen konstanten effektiven E-Modul die zeitdiskrete Analyse gut. Im Falle einer abgestuften Bewehrungsverteilung in den Stützen tritt hierbei die maximale Abweichung von rund 5 % auf.

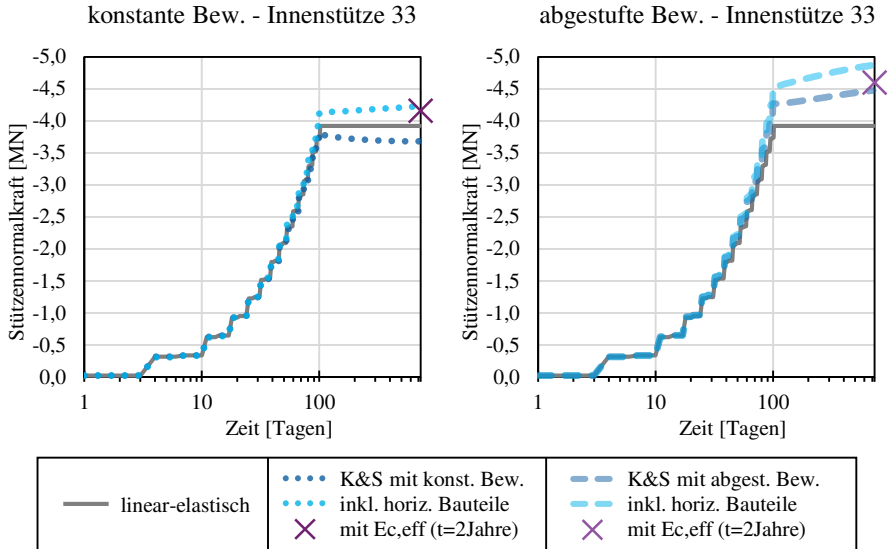


Abbildung 5.11: Auswirkungen der zeitlichen Verformungen der horizontalen Bauteile auf die Entwicklung der maximalen Normalkraft der Innenstütze 33 bei unterschiedlichen Bewehrungsverteilungen (links: konstante Bew.; rechts: abgestufte Bew.)

5.4 Vorschlag einer ingenieurmäßigen Vorgehensweise

5.4.1 Allgemeines

Die zuvor eingesetzte zeitdiskrete Analyse zur Erfassung des zeitabhängigen Verformungsverhaltens von Beton ist eine generell anwendbare und detaillierte Lösungsmöglichkeit. Jedoch ist sie als aufwendig, komplex und nicht leicht prüfbar anzusehen. Folglich sollten für die praktische Anwendung einfachere Methoden genutzt werden, wenngleich diese trotzdem das komplexe Zusammenwirken aller Einflussfaktoren im ganzheitlichen 3D-Gebäudemodell treffsicher abbilden müssen. Auf Basis der durchgeführten detaillierten zeitdiskreten Analysen aus Abschnitt 5.3 konnten die wesentlichen Auswirkungen identifiziert und quantifiziert werden. Dazu gehören beispielsweise die tatsächlich herrschenden differentiellen Verformungen zwischen den einzelnen vertikalen Bauteilen und die somit einhergehenden Lastumverteilungen im Gebäude sowie auch im Bauteil selbst zwischen Beton und Bewehrung. Dabei wurde dargelegt, dass bei einer Analyse mit Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden ebenfalls immer der Einfluss der vorhandenen Bewehrung erfasst werden muss. Ansonsten treten keine realitätsnahen Ergebnisse auf, insbesondere bei stark variierenden Ausnutzungen bzw. Bewehrungsgraden der Bauteile.

5.4.2 Abbildung der zeitabhängigen Verformungen in den vertikalen Bauteilen mitsamt der vorhandenen Bewehrung

Basierend auf den Erkenntnissen wurde die nachfolgend beschriebene ingenieurmäßige Vorgehensweise zur Erfassung der zeitabhängigen Verformungen von Beton in den vertikalen Bauteilen und deren Zusammenwirken mit der vorhandenen Bewehrung abgeleitet. Der Ablauf der ingenieurmäßigen Vorgehensweise wird in Abbildung 5.12 exemplarisch für ein fiktives Beispielgebäude mit fünf Bauphasen gezeigt. Als Erstes wird eine linear elastische Bauphasenanalyse aus mehreren aufeinander aufbauenden Lastfällen durchgeführt (vergleiche Abschnitt 4.2.3). Nachfolgend wird ein Lastfall zur Berücksichtigung des Schwindens von Beton in den vertikalen Bauteilen berechnet. Auf Basis der sich hierbei einstellenden Lastverteilung in der Tragstruktur wird abschließend ein Kriechlastfall aufgesetzt. Beim Schwind- sowie beim Kriechlastfall kann die gewünschte Dauer des gewählten Betrachtungszeitraums angesetzt werden.

Wie in Abbildung 5.12 veranschaulicht ist, können der Schwind- bzw. der Kriechlastfall zur Laststeigerung oder auch Lastreduktion in einem Bauteil führen. Hierbei beeinflussen u. a. die Geometrie vom Gebäude sowie Bauteil, der Bewehrungsgrad und die Bewehrungsverteilung im Stockwerk das auftretende Verhalten.

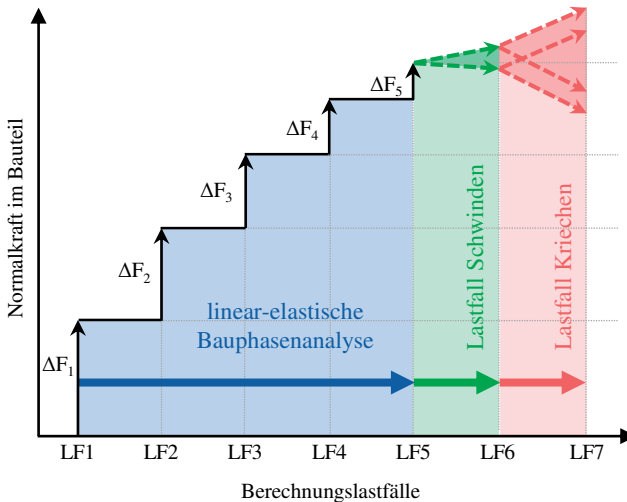


Abbildung 5.12: Ablauf der ingenieurmäßigen Vorgehensweise, veranschaulicht am Beispiel mit fünf Bauphasen

Zur Erfassung der wesentlichen Auswirkungen der zeitabhängigen Verformungen des Betons in den vertikalen Bauteilen unter Berücksichtigung der vorhandenen Bewehrung werden in der ingenieurmäßigen Vorgehensweise nachfolgenden drei Effekte berücksichtigt:

1. die Steifigkeitsunterschiede in den vertikalen Bauteilen infolge der vorhandenen Bewehrung durch Modifikation des E-Moduls E_{mod} entsprechend für jedes vertikale Bauteil einzeln zur Erfassung der erhöhten Systembehinderung
2. die innere Behinderung der zeitabhängigen Verformungen des Betons durch die vorhandene Bewehrung durch die Reduktion der Verformungseinwirkung
3. die verschiedenen Kriechgeschichten in den vertikalen Bauteilen durch die Modifikation der Kriechzahl φ anhand des Relaxationsbeiwerts ρ in Anlehnung an Trost (1967)

Die in 1. angeführte Modifikation des E-Moduls E_{mod} erfolgt auf Basis der Gleichung (5.1). Durch die Modifikation wird die Erhöhung der Dehnsteifigkeit infolge der vorhandenen Bewehrung abgebildet. In der Modellierung erfolgt die Berücksichtigung des modifizierten E-Moduls direkt als Materialeigenschaft des jeweiligen Bauteils. Bei einer linear elastischen Bauphasenanalyse ergeben sich somit identische Ergebnisse infolge der Modifikation des E-Moduls (ingenieurmäßige Vorgehensweise) und der diskreten Bewehrungsmodellierung. Sowie zuvor bei der zeitdiskreten Analyse mit Bewehrung müssen auch bei der ingenieurmäßigen Vorgehensweise sinnvolle Bewehrungsmengen für die erste Berechnung einer Struktur abgeschätzt werden.

$$E_{\text{mod}} = E_c \cdot (1 + \alpha_e \rho_s) \quad (5.1)$$

mit:

$$\begin{aligned} E_c & \dots \text{ E-Modul des Betons} \\ \alpha_e = E_s / E_c & \dots \text{ Verhältnis der E-Moduln} \\ \rho_s = A_s / A_c & \dots \text{ geometrischer Bewehrungsgrad} \end{aligned}$$

Die Berücksichtigung der in 2. angeführten inneren Verformungsbehinderung durch die vorhandene Bewehrung wird beim Lastfall Schwinden mittels Reduktion der einwirkenden Schwindverkürzung nach EN-1992-1-1 (2015) $\varepsilon_{\text{cs,EC2}}$ auf eine effektive Schwindeinwirkung $\varepsilon_{\text{cs,eff}}$ durchgeführt. Gleichung (5.2) stellt die dafür notwendige Berechnungsformel dar. Die resultierende effektive Schwindeinwirkung beschreibt hierbei jene sich tatsächlich am Bauteil einstellende Schwinddehnung. Diese ist um den Anteil aus der inneren Behinderung durch die vorhandene Bewehrung verkleinert, aber unabhängig von der 3D-Struktur des Gebäudes und wird als Verformungseinwirkung am modifizierten Berechnungsmodell angesetzt. Der Faktor

$(1 + \rho\varphi)$ in Gleichung (5.2) bildet das Kriechen infolge des behinderten Schwindens ab.

$$\varepsilon_{cs,eff} = \varepsilon_{cs,EC2} \cdot \frac{1}{1 + \alpha_e \rho_s \cdot (1 + \rho\varphi)} \quad (5.2)$$

mit:

- $\varepsilon_{cs,EC2}$... Schwindeinwirkung nach EC2 [EN-1992-1-1 (2015)]
- ρ ... Relaxationsbeiwert nach Trost (1967)
- φ ... Kriechzahl für den Betrachtungszeitraum

Die in 2. angeführte innere Verformungsbehinderung durch die vorhandene Bewehrung wird auch bei der Ermittlung der an das 3D-Gebäudemodell zu übergebenden effektiven Kriechdehnung $\varepsilon_{cc,eff}$ berücksichtigt. Die Gleichung (5.3) stellt hierzu die Berechnungsformel dar. Im Gegensatz zum Schwinden muss beim Kriechen die Ermittlung der effektiven Einwirkung immer einzeln für jedes Element geführt werden, da das Kriechen von der Spannung im Bauteil abhängig ist. So muss zur Ermittlung der Kriechdehnungen zuerst die linear elastische Dehnung, basierend auf der Belastung des Bauteils, ausgelesen bzw. ermittelt werden. In der ingenieurmäßigen Vorgehensweise wird hierbei die Lastverteilung aus Eigengewicht nach der letzten Bauphase und Schwinden als Basis angesetzt. Die Kriechzahl φ wird hier basierend auf der vollen Länge des Betrachtungszeitraums, einem mittleren Erstbelastungsalter der Bauteile und der entsprechenden weiteren Randbedingungen gemäß EN-1992-1-1 (2015) einmalig für die Stützen bzw. Kernwände berechnet. Zur Erfassung der unterschiedlichen Kriechgeschichten (nach Punkt 3.) der einzelnen Elemente infolge der Lastgeschichte und des Herstellungszeitpunktes im Bauprozess wird der Relaxationsbeiwert $\rho = 0,8$ in Anlehnung an Trost (1967) in der ingenieurmäßigen Vorgehensweise angesetzt. Folglich beschreiben die ersten zwei Terme der Gleichung (5.3) die einwirkende Kriechdehnung und der dritte Term berücksichtigt wie beim Schwinden die innere Behinderung durch die im Bauteil vorhandene Bewehrung.

$$\varepsilon_{cc,eff} = \frac{N}{A_c \cdot E_{mod}} \cdot \rho\varphi \cdot \frac{1}{1 + \alpha_e \rho_s \cdot (1 + \rho\varphi)} \quad (5.3)$$

mit:

- $\varepsilon_{cs,EC2}$... Schwindeinwirkung nach EC2 [EN-1992-1-1 (2015)]
- ρ ... Relaxationsbeiwert nach Trost (1967)
- φ ... Kriechzahl für den Betrachtungszeitraum

Die angeführten Gleichungen (5.1) bis (5.3) sind mechanisch konsistent über das Kräftegleichgewicht und die Verformungskompatibilität am Bauteilquerschnitt (siehe Abbildung 5.13) herleitbar.

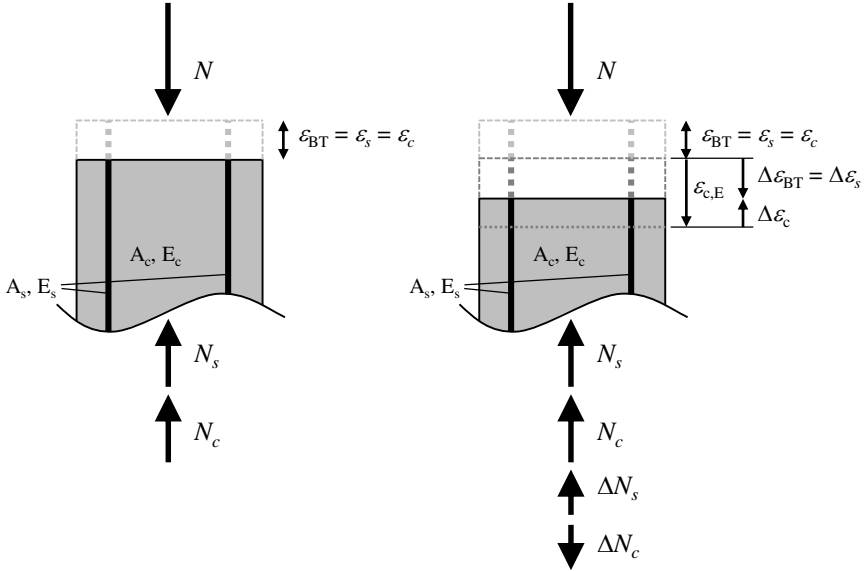


Abbildung 5.13: Kräftegleichgewicht und die Verformungskompatibilität am Stahlbetonquerschnitt unter axialer Beanspruchung (links: bei ausschließlich Normalkraft N ; rechts: bei Normalkraft N und zusätzlicher Dehnungseinwirkung $\epsilon_{c,E}$)

So wird der modifizierte E-Modul E_{mod} über die elastische Kraftaufteilung der Stütznormalkraft N zwischen Bewehrungsstahl (N_s) und Beton (N_c) definiert (vergleiche Abbildung 5.13 links) und die Herleitung ist in den nachfolgenden Gleichungen 5.4 bis 5.11 dargestellt.

Es gilt:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad \sigma = \frac{N}{A} \quad \Rightarrow \quad \varepsilon = \frac{N}{E \cdot A} \quad (5.4)$$

sowie das Kräftegleichgewicht und die Verformungskompatibilität:

$$N = N_s + N_c \quad \varepsilon_s = \varepsilon_c \quad (5.5)$$

Aus der Verformungskompatibilität lässt sich die Normalkraft im Bewehrungsstahl N_s wie folgt berechnen:

$$\frac{N_c}{E_c \cdot A_c} = \frac{N_s}{E_s \cdot A_s} \quad (5.6)$$

$$N_s = N_c \cdot \frac{A_s}{A_c} \cdot \frac{E_s}{E_c} = N_c \cdot \rho_s \cdot \alpha_e \quad (5.7)$$

Anhand des Kräftegleichgewichts ermittelt sich die gesamte Normalkraft der Stütze mit:

$$N = N_c + N_c \cdot \rho_s \cdot \alpha_e = N_c \cdot (1 + \alpha_e \rho_s) \quad (5.8)$$

Der modifizierte E-Modul E_{mod} wird so definiert, dass sich die identische Dehnung unter der gesamten Normalkraft in der Stütze bezogen auf den Betonquerschnitt ergibt. Daher wird nachfolgend die Verformungskompatibilität dafür aufgestellt:

$$\frac{N}{E_{\text{mod}} \cdot A_c} = \frac{N_c}{E_c \cdot A_c} \quad (5.9)$$

Für N wird nun die Gleichung 5.8 eingesetzt und es ergibt sich:

$$\frac{N_c \cdot (1 + \alpha_e \rho_s)}{E_{\text{mod}} \cdot A_c} = \frac{N_c}{E_c \cdot A_c} \quad (5.10)$$

Daraus erschließt sich der modifizierte E-Modul, wie in Gleichung (5.1) angegeben, mit:

$$E_{\text{mod}} = E_c \cdot (1 + \alpha_e \rho_s) \quad (5.11)$$

Zur Herleitung der effektiven Verformungseinwirkung $\varepsilon_{c,\text{eff}}$ infolge der zeitlichen Betonverformungen unter Berücksichtigung der vorhandenen Bewehrung (siehe Gleichungen 5.12 bis 5.20) wird der bereits mittels Normalkraft N beanspruchte Stützenstahlbetonquerschnitt zusätzlich durch eine Verkürzung des Betons, abgebildet als Dehnungseinwirkung $\varepsilon_{c,E}$, beansprucht (siehe Abbildung 5.13 rechts). Dabei müssen die zusätzlichen Differenzkräfte ΔN_s und ΔN_c im Gleichgewicht stehen und ebenfalls muss die entsprechende Verformungskompatibilität der zusätzlichen Dehnungen gewährleistet werden.

So gilt für die Verformungskompatibilität des Querschnitts:

$$\Delta\varepsilon_s = \varepsilon_{c,E} - \Delta\varepsilon_c \quad (5.12)$$

$$\frac{\Delta N_s}{E_s \cdot A_s} = \varepsilon_{c,E} - \frac{\Delta N_c}{E_c \cdot A_c} \cdot (1 + \rho\varphi) \quad (5.13)$$

Hierbei berücksichtigt der Term $(1 + \rho\varphi)$ die Erhöhung der Betondehnung infolge des allmählich auftretenden Kriechens der Differenzbetonkraft (in Anlehnung an Trost (1967)). Unter der Nutzung des Kräftegleichgewichts

$$\Delta N_s = \Delta N_c \quad (5.14)$$

ergibt die Differenzstahlkraft sich wie folgt:

$$\frac{\Delta N_s}{E_s \cdot A_s} + \frac{\Delta N_s \cdot (1 + \rho\varphi)}{E_c \cdot A_c} = \varepsilon_{c,E} \quad (5.15)$$

$$\Delta N_s \cdot \left(\frac{1}{E_s \cdot A_s} + \frac{(1 + \rho\varphi)}{E_c \cdot A_c} \right) = \varepsilon_{c,E} \quad (5.16)$$

$$\Delta N_s = \varepsilon_{c,E} \cdot \frac{1}{\left(\frac{1}{E_s \cdot A_s} + \frac{(1 + \rho\varphi)}{E_c \cdot A_c} \right)} \quad (5.17)$$

Die effektive Verformungseinwirkung $\varepsilon_{c,\text{eff}}$ entspricht der sich zusätzlich einstellen- den Bauteildehnung $\Delta\varepsilon_{\text{BT}}$ bzw. der zusätzlichen Stahldehnung $\Delta\varepsilon_s$ und ermittelt sich mit:

$$\varepsilon_{c,\text{eff}} = \Delta\varepsilon_{\text{BT}} = \Delta\varepsilon_s = \frac{\Delta N_s}{E_s \cdot A_s} = \frac{\varepsilon_{c,E}}{\left(\frac{1}{E_s \cdot A_s} + \frac{(1 + \rho\varphi)}{E_c \cdot A_c} \right) \cdot E_s \cdot A_s} = \quad (5.18)$$

$$= \frac{\varepsilon_{c,E}}{\left(\frac{E_s \cdot A_s}{E_s \cdot A_s} + \frac{E_s \cdot A_s}{E_c \cdot A_c} \cdot (1 + \rho\varphi) \right)} = \varepsilon_{c,E} \cdot \frac{1}{1 + \alpha_e \rho_s \cdot (1 + \rho\varphi)} \quad (5.19)$$

Zur Abbildung der zeitlichen Betonverkürzungen infolge Schwindens ist nur die Schwindverkürzung nach EC2 EN-1992-1-1 (2015) $\varepsilon_{cs,EC2}$ anstelle der allgemeinen Dehnungseinwirkung $\varepsilon_{c,E}$ in Gleichung 5.19 einzusetzen und man erhält die angegebene Gleichung (5.2) zur Ermittlung der resultierenden effektiven Schwindeinwirkung $\varepsilon_{cs,\text{eff}}$.

Für die Beschreibung der Kriecheinwirkung ε_{cc} muss die herrschende kriechwirksame Betondehnung ε_c infolge der Stütznormalkraft N ermittelt werden und mit der Kriechzahl φ multipliziert werden. Für die ingenieurmäßige Vorgehensweise erfolgt zusätzlich die Multiplikation mit dem Relaxationsbeiwert ρ nach Trost (1967) zur vereinfachten Abbildung der verschiedenen Kriechgeschichten in den unterschiedlichen Bauteilen / Elementen. Für die Anwendung in der ingenieurmäßigen Vorgehensweise wird noch unter der Nutzungen der Gleichungen 5.8 und 5.11 von der Betonkraft N_c auf die gesamte Stütznormalkraft N umgeformt. Die gesamte Stütznormalkraft N kann nämlich direkt aus dem Berechnungsmodell entnommen werden. Somit berechnet sich die Kriecheinwirkung ε_{cc} mit:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_c \cdot \rho\varphi = \frac{N_c}{E_c \cdot A_c} \cdot \rho\varphi = \frac{N}{E_{\text{mod}} \cdot A_c} \cdot \rho\varphi \quad (5.20)$$

Durch den Ansatz der Kriecheinwirkung ε_{cc} aus Gleichung 5.20 in Gleichung 5.19 anstelle der allgemeinen Dehnungseinwirkung $\varepsilon_{c,E}$ ergibt sich die Gleichung (5.3) zur Bestimmung der reduzierten effektiven Kriecheinwirkung $\varepsilon_{cc,\text{eff}}$.

Wie zuvor beschrieben, wird die Kriechzahl vereinfacht nur einmalig für die Stützen bzw. den Kern im untersten Stockwerk ermittelt. Durch das geringere Betonalter der vertikalen Bauteile in den darüberliegenden Stockwerken ist eine gewisse Überschätzung der realen Kriechzahl dieser Bauteile vorhanden. Bei längeren Betrachtungszeiträumen (z.B. $t = \infty$) werden diese Abweichungen jedoch nahezu irrelevant. Bei kürzeren Betrachtungszeiträumen, wie im Beispiel des repräsentativen Untersuchungsobjekts (zwei Jahre), ist zwar nicht die Endkriechzahl, sondern eine anhand des Zeitbeiwerts nach EN-1992-1-1 (2015) reduzierte Kriechzahl zu berücksichtigen. Aber eine weitere Modifikation infolge geringerer Kriechzahlen in höheren Stockwerken ist im Zusammenhang mit der beschriebenen genäherten Abminderung via eines konstanten Relaxationsbeiwerts ρ von 0,8 nach Trost (1967) ebenfalls wie bei einer Betrachtung bis $t = \infty$ nicht notwendig.

Die für die ingenieurmäßige Vorgehensweise notwendigen Parameter können in Abhängigkeit des Softwareprodukts direkt programmintern elementspezifisch ermittelt werden. Ansonsten ist ebenfalls eine externe Berechnung in einem Tabellenkalkulationsprogramm und manuelle Eingabe ins FE-Programm möglich.

Zur Verifikation der ingenieurmäßigen Vorgehensweise werden die maximalen Stützennormalkräfte mit jenen der zeitdiskreten Analyse (blaue Linien) in Abbildung 5.14 für die zwei Betrachtungsfälle mit Bewehrung (konstant bzw. abgestuft) verglichen. Dabei werden mithilfe der ingenieurmäßigen Vorgehensweise die Normalkräfte nach 110 Tagen bzw. nach zwei Jahren errechnet (rote Kreuze). Prinzipiell ist eine vergleichsweise gute Übereinstimmung an den Auswertungsstellen zu erkennen. Die größten Unterschiede treten bei den Innenstützen auf. Jedoch können trotzdem bei allen Stützen die tendenziellen Entwicklungen zutreffend beschrieben werden.

Durch diese simplere ingenieurmäßige Vorgehensweise kann somit das komplexe Zusammenspiel zwischen 3D-Tragstruktur, zeitabhängigen Verformungen des Betons und der vorhandenen Bewehrung zur Ermittlung der vertikalen Lastverteilung für zumindest eine Plausibilitätskontrolle ausreichend genau beschrieben werden. Darüber hinaus sind eine einfachere Prüfung sowie eine leichtere Nachvollziehbarkeit der Ergebnisse durch die ingenieurmäßige Vorgehensweise im Vergleich zur komplexen zeitdiskreten Analyse möglich. Zudem bedeutet die ingenieurmäßige Vorgehensweise noch eine extreme Einsparung in der notwendigen Berechnungszeit des ganzheitlichen 3D-Gebäudemodells.

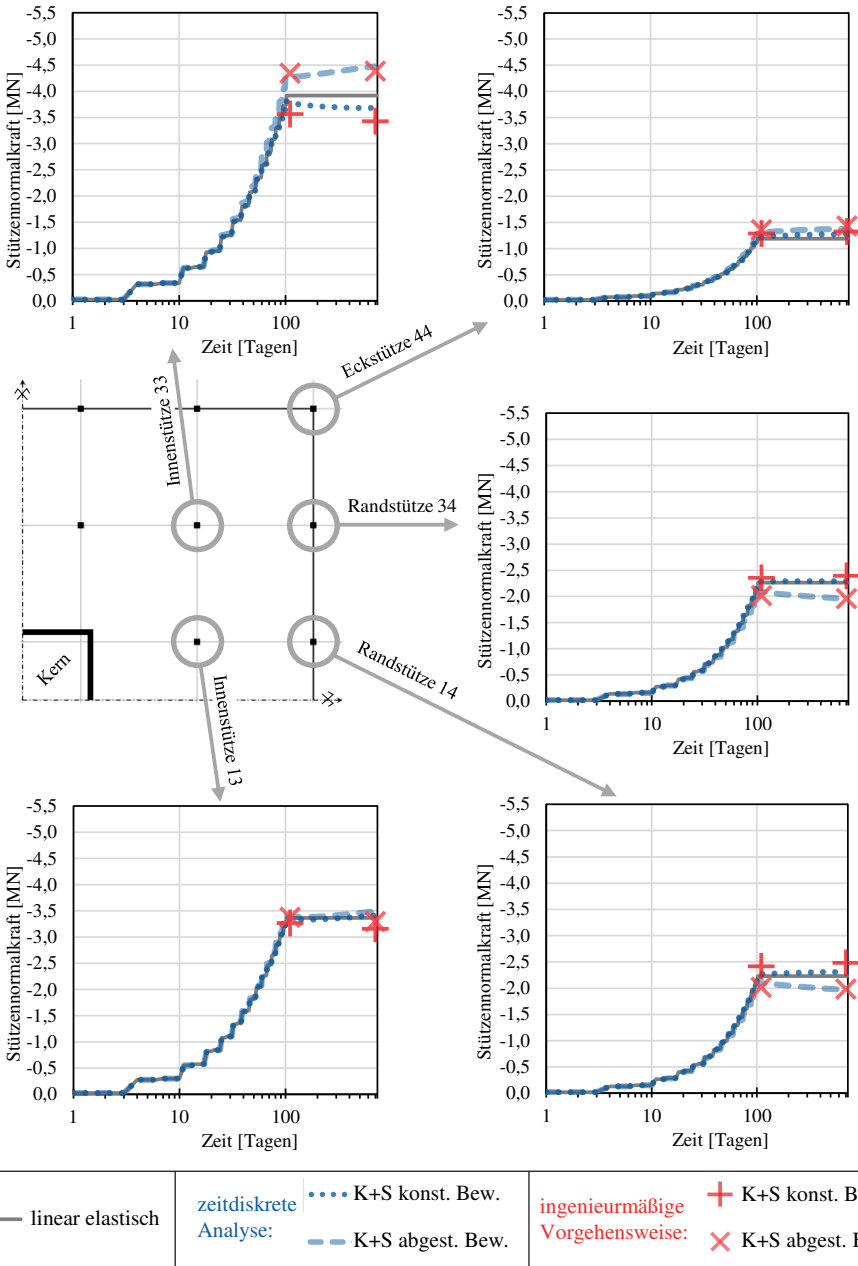


Abbildung 5.14: Vergleich der Entwicklung der Stützenkräfte zwischen zeitdiskreter Analyse und ingenieurmäßiger Vorgehensweise für 3D-Bauphasenmodelle mit Kriechen und Schwinden in den vertikalen Bauteilen bei unterschiedlichen Bewehrungsfällen

5.4.3 Gleichzeitige Berücksichtigung der zeitabhängigen Verformungen in den horizontalen Bauteilen

Die in den vorangegangenen Abschnitten beschriebene Berücksichtigung der zeitabhängigen Verformungen von Beton in den horizontalen Bauteilen beruhte immer auf einem ungerissenen Querschnitt und einer Vernachlässigung der vorhandenen Bewehrung. Wie zuvor beschrieben, überschätzen diese Annahmen die auftretenden zusätzlichen Querschnittsverkrümmungen. Außerdem wurden die Ergebnisse der zeitdiskreten Analysen auch mit der bekannten vereinfachten Modellierung mittels reduzierter Biegesteifigkeit der horizontalen Bauteile über einen konstanten effektiven E-Modul (siehe unter anderem EN-1992-1-1 (2015)) verglichen und die Vorgehensweise als gute Näherung quantifiziert. Folglich wird diese praxistaugliche Methodik ebenfalls für die ingenieurmäßige Vorgehensweise angesetzt. Dabei bleibt der in Abbildung 5.12 vorgestellte Ablauf identisch, wobei bereits von Beginn an der effektive E-Modul für die horizontalen Bauteile nach Gleichung (5.21) angesetzt wird. Im seltenen Fall von höheren Lastumlagerungen bzw. mehreren Spannungsänderungen kann die Ausgangskriechzahl φ in Anlehnung an Trost (1967) mit dem Relaxationsbeiwert $\rho = 0,8$ multipliziert und dadurch reduziert werden.

$$E_{c,\text{eff}} = E_c \cdot \frac{1}{(1 + \varphi)} \quad (5.21)$$

mit:

- E_c ... E-Modul des Betons der horizontalen Bauteile
- φ ... Kriechzahl für den Betrachtungszeitraum

Für eine abgesicherte Erfassung der Schnittkräfte über den Lebenszyklus kann eine Grenzfalluntersuchung mit und ohne Berücksichtigung der zeitabhängigen Betonverformungen in den horizontalen Bauteilen erfolgen. Eine mögliche Vorgehensweise für die praktische Anwendung wird auch nachfolgend im Kapitel 6 beschrieben. Dabei wird ebenfalls die Steifigkeitsabminderung infolge Biegerissbildung in den Decken im ganzheitlichen 3D-Gebäudemodell berücksichtigt.

Zur Verifikation der Treffsicherheit der ingenieurmäßigen Vorgehensweise werden in Abbildung 5.15 die Stützennormalkräfte von zeitdiskreter Analyse und ingenieurmäßiger Vorgehensweise miteinander verglichen. Dabei werden die Ergebnisse für beide Betrachtungsfälle der Bewehrungsverteilung (konstant bzw. abgestuft) dargestellt. Es ist ersichtlich, dass sich Abweichungen von maximal 7,6 % in der Eckstütze 44 infolge der ingenieurmäßigen Vorgehensweise erbeben. Die Abweichungen der restlichen Stützen sind kleiner als 5 %. Folglich kann die ingenieurmäßige Vorgehensweise auch die zeitlichen Verformungen der horizontalen Bauteile näherungsweise

gut beschreiben, sodass eine effiziente sowie leicht überprüfbare Ermittlung der vertikalen Lastverteilung im Gebäude möglich ist. Hierbei müssen natürlich auch die weiteren elastischen Modellierungsarten aus Kapitel 4 beachtet werden. Im nachfolgenden Kapitel 6 wird darauf näher eingegangen und ein praxistauglicher Einsatz von ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen zur Ermittlung der vertikalen Lastverteilung bei den unterschiedlichen Bemessungssituationen aufgezeigt.

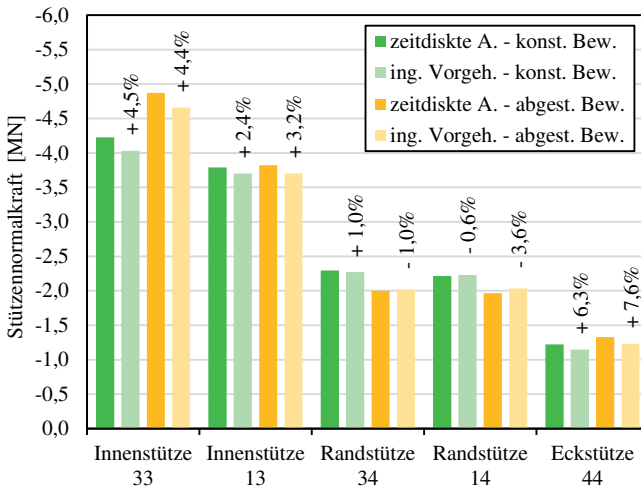


Abbildung 5.15: Vergleich der Stütznormalkräfte zwischen zeitdiskreter Analyse und ingenieurmäßiger Vorgehensweise mit Kriechen und Schwinden in den allen Bauteilen bei unterschiedlichen Bewehrungsverteilungen nach zwei Jahren

5.5 Zusammenfassung der Auswirkungen zeitabhängiger Berechnungsansätze

Anhand von zeitdiskreten Analysen stellt dieses Kapitel die Auswirkungen der zeitabhängigen Verformungen des Betons auf die vertikale Lastverteilung in einem ganzheitlichen 3D-Gebäudemodell dar. Im Fokus steht dabei auch die vorhandene Bewehrung in den vertikalen Bauteilen, die einen signifikanten Einfluss auf die Verformungen und somit auch die Lastverteilung hat. Infolge der hohen Komplexität einer zeitdiskreten Analyse wurde eine simplere ingenieurmäßige Vorgehensweise zur Abbildung der wesentlichen Effekte von Kriechen, Schwinden und der vorhandenen Bewehrung entwickelt und verifiziert. Nachfolgend werden die wichtigsten Erkenntnisse des Kapitels nochmals zusammengefasst:

- Die Berücksichtigung der zeitlichen Verformungen des Betons (Kriechen und Schwinden) mitsamt der vorhandenen Bewehrungsverteilung erhöht die Vorhersagequalität eines ganzheitlichen 3D-Gebäudemodelles. Eine angemessene Berücksichtigung dieser Effekte ist auch in Bezug auf ressourcenverantwortungsvolles Bauen sowie für eine zutreffende Bemessung von Nutzen.
- Kriechen und Schwinden der vertikalen Bauteile weist signifikante Auswirkungen auf die vertikale Lastverteilung sowie Verformung auf.
 - Schwinden allein in den vertikalen Bauteilen führt bei ähnlichen effektiven Bauteildicken sowie ähnlichen Bewehrungsgraden nur zu geringen Lastumverteilungen.
 - Eine Abbildung von Kriechen und Schwinden des Betons der vertikalen Bauteile ohne die Berücksichtigung der vorhandenen Bewehrung führt zu teilweise deutlich falschen Ergebnissen infolge der Vernachlässigung des geringeren Spannungslevels und der inneren Behinderung durch die Bewehrung. Insbesondere bei stark variierenden Bewehrungsgraden in einem Stockwerk sind deutlich andere Lastumverteilungen zu erkennen.
 - Die zeitabhängigen Betonverformungen in den horizontalen Bauteilen führen zu einer Reduktion der Biegesteifigkeit und somit zu geringeren Lastumverteilungen im Gebäude. Hierbei überschätzt die Annahme eines ungerissenen unbewehrten Querschnitts die Steifigkeitsreduktion geringfügig.
- Die entwickelte ingenieurmäßige Vorgehensweise berücksichtigt die Auswirkungen der zeitabhängigen Betonverformungen im Zusammenspiel mit der vorhandenen Bewehrung in den vertikalen Bauteilen und nähert sich einer zeitdiskreten Analyse zufriedenstellend an.
- Die aus dem Brückenbau bekannte Schnittgrößenumlagerung infolge Kriechens hin zum Eingussystem tritt bei den dargestellten Untersuchungen nur bei Analysen ohne Berücksichtigung der Bewehrung sowie ohne Kriechen in den Decken auf. Analysen mit Bewehrung zeigen infolge von hohen und teilweise deutlich unterschiedlichen Bewehrungsgraden dieses Verhalten in der Regel nicht zwangsläufig. Infolge des Kriechens der Decken wird die Rahmenwirkung reduziert und somit ist eine deutlich geringere Vergleichmäßigung der Stützenkräfte als am Eingussystem zu beobachten.

Basierend auf den theoretischen Untersuchungen des Kapitels 4 und dieses Kapitels 5 unter Eigengewichtsbelastung werden nachfolgend Untersuchungen zur praxisgerechten Anwendung von ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen in der Erfassung der Lastverteilung in den vertikalen Bauteilen bei unterschiedlichen Bemessungssituationen aufgezeigt.

6 Praxisgerechte Anwendung von ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen

6.1 Allgemeines

Wie bereits in Kapitel 1 und 2 angemerkt, sind kaum Empfehlungen für einen validierten praktischen Einsatz von ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen in der statischen Tragwerksanalyse vorhanden. Daher wird nachfolgend aufgezeigt, wie heutzutage ganzheitliche 3D-Gebäudemodelle sinnvoll und sicher zur Ermittlung der vertikalen Lastverteilung eingesetzt werden können. Dazu wird zuerst die generelle Vorgehensweise / Methodik dargestellt und anschließend wird ein Ergebnisvergleich am repräsentativen Untersuchungsobjekt zwischen Analysen an extrahierten 2D-Teilmodellen und an ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen gezeigt. Zentral sind dabei ebenfalls die notwendigerweise zu berücksichtigenden Sicherheitsfaktoren sowie Überlagerungen von Belastungen anhand der Kombinationsvorschriften. Identisch zu den vorangegangenen Kapiteln 4 und 5 stehen auch hier die Stützennormalkräfte des repräsentativen Untersuchungsobjekts im Vordergrund. Als Ausgangsbasis für eine praxisgerechte Anwendung sind die in den vorangegangenen Kapiteln ermittelten Bewertungen der einzelnen Effekte in Bezug auf die vertikale Lastverteilung des repräsentativen Untersuchungsobjekts nochmals zusammenfassend in Tabelle 6.1 dargestellt. Hierbei ist anzumerken, dass die Beurteilungen der Auswirkungen bei beispielsweise einer „steifen“ Schottbauweise des Gebäudes teilweise abweichen können.

Weiters können manche als gering eingestufte Einflüsse in ersten Betrachtungen vernachlässigt werden (Näheres dazu im folgenden Abschnitt). Jedoch sind für eine ganzheitliche abgesicherte Erfassung aller Auswirkungen zumindest die Grenzfälle der Modellierungsarten im 3D-Berechnungsmodell zu beachten. Nur damit kann die Sensibilität des vorliegenden Tragsystems erfasst werden. Generell gilt es dabei natürlich, die Schnittkräfte auf der sicheren Seite liegend für die Bemessung nachvollziehbar und effizient zu ermitteln. Daher wird weitgehend das Superpositionsprinzip angewendet.

Tabelle 6.1: Zusammenfassung der Bewertungen bezüglich Relevanz der unterschiedlichen Effekte auf Kraftumverteilungen in den vertikalen Bauteilen bei Analysen mit ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen

Durchlaufwirkung	bei 2D-Teilmodellen und 3D-Gesamtmodell erfasst
Rahmenwirkung	deutliche Auswirkung
globale Wirkung (Anschlüsse gelenkig)	maßgeblicher Effekt
lokale Wirkung (Anschlüsse biegesteif)	zusätzlicher (aber geringerer) Effekt
Bauprozess	deutliche Auswirkung
Zeitabhängiges Verformungsverhalten von Beton	relevante Auswirkung
Schwinden	zusätzlicher (aber geringerer) Effekt
Kriechen	maßgeblicher Effekt
inkl. vorh. Bewehrung	deutlicher Effekt
Rissbildung in den Decken	relevante Auswirkung
Boden-Bauwerk-Interaktion	mäßige Auswirkung

6.2 Vorgehensweise / Methodik zum generellen Einsatz in der heutigen Tragwerksplanung

Die hier vorgeschlagene Vorgehensweise / Methodik zum Einsatz von ganzheitlichen 3D-Berechnungsmodellen in der heutigen statischen Analyse von Hochhäusern basiert auf Grenzfallbetrachtungen zur Berücksichtigung der Auswirkungen der verschiedenen aufgezeigten Effekte. Abbildung 6.1 stellt die sich ergebenden Kombinationen der Grenzfälle zur Berücksichtigung der wesentlichen Effekte im ganzheitlichen 3D-Gebäudemodell dar. Hierbei sind nicht alle Kombinationen maßgebend, wobei jedoch die relevanten Kombinationen durchaus je nach vorhandenem System unterschiedlich sind. Wie aus Tabelle 6.1 schlussgefolgert werden kann, ist es jedenfalls notwendig, eine treffende Abbildung des Bauprozesses unabhängig von den anderen Grenzfällen der Modellierungsarten zu gewährleisten. Hierbei kann empfohlen werden, dass dies anhand von aufeinander aufbauenden Bauphasen erfolgt. Wenn möglich, sollte dabei zumindest jedes Stockwerk als eigene Bauphase modelliert werden. Die Anschlüsse zwischen den Bauteilen im 3D-Berechnungsmodell können für die monolithische Ortbetonbauweise mit ausreichender Anschlussbewehrung als biegesteif betrachtet werden. Die Auswirkungen von Rissbildungen werden getrennt über die Steifigkeitsreduktion der Bauteile anhand der Grenzfälle „vollständig gerissen“ sowie „vollständig ungerissen“ untersucht.

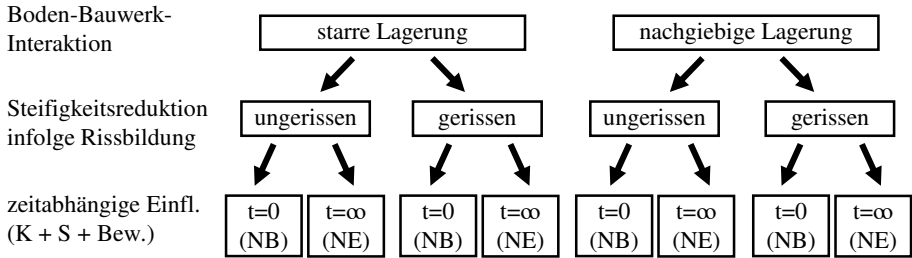


Abbildung 6.1: Modellierungsvarianten bei der Betrachtung von verschiedenen Grenzfällen zur Berücksichtigung von wesentlichen Effekten im ganzheitlichen 3D-Gebäudemodell

Darüber hinaus sollten ebenfalls die zeitlichen Verformungen des Betons (Kriechen und Schwinden) bei der Berechnung am ganzheitlichen 3D-Gebäudemodell berücksichtigt werden. Wie in Kapitel 5 aufgezeigt wird, ist hierbei jedenfalls das Zusammenspiel mit der vorhandenen Bewehrung in den vertikalen Bauteilen bei hohen bzw. stark variierenden Bewehrungsgraden mitzubedenken. Gleichzeitig sind außerdem die zeitlichen Verformungen der Decken mit abzubilden, da diese die Biegesteifigkeit der Decken deutlich reduzieren und somit die Lastumverteilungen signifikant beeinflussen. Für eine einfachere und leichter nachvollziehbare Abbildung der zeitlichen Verformungen des Betons mitsamt der Bewehrung kann die entwickelte ingenieurmäßige Vorgehensweise aus Abschnitt 5.4 eingesetzt werden. Es sind auch hier zwei Grenzfälle zu betrachten und zwar in Form von den zwei Zeitpunkten $t = 0$ und $t = \infty$. Falls der Nutzungsbeginn (NB) und / oder das Nutzungsende (NE) bekannt sind, können diese anstatt der Zeitpunkte $t = 0$ und $t = \infty$ angesetzt werden. Dabei sind speziell die Auswirkungen der Berücksichtigung der Dauer bis zum Nutzungsbeginn oder zumindest der Rohbauerstellung von hoher Relevanz, da sich bereits beispielsweise bei einer Zeitspanne von einem Jahr deutliche zeitliche Lastumverteilungen einstellen (siehe Beispielanwendung in Abschnitt 6.3).

Da infolge der Boden-Bauwerk-Interaktion ebenfalls Lastumverteilungen auftreten können, sind bei der Modellierung der Lagerung des 3D-Berechnungsmodells auch Grenzfälle zu untersuchen. Basierend auf der Begrenzung von differentiellen Bauwerkssetzungen zur Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit führt die Boden-Bauwerk-Interaktion bei „weichen“ Gebäuden mit Flachdecken (wie beim repräsentativen Untersuchungsobjekt dieser Arbeit) in der Regel zu geringeren Lastumverteilungen in den vertikalen Bauteilen. Bei beispielsweise einer „steifen“ Schottbauweise mit vielen Wandscheiben steigen die Lastumverteilungen bei gleichen differentiellen Setzungen deutlich an. Für erste statische Betrachtungen kann aber durchaus vom Grenzfall einer starren Lagerung des Gebäudes ausgegangen werden. Erst nach der Festlegung eines prinzipiellen Gründungskonzepts sollte eine nachgiebige Lagerung

als zweiter Grenzfall implementiert werden. Wie auch von Fastabend et al. (2009) angemerkt, hat dies immer in enger Abstimmung mit dem Geotechniker zu erfolgen. Zur effizienten Berechnung und anschließender Bemessung des Gebäudes bei nachgiebiger Lagerung als Randbedingung des 3D-Berechnungsmodells ist beispielsweise ein linear elastischer Halbraum eine zweckdienliche Modellierungsmethode. Es ist dabei darauf zu achten, dass die Steifigkeit des elastischen Halbraums die Setzungsdifferenzen der Gründung bestmöglich widerspiegelt. Ein weiterer vereinfachter Ansatz besteht außerdem in einer Berechnung mittels ausschließlich starrer Lagerung in Kombination mit aufgezwungenen Knotenverschiebungen in der Lagerfläche gemäß der vom Geotechniker vorgegebenen Setzungsmulde als Setzungslastfall. Durch das Aufzwingen der definierten Verschiebungen der Lagerknoten kann aber die Boden-Bauwerk-Interaktion nicht automatisch erfasst werden. Somit kann die aufgezwungene Setzungsmulde bei unzureichenden Iterationen zwischen Bodenmodell und Bauwerksmodell deutliche Abweichungen zu der entsprechenden realen Mulde aufweisen und daher können die Lastumlagerungen falsch abgebildet werden. Durch die Modellierung einer nachgiebigen Lagerung als Randbedingung wird hingegen immer die Boden-Bauwerk-Interaktion erfasst. Somit stellen sich die Bauwerksetzungen in Abhängigkeit der herrschenden Belastungen unterschiedlich ein. Die erhöhten Lasten im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) führen daher zu größeren Setzungsdifferenzen bzw. Lastumlagerungen als jene, welche am realen Bauwerk im Gebrauchszustand beobachtbar sind. Prinzipiell ist dennoch die Modellierung mit einer nachgiebigen Lagerung als Grenzfallbetrachtung zu empfehlen.

Der generelle Berechnungsablauf zur vereinfachten praktischen Anwendung von ganzheitlichen 3D-Berechnungsmodellen in der heutigen Tragwerksplanung ist unabhängig von der maßgebenden Modellierungsvariante gültig und wird in Abbildung 6.2 schematisch über eine exemplarische Stützennormalkraft bei den verschiedenen Berechnungsschritten (Lastfälle LF bzw. auch Lastfallgruppen LFG) dargestellt. Prinzipiell lehnt sich dieser Berechnungsablauf an die vorgestellte ingenieurmäßige Vorgehensweise zur Berücksichtigung der zeitlichen Effekte aus Abschnitt 5.4 an. Identisch wird zuerst eine linear elastische, aufeinander aufbauende, Bauphasenanalyse durchgeführt. Hierbei sind jedoch gleichzeitig die Ausbaulasten und mögliche andere ständige Lasten (wie Eigengewicht der Fassade) zu berücksichtigen und vollständig anzusetzen. Unabhängig von der Bauphasenanalyse werden die Schnittkräfte infolge der veränderlichen Lasten (wie Wind, Schnee oder Nutzlasten) getrennt am Endsystem berechnet werden. Dabei sind natürlich die verschiedenen möglichen Laststellungen bzw. eine ungünstige feldweise Anordnung mit zu erfassen.

Abschließend werden entsprechend des Superpositionsprinzips die ermittelten Schnittkräfte infolge der ständigen und veränderlichen Belastungen miteinander kombiniert. Dabei sind die notwendigen Teilsicherheitsbeiwerte bzw. Kombinationsbeiwerte als Multiplikationsfaktoren in Anlehnung an EN-1990 (2013) für die jeweilige Bemessungssituation korrekt zu berücksichtigen. Dieser Berechnungsab-

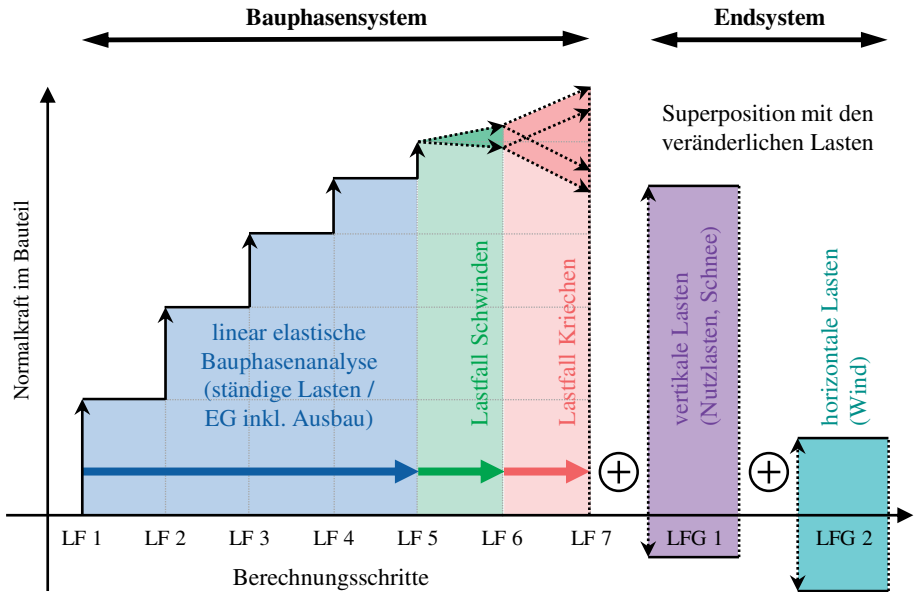


Abbildung 6.2: Berechnungsablauf zur vereinfachten praktischen Anwendung von ganzheitlichen 3D-Berechnungsmodellen in der heutigen Tragwerksplanung

lauf ermöglicht in der Regel die Anwendung von den bestehenden Lastfallüberlagerungsgeneratoren der meisten Softwareprodukte. Somit ist ein konventioneller aber auch konservativer Ansatz des Sicherheitskonzeptes möglich. Dies begründet sich unter anderem anhand der Erhöhung der Vorhersagegenauigkeit infolge der Erfassung der räumlichen Tragwirkung bei gleichbleibenden Modellunsicherheiten im Sicherheitskonzept. Darüber hinaus treten aber bei diesem Berechnungsablauf auch Diskussionspunkte auf. Beispielsweise ist der quasi-ständige Lastanteil der Nutzlasten nicht kriechwirksam. Zukünftig ist noch zu klären, inwieweit eine Berücksichtigung des quasi-ständigen Anteils der veränderlichen Lasten in der Bauphasenberechnung sinnvoll und notwendig ist. Hierdurch ergibt sich nämlich eine Vielzahl an getrennt zu berechnenden Laststellungen in der Bauphasenberechnung und deren anschließender Kombination. Folglich wird dadurch der Berechnungsaufwand erhöht, sowie die Nachvollziehbarkeit der Ergebnisse stark erschwert.

Prinzipiell sind auch Simulationen nach Theorie 2. Ordnung mit ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen möglich und beispielsweise infolge eines zu schlanken Gebäudekerns notwendig. Jedoch ist dabei die Superposition der einzelnen Lastfälle nicht mehr gültig und es müssen Gesamtlastfälle gebildet werden. Somit sind die Nutzlasten entsprechend nach der Bauphasenanalyse sowie des Schwind- bzw. Kriechlastfalls im Berechnungsablauf anzusetzen. Gleichzeitig sind ebenfalls die möglichen Schiefstellungen des Systems zu berücksichtigen. Daraus ergeben sich

dann eine Vielzahl an Kombinationen, die alle einzeln zu berechnen sind. Schlussendlich weisen daher die Simulationen nach Theorie 2. Ordnung einen hohen Rechenaufwand auf und sollten zurzeit noch nicht als Standardmethode angesehen werden. Zweckmäßiger ist es, die Bauteile ausreichend steif in der Vordimensionierung festzulegen, sodass die Lasterhöhungen infolge einer Berechnung nach Theorie 2. Ordnung kleiner 10 % sind. Somit können die Auswirkungen der Theorie 2. Ordnung nach EN-1992-1-1 (2015) vernachlässigt werden und die Berechnung nach Theorie 1. Ordnung ist ausreichend. Für den Kern des repräsentativen Untersuchungsobjekts als horizontales Aussteifungssystem wurde beispielsweise die ausreichende Steifigkeit in der Vordimensionierung anhand des Steifigkeitskriteriums beachtet (siehe Abschnitt 3.2.3).

6.3 Beispielanwendung am repräsentativen Untersuchungsobjekt

6.3.1 Allgemeines

Zur beispielhaften Anwendung der vorgestellten Vorgehensweise wird diese am repräsentativen Untersuchungsobjekt zur Ermittlung der bemessungsrelevanten Stützennormalkräfte demonstriert. Dabei werden die Ergebnisse mit jenen einer konventionellen Betrachtung an extrahierten 2D-Teilmodellen verglichen. Für die Bewehrung in den vertikalen Bauteilen wird in den Simulationen die bereits im Kapitel 5 eingesetzte abgestufte Bewehrungsverteilung verwendet. Darüber hinaus sind alle Simulationen auf Basis der Theorie 1. Ordnung und ohne die Berücksichtigung von etwaigen Schiefstellungen ermittelt worden.

6.3.2 Berücksichtigte Einwirkungen

Für die durchgeführten Untersuchungen wird zusätzlich zum Eigengewicht der Konstruktion eine konstante Ausbaulast von $2,5 \text{ kN/m}^2$ Deckenfläche je Stockwerk berücksichtigt. Des Weiteren wird das Eigengewicht der Fassade mit Linienlasten entlang der Deckenaußenkanten in Größe von $2,0 \text{ kN/m}$ in die Berechnungen mit einbezogen (in Anlehnung an Theile et al. (2003)). Für die Simulationen wird die Annahme getroffen, dass das Eigengewicht der Fassade und die weitere Ausbaulast (Fußbodenaufbauten) jedes Stockwerks erst nach Fertigstellung des Rohbaus schrittweise angesetzt werden. In Projekten, bei denen die Fassade und / oder der Ausbau bereits vor Fertigstellung des Rohbaus hergestellt wird, ist dies entsprechend in der Bauphasenberechnung zu simulieren. Hierbei sind nämlich geringere Lastumverteilungen infolge einer geringeren Rahmenwirkung als am Endsystem zu erwarten.

Zusätzlich zu den angeführten ständigen Beanspruchungen werden auch Nutzlasten sowie horizontale Windbelastungen als veränderliche Beanspruchungen in den Simulationen angesetzt. Die EN-1991-1-1 (2011) gibt die Größe der Nutzlasten im Hochbau in Abhängigkeit der angedachten Nutzung der Gebäudebereiche vor. Um jedoch eine flexible und wenig eingeschränkte Nutzungsverteilung zu gewährleisten, wird im Hochhausbau üblicherweise eine erhöhte konstante Nutzlast über die gesamte Stockwerksfläche zwischen $4,0 \text{ kN/m}^2$ und $5,0 \text{ kN/m}^2$ berücksichtigt (vergleiche Theile et al. (2003) oder König und Liphardt (2003)). Eine weitere Erhöhung der Nutzlast ist durch das Miteinbeziehen des Eigengewichts von versetzbaren Trennwänden bei ausreichender Querverteilung der Deckenkonstruktion über einen Trennwandzuschlag gegeben. Die EN-1991-1-1 (2011) schlägt diese Vorgehensweise für versetzbare Trennwände mit einem Eigengewicht von $\leq 3,0 \text{ kN/m}$ vor. Dabei ist der Trennwandzuschlag in Abhängigkeit des Eigengewichts der Trennwände zwischen $0,5 \text{ kN/m}^2$ bis $1,2 \text{ kN/m}^2$ abgestuft. Zugleich ermöglicht die EN-1991-1-1 (2011) eine Abminderung der Nutzlasten für eine gleichzeitige Wirkung der Nutzlast in mehreren Stockwerken über den Faktor α_n . Dieser wird in Abhängigkeit der Anzahl der darüberliegenden Stockwerke berechnet (siehe Gleichung (6.2) in EN-1991-1-1 (2011)) und ist jedoch nicht für die Berechnung der Decken als direkt belastete Bauteile anzuwenden. Für die Stützen bzw. Wände im untersten Stockwerk des repräsentativen Hochhaus ergibt sich beispielsweise der Abminderungsfaktor α_n mit $0,74$. Eine gleichzeitige Anwendung von α_n mit dem weiteren Abminderungsfaktor α_A (nach Gleichung (6.1) aus der EN-1991-1-1 (2011)) zur Berücksichtigung der Einflussfläche der Nutzlast ist nach Theile et al. (2003) beim Ansatz des Mindestwerts der Nutzlast nicht zu empfehlen bzw. laut österreichischen nationalen Anwendungsdokumentes des EC1 generell nicht zulässig. Außerdem ist die generelle Anwendbarkeit des Abminderungsfaktors α_A für alle Bauteile umstritten. In den nachfolgenden Simulationen wird vereinfacht eine konstante, feldweise wirkende Nutzlast von $4,0 \text{ kN/m}^2$ in allen Stockwerken beachtet. Außerdem werden die Schnee- und vertikalen Windlasten an der obersten Decke infolge des geringen Einflusses auf die maximalen Stützennormalkräfte sowie für eine bessere Prüf- bzw. Nachvollziehbarkeit vernachlässigt.

Die horizontalen Windlasten wurden jedoch mit erfasst und deren Auswirkungen bei einer Berechnung am 3D-Gesamtmodell wird nachfolgend in einem zweiten Schritt aufgezeigt. Anders als bei der konventionelle Berechnung an extrahierten 2D-Teilmodellen treten nämlich zusätzliche Normalkräfte in den vertikalen Bauteilen infolge der Rahmenwirkung eines 3D-Gebäudemodells auf. Die Windbeanspruchungen für Gebäude mit einer Höhe von bis zu 200 m können beispielsweise basierend auf den Angaben der EN-1991-1-4 (2011) ermittelt werden. Hierbei ist eine höhenabhängige Steigerung der Windbelastung geben, welche unter anderem für Hochhäuser relevante Auswirkungen besitzt. Außerdem wird in der Norm die Gebäudefassade in verschiedene Bereiche geometrisch unterteilt und entsprechende aerodynamische Beiwerte der einzelnen Bereiche angegeben. In Abbildung 6.3 wird die vereinfachte Laststellung infolge Wind in +X-Richtung für die Simulationen

am repräsentativen Untersuchungsobjekt dargestellt.

Wie in Abbildung 6.3 ersichtlich, werden hierbei vereinfacht lediglich die destabilisierenden horizontalen Anteile der Windbelastung (Bereich D - Winddruck auf Stirnfläche der Luvseite und Bereich E - Windsog auf die Stirnfläche der Leeseite) berücksichtigt. Dabei sind infolge der Höhenabstufung zwei Bereiche vorhanden. Im Berechnungsmodell selbst werden die Windlasten anhand von Linienlasten an den entsprechenden Deckenaußenkanten angesetzt.

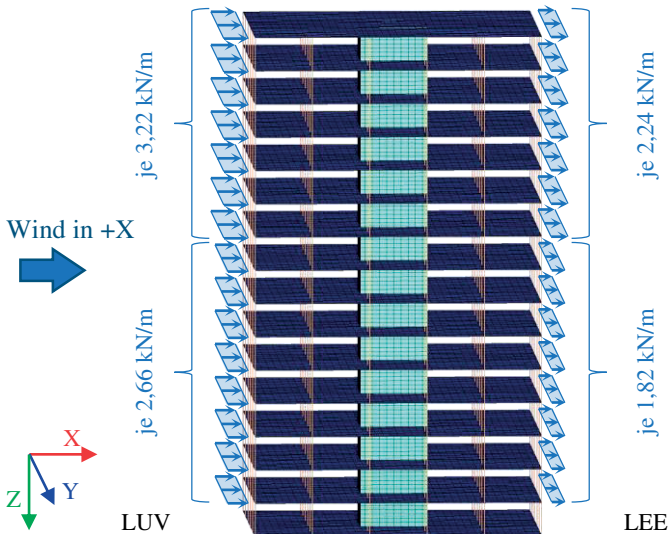


Abbildung 6.3: Vereinfachte Laststellung am repräsentativen Untersuchungsobjekt infolge Windbelastung in X-Richtung

Die Linienlasten werden anhand der vorhandenen Einflussfläche (je eine halbe Geschosshöhe nach oben und unten) aus der Flächenbelastung berechnet. Begründet durch die notwendige Geländerkonstruktion bzw. Attika wird die Einflussfläche der obersten Geschossdecke auf der sicheren Seite liegend nicht reduziert. Somit ergibt sich für die obersten sieben Geschossdecken eine Linienlast an den Deckenaußenkanten von $3,22 \text{ kN/m}$ als Winddruck sowie von $2,24 \text{ kN/m}$ als Windsog. An den übrigen unterhalb liegenden Decken wird die linienförmige Windbelastung in der Größe von $2,66 \text{ kN/m}$ (Druck) bzw. $1,82 \text{ kN/m}$ (Sog) im Berechnungsmodell aufgebracht. Diese Werte wurden im Vergleich zum Berechnungswert nach EN-1991-1-4 (2011) geringfügig erhöht. In den Simulation werden die Windbelastungen infolge von Wind aus allen vier Richtungen (+X, -X, +Y und -Y) berücksichtigt.

Zusammenfassend zeigt Tabelle 6.2 einen Überblick über die am repräsentativen Untersuchungsobjekt berücksichtigten Einwirkungen, sowie deren Modellierung und Lastwert. Darüber hinaus sind die jeweiligen Teilsicherheitsfaktoren aller Lasten sowie Kombinationsbeiwerte der veränderlichen Lasten angegeben.

Tabelle 6.2: Zusammenfassung der berücksichtigten Einwirkungen für die beispielhaften Anwendung der vereinfachten Vorgehensweise am repräsentativen Untersuchungsobjekt

Einwirkung	Modellierung & Größe	Teilsicherheitsbeiwerte γ (ungü. / gü.)	Kombinationsbeiwerte (ψ_0 / ψ_1 / ψ_2)
Eigengewicht Tragstruktur	programmintern ermittelt	1,35 / 1,00	
Eigengewicht Fassade	Linienlasten mit $2,0 \text{ kN/m}$ umlaufend an Deckenaußenkante je Stockwerk	1,35 / 1,00	
Ausbaulasten	Flächenlasten mit $2,5 \text{ kN/m}^2$ Deckenfläche je Stockwerk	1,35 / 1,00	
Nutzlast	Flächenlasten auf Decken mit $4,0 \text{ kN/m}^2$ bei feldweiser Lastaufstellung	1,50 / 0,00	0,7 / 0,5 / 0,3
Wind (horizontal)	Linienlasten an Deckenaußenkanten (Druck $3,22 \text{ kN/m}$ bzw. $2,66 \text{ kN/m}$; Sog $2,24 \text{ kN/m}$ bzw. $1,82 \text{ kN/m}$) bei Wind aus vier Richtungen	1,50 / 0,00	0,6 / 0,2 / 0,0

6.3.3 Unterschiede in der Beanspruchung der vertikalen Bauteile

Ausschließlich vertikale Belastungen

Um die generellen Auswirkungen der unterschiedlichen Berechnungsvarianten aus Abbildung 6.1 nachvollziehbar und ohne Nebeneffekte infolge der horizontalen Windlasten aufzuzeigen, erfolgten die Simulationen dieses Abschnittes mit ausschließlich vertikalen Belastungen (Eigengewicht der Tragstruktur, Fassade, Ausbau und Nutzlasten).

In Abbildung 6.4 werden die maximalen Stütznormalkräfte im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) der acht Berechnungsvarianten gezeigt. Die unterschiedlichen Strichfarben stehen für die fünf verschiedenen Stützenpositionen im Grundriss. Zu Vergleichszwecken sind dabei auch jene der konventionellen Berechnung mit extrahierten 2D-Teilmodellen in der ersten Spalte dargestellt. Die zweite Spalte

beinhaltet die Ergebnisse der Berechnungen mit ungerissenen Decken bei starrer Lagerung (SL) bzw. nachgiebiger Lagerung am elastischem Halbraum (HR). Die entsprechenden Ergebnisse der Simulationen mit gerissenen Decken sind in der dritten Spalte angeführt. Außerdem stehen die durchgezogenen Linien für den Betrachtungszeitpunkt $t = \infty$ bzw. die strichlierten Linien für $t = 0$. Aus der Abbildung 6.4 ist zu erkennen, dass die betragsmäßig größten Stütznormalkräfte der Innenstützen aller 3D-Berechnungsvarianten beim Berechnungsmodell mit starrer Lagerung und gerissenen Decken zum Zeitpunkt $t = \infty$ auftreten. Im Vergleich zur 2D-Berechnung ist aber eine Lastreduktion um 13 % (Stütze 33) bzw. 16 % (Stütze 13) gegeben. Für die Rand- und Ecksützen führt die Variante nachgiebige Lagerung (HR), ungerissene Decken und Betrachtungszeitpunkt $t = 0$ zum Maximalwert. Für diese Stützen ergibt sich eine Erhöhung der Normalkräfte im Vergleich zur 2D-Berechnung um 13 % (Stütze 34) bzw. 19 % (Stütze 14) für die Randstützen und um sogar 38 % für die Eckstütze 44. Dies zeigt, dass eine Vergleichmäßigung der Stütznormalkräfte auch für die Lastkombinationen im ULS bei ungünstigen Varianten der Modellierung durch das ganzheitliche 3D-Gebäudemodell vorhanden ist.

Der Einfluss der Lagerungsmodellierung auf die Ermittlung der maximalen Stütznormalkräfte im repräsentativen Untersuchungsobjekt ist auch bei den Lastkombinationen des Grenzzustandes der Tragfähigkeit (ULS) sehr gering. Lediglich bei den Rand- und Eckstützen sind die Auswirkungen nennenswert. Darüber hinaus bestätigt Abbildung 6.4, dass infolge von gerissenen Decken die Vergleichmäßigung der Stützenkräfte durch eine geringe Deckensteifigkeit und folglich geringere Rahmenwirkung abnimmt. Wie bereits zuvor in den Einzelbetrachtungen der Effekte erläutert, gilt selbiges ebenfalls für die Auswirkungen von Kriechen in den Decken. Im Gegensatz dazu führen die zeitabhängigen Verformungen der Stützen prinzipiell zu höheren Lastumlagerungen im System. Infolge der gegenseitigen Beeinflussung dieser zwei Auswirkungen sowie der hohen Systemabhängigkeit kann folglich keine generell gültige Aussage über den maßgebenden Betrachtungszeitpunkt ($t = 0$ oder $t = \infty$) mit höheren Stütznormalkräften angegeben werden. Für das vorliegende repräsentative Untersuchungsobjekt mit abgestufter Bewehrungsverteilung ist jedoch in Abbildung 6.4 ersichtlich, dass die Berücksichtigung der zeitabhängigen Verformungen des Betons in allen Bauteilen eine reduzierte Vergleichmäßigung der maximalen Stütznormalkräfte erzeugt. Die Innenstützen weisen dabei die Erhöhungen der Bemessungsnormalkraft zwischen den Betrachtungszeitpunkten $t = 0$ und $t = \infty$ von 6 % bis zu 12 % auf. Für die Rand- und Eckstützen reduziert sich die Bemessungsnormalkraft zwischen 2 % und 9 % hin zum Zeitpunkt $t = \infty$.

Für Hochhäuser ist eine Errichtungsdauer von mehreren Monaten bis zu Jahren als durchaus normal anzusehen. Für diese Zeitspanne ist davon auszugehen, dass im Vergleich zum Endzustand eine reduzierte vertikale Gesamtbelastung im Bauwerk vorliegt. Folglich ist für die maximalen Stütznormalkräfte der Bauzustand nicht maßgebend und der Anteil der zeitabhängigen Betonverformungen während der Bauwerkserrichtung kann in der statischen Analyse mitberücksichtigt werden.

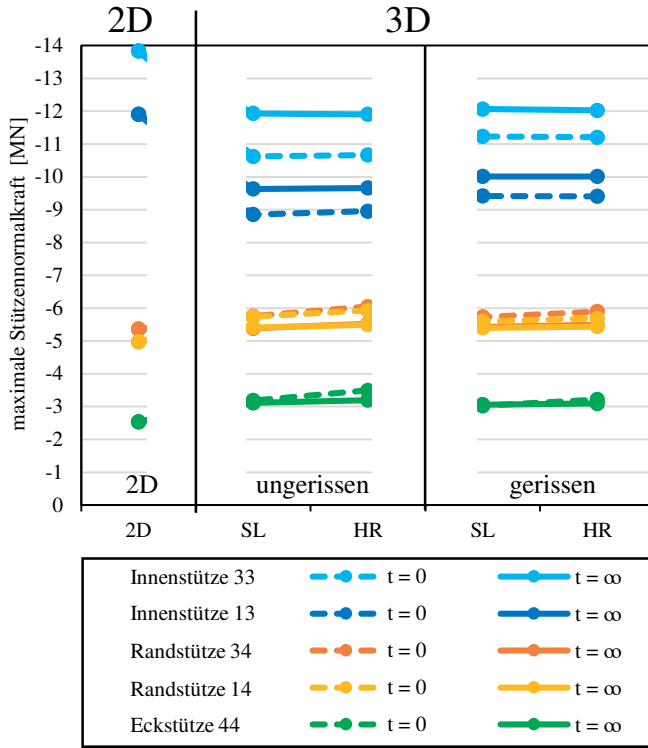


Abbildung 6.4: Maximale Stützennormalkräfte infolge der acht zu untersuchenden Modellierungsvarianten aus Abbildung 6.1 für den Grenzzustand der Tragfähigkeit ULS

Daher sind nachfolgend die Auswirkungen der angesetzten Berechnungszeitpunkte in der vorgestellten Vorgehensweise auf die betragsmäßig maximalen Stützennormalkräfte im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) anhand von Abbildung 6.5 näher dargestellt. Hierbei wird exemplarisch die Berechnungsvariante mit starrer Lagerung und ungerissen Decken genutzt, da die Kraftumlagerungen infolge der höhere Systemsteifigkeit deutlicher zu erkennen sind (vergleiche Umlagerungen zwischen $t = 0$ und $t = \infty$ in Abbildung 6.4).

Zusätzlich zu den zuvor gezeigten Ergebnissen der Betrachtungszeitpunkte $t = 0$ und $t = \infty$ werden jene zu den Zeitpunkten $t = 0,5$ Jahre, $t = 1,0$ Jahre, $t = 25$ Jahre sowie $t = 100$ Jahre in Abbildung 6.5 angeführt. Die prinzipielle Entwicklung der maximalen Stützennormalkräfte bei Variation der Betrachtungszeitpunkte begründet sich am Verlauf der zeitabhängigen Betonverformungen, die sich äquivalent rasch nach der Herstellung bzw. Belastung vergrößern und anschließend langsam einem Grenzwert annähern. Ein solches Verhalten ist auch bereits in den Einzelbetrachtungen im Kapitel 5 zu beobachten. Aus diesem Grunde treten die relevanten zeitabhängigen Lastumlagerungen vor allem im jungen Bauwerksalter auf. So reduzieren sich die Abweichungen der maximalen Stützennormalkräfte bezogen auf die Variante $t = \infty$ von ursprünglichen 2,3 % bis 11 % bei der Berechnung mit $t = 0$ auf 0,5 % bis 4,1 % bei Simulationen mit Ansatz des Nutzungsbeginns von $t = 0,5$ Jahre bzw. 0,3 % bis 2,8 % mit Nutzungsbeginn $t = 1,0$ Jahre. Zusätzlich stellen sich die Unterschiede in den Ergebnissen zwischen den Betrachtungszeitpunkten $t = \infty$ und einem früheren Nutzungsende nach $t = 25$ Jahre oder $t = 100$ Jahre mit Abweichungen kleiner 0,2 % als vernachlässigbar klein dar. Dazu ist anzumerken, dass in Bezug auf nachhaltige Konstruktionen und Bauwerke sowieso möglichst lange Nutzungsdauern zu gewährleisten sind. Folglich ist hier der Ansatz von $t = \infty$ zu favorisieren.

Für die Ermittlung der bemessungsrelevanten maximalen Stützennormalkräfte ist konsequenterweise eine Abschätzung des Nutzungsbeginns von Interesse, um somit auch deutlich geringere Unterschiede zwischen den Berechnungsvarianten zu erhalten. Auf der sicheren Seite liegend können aber auch die Grenzfälle $t = 0$ und $t = \infty$ angewendet werden.

Infolge der verschiedenen Laststellungen der Nutzlasten im Gebäude sowie der Anwendung von günstig und ungünstig wirkenden Teilsicherheitsbeiwerten können prinzipiell betragsmäßig maximale bzw. minimale Stützennormalkräfte für den Endzustand ermittelt werden. In Abbildung 6.6 werden diese exemplarisch für die drei Bemessungssituationen ULS, SLS selten (charakteristisch), sowie SLS quasi-ständig basierend auf einer 2D-Modellierung (linke Spalte) bzw. einer 3D-Modellierung (rechte Spalte) dargestellt. Für die Modellierung des 3D-Gebäudemodells wurde dabei die Variante mit starrer Lagerung und gerissenen Decken zum Zeitpunkt $t = \infty$ genutzt, da diese die betragsmäßig größten Normalkräfte der Innenstützen erzeugt (vergleiche Ergebnisse in Abbildung 6.4). Dadurch treten hier die kleinstmöglichen Unterschiede zu den entsprechenden Ergebnissen der 2D-Berechnung

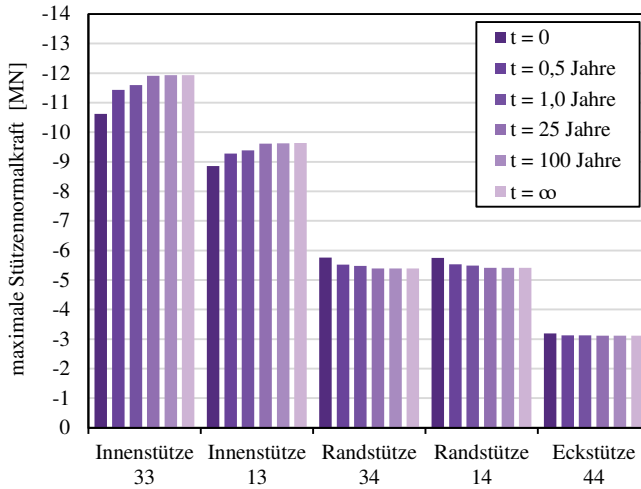


Abbildung 6.5: Auswirkungen der im Berechnungslauf angesetzten Zeit t basierend auf den maximalen Stützennormalkräften im ULS der Berechnungsvariante mit starrer Lagerung und ungerissen Decken

auf. Auch in dieser Darstellung verdeutlichen die unterschiedlichen Farben die fünf verschiedenen Stützenpositionen. Die doppelt durchgezogenen Linien repräsentieren die Ergebnisse bei ungünstiger Lastkombination und die punktierten Linien jene bei günstiger Lastkombination. Die Ergebnisse bei ungünstiger Lastkombination zeigen unabhängig von 2D- oder 3D-Modellierung den bekannten Faktor von 1,4 zwischen den Bemessungssituationen ULS und SLS selten ($\hat{=}$ mittlerer Teilsicherheitsbeiwert). Des Weiteren beträgt der Faktor zwischen SLS selten (charakteristisch) und SLS quasi-ständig überall rund 0,8. Im Gegensatz dazu sind die Faktoren bei günstiger Kombination mit Werten zwischen 1,04 bzw. 0,94 deutlich geringer und zeigen auf, dass die entlastenden Laststellungen der Nutzlasten für die Stützennormalkräfte im Vergleich zur ständigen Belastung im Gebäude vernachlässigbar sind.

Wie generell bekannt ist, besitzen die Stützennormalkräfte selbst bei den Nachweisen in den unterschiedlichen Bemessungssituationen des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit (SLS) bei üblichen Hochbauten eher geringe Relevanz. Als Ausnahmen davon sind beispielsweise noch die Nachweise zur Begrenzung der Betonspannung (zur Vermeidung von Längsrissen, Mikrorissen oder nichtlinearen Kriechen), sowie die Wirkung als Belastung der Fundamentplatte zum Nachweis der Gründung zu benennen. Folglich ist die Größe der Stützennormalkraft vor allem im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) von Interesse.

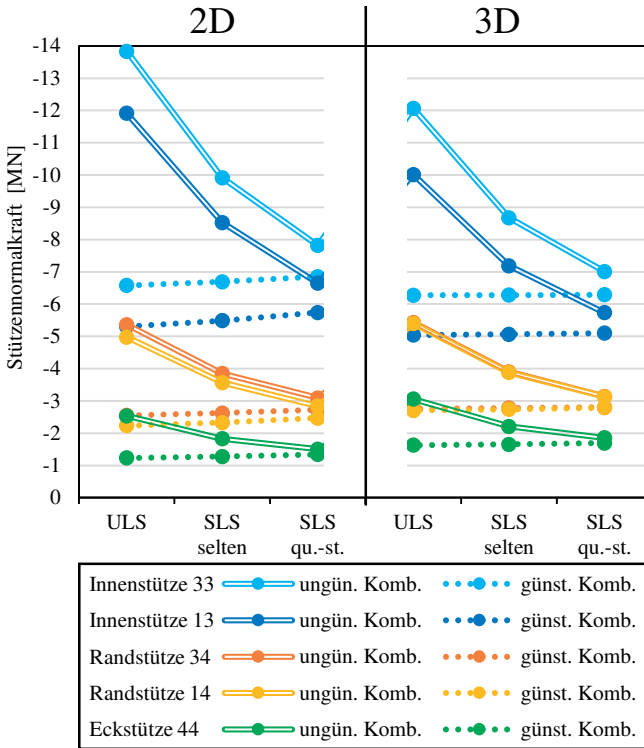


Abbildung 6.6: Vergleich der Stützennormalkräfte infolge günstiger bzw. ungünstiger Lastfallkombination unmittelbar oberhalb der Fundamentplatte für die drei Bemessungssituationen ULS, SLS selten (charakteristisch) sowie SLS quasi-ständig

Zusammenwirken von horizontalen und vertikalen Belastungen

Wie bereits des öfteren angemerkt, tritt eine Interaktion zwischen horizontalem und vertikalem Lastabtrag infolge des räumlichen Zusammenwirkens der Bauteile im ganzheitlichen 3D-Gebäudemodell auf. Hierbei besitzt vor allem die Gesamtsteifigkeit des Systems einen entscheidenden Einfluss. Die Bauweise des repräsentativen Untersuchungsobjekts mit Flachdecken und zentralem Gebäudekern ist prinzipiell eher als eine Bauweise mit geringer Rahmenwirkung einzustufen und führt daher zu geringeren gegenseitigen Beeinflussungen von horizontalem und vertikalem Lastabtrag.

Für die betragsmäßig maximalen Stützennormalkräfte der acht verschiedenen Berechnungsvarianten im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS - ungünstige Kombination) ergeben sich beispielsweise Abweichungen zwischen den Simulationen mit und ohne Berücksichtigung der horizontalen Windbelastung von unter 2,0 %. Die Abweichungen der Stützennormalkräfte bei günstiger Kombination im ULS sind mit bis zu 5,7 % etwas größer. Dies begründet sich dadurch, dass die Windbeanspruchung in der günstigen Kombination die führende veränderliche Einwirkung ist (Entlastung der Stützen auf der Luvseite des Gebäudes) und in der ungünstigen Kombination (Belastung der Stützen auf der Leeseite des Gebäudes) nur begleitend zu den maßgebenden Nutzlasten wirkt.

Zur Veranschaulichung der geringen Abweichungen zwischen den Simulationen mit und ohne horizontaler Windlast zeigt Abbildung 6.7 exemplarisch einen Vergleich der Stützennormalkräfte unmittelbar oberhalb der Fundamentplatte bei günstiger sowie ungünstiger Lastkombination im ULS für die Berechnungsvariante mit starrer Lagerung, ungerissenen Decken und zum Zeitpunkt $t = 0$. Die gewählte Berechnungsvariante ist als eine mit höherer Systemsteifigkeit anzusehen (vergleiche Abbildung 6.4 hohe Vergleichmäßigung der Normalkräfte) und daher treten hier prinzipiell noch die größten Abweichungen auf. Zusätzlich zu den Stützennormalkräften mit und ohne Berücksichtigung der Windbeanspruchung sind deren prozentuale Abweichungen angegeben. Es ist dabei ersichtlich, dass die größten Abweichungen in der Innenstütze 13 auftreten (5,7 % bei günstiger bzw. 2,0 % bei ungünstiger Kombination). Jene in den Rand- und Eckstützen sind mit weniger als 3,0 % bei günstiger Kombination sowie 1,1 % bei ungünstiger Kombination geringer. Insgesamt ist festzuhalten, dass die Windbeanspruchungen für die Quantifizierung der Stützennormalkräfte beim repräsentativen Untersuchungsobjekt von untergeordneter Bedeutung sind. Für andere Bauweisen bzw. Aussteifungskonzepte sowie bei größeren Gebäudehöhen können die Einflüsse aber deutlich ansteigen und sind spezifisch je Bauvorhaben zu betrachten.

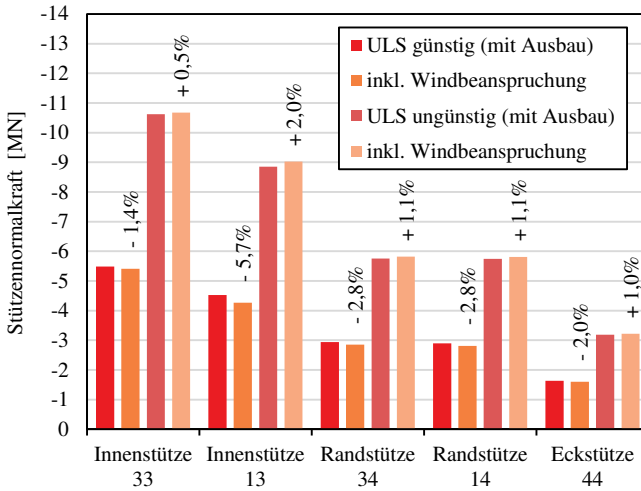


Abbildung 6.7: Einflüsse der Windbeanspruchungen auf Stützennormalkräfte infolge günstiger bzw. ungünstiger Lastfallkombination unmittelbar oberhalb der Fundamentplatte bei der Berechnungsvariante mit starrer Lagerung, ungerissenen Decken und zum Zeitpunkt $t = 0$ im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

In Hinblick auf die Gebäudeaussteifung des repräsentativen Untersuchungsobjekts reduziert jedoch die Rahmenwirkung des 3D-Gebäudemodells das vom Gebäudekern aufzunehmende Biegemoment infolge der horizontalen Windbeanspruchung. Die Auswirkungen der unterschiedlichen acht Berechnungsvarianten werden in Abbildung 6.8 anhand des Verhältnisses der Kernbiegemomente aus den 3D-Berechnungsmodellen zu jenem der konventionellen 2D-Modellierung dargestellt. Hierbei werden in grün die Ergebnisse der Modelle mit einer nachgiebigen Lagerung (elastischer Halbraum - HR) und in blau jene der starren Lagerung (SL) angegeben. Die Ergebnisse sind außerdem auf die Spalten ungerissene Decken (links) sowie gerissene Decken (rechts) aufgeteilt, wobei jede Spalte die Ergebnisse der Zeitpunkte $t = 0$ sowie $t = \infty$ als zeitliche Grenzwerte beinhaltet. Darüber hinaus stellen die gestrichelten Linien das Momentenverhältnis bei ausschließlicher Windbeanspruchung dar. Im Gegensatz dazu wurden bei den durchgezogenen Linien Gesamtkombinationen aller Lastfälle auf ULS-Lastniveau simuliert.

Die Ergebnisse in Abbildung 6.8 zeigen, dass bei den Simulationen mit nachgiebiger Lagerung am elastischen Halbraum ein geringeres Kernmoment als bei starrer Lagerung vorherrscht. Dies begründet sich darin, dass infolge der nachgiebigen Lagerung der Kern nicht starr am Fußpunkt eingespannt ist, sondern eine Rotation über die Gründungssohle ermöglicht wird. Folglich liegt ein geändertes Steifigkeitsverhältnis zwischen Kern und Rahmenstruktur vor und es werden mehr

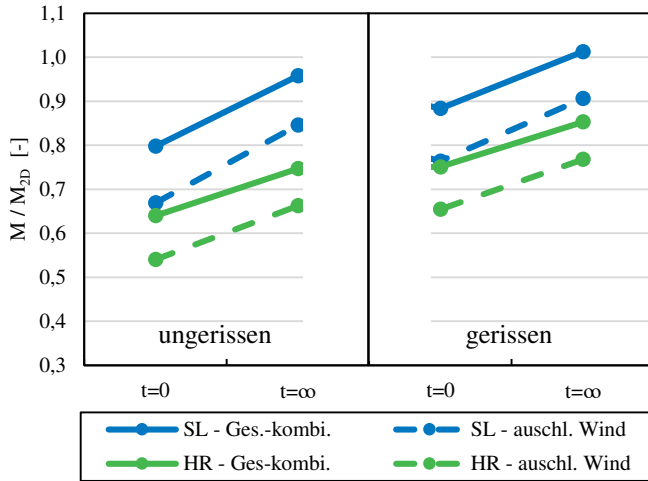


Abbildung 6.8: Auswirkungen der Berechnungsvarianten auf das Moment des Gebäudekerns im Grenzzustand der Tragfähigkeit ULS im Vergleich zur 2D-Modellierung

Lasten über die verhältnismäßig steifere Rahmenstruktur (Rahmenwirkung des Systems) übertragen. Im Gegensatz dazu wird die Mitwirkung der Rahmenstruktur zur Gebäudeaussteifung durch die zeitabhängigen Betonverformungen sowie die Rissbildung reduziert. Folglich werden bei diesen Berechnungsvarianten auch eine Erhöhung der Kernmomente beobachtet.

Prinzipiell liegt die Reduktion des aufzunehmenden Kernmoments unter Windbelastung infolge der Nutzung eines 3D-Berechnungsmodells bei allen acht Varianten zwischen 9 % (Variante: SL gerissen $t = \infty$) und 46 % (Variante: HR ungerissen $t = 0$). Bei Simulationen mit sämtlichen vertikalen und horizontalen Lasten (Gesamtlastkombinationen) tritt prinzipiell die selbe Rahmenwirkung im System auf. Jedoch ist in Abbildung 6.8 eine Erhöhung des Kernmomentes um 9 % und 13 % bezogen auf das Ergebnis der 2D-Berechnung erkennbar. Bezogen auf das Moment der jeweiligen 3D-Berechnungsvariante bei ausschließlicher Windbelastung entspricht dies sogar eine Momentensteigerung zwischen 11 % und 20 %. Begründet wird diese Momentensteigerung durch die feldweise Wirkung der Nutzlasten, welche bei einseitiger Lastaufstellung zu der zusätzlichen Biegebeanspruchung im Gebäudekern führt. In einer konventionellen 2D-Berechnung wird dieser Effekt in der Regel nicht erfasst. Wie hier am Beispiel des repräsentativen Untersuchungsobjekts ersichtlich ist, ist dieser Effekt jedoch in der Anwendung von ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen für Hochhäuser zu beachten. Anzumerken ist, dass dabei die auftretenden Beanspruchungen der Bauteile deutlich von der Steifigkeitsverteilung der Tragstruktur des Gebäudes abhängig sind.

Aus Abbildung 6.8 lässt sich außerdem erkennen, dass die 2D-Berechnung trotz Vernachlässigung des Moments infolge Nutzlast noch das zweit höchste Kernmoment liefert. Das höchste Biegemoment tritt bei der Berechnungsvariante mit starrer Lagerung, gerissenen Decken und dem Betrachtungszeitpunkt $t = \infty$ auf. Dieses Biegemoment ist aber lediglich um 1,3 % größer als jenes der 2D-Berechnung. Prinzipiell ist daher anzumerken, dass die 2D-Berechnung nicht generell für alle Bauwerke die maximalen Kernmomente generiert und daher weitere systematische Untersuchungen zum horizontalen Lastabtrag notwendig sind.

6.4 Diskussion

Wie zu erkennen, ist die prinzipielle Anwendbarkeit der vorgestellten vereinfachten Vorgehensweise / Methode für die Ermittlung der vertikalen Lastverteilung gegeben. Dies wurde über die zweckdienlichen ingenieurmäßigen Abbildungen der relevanten Effekte ermöglicht. Außerdem ist dadurch eine hohe Nachvollziehbarkeit bzw. leichte Prüfbarkeit im Vergleich mit Berechnungsmodulen von kommerziellen Softwareprodukten (in der Regel eine Art Blackbox-Anwendung) gegeben. Generell bestätigt sich auch hier, dass ganzheitliche 3D-Gebäudemodelle hinsichtlich der Beschreibung der Lastverteilung ein Optimierungspotential besitzen.

Für eine sichere Erfassung der Schnittkräfte über den Lebenszyklus sollten immer alle Modellierungsvarianten aus Abbildung 6.1 als Grenzfalluntersuchung betrachtet werden, da eine Systemabhängigkeit der maßgebenden Kombinationen für ein einzelnes Bauteil vorliegt. Gleichzeitig ist zu überprüfen, in welcher Planungsphase welche Modellierungstiefe notwendig ist oder ob eine vereinfachte Simulation (zum Beispiel als Bauphasenanalyse) mit der Vorhaltung von Bemessungsreserven nicht ausreichend und dabei wirtschaftlicher ist. Der Versuch der Kompensation von Auswirkungen eines einzelnen Effektes durch einen anderen Effekt in der Modellierung ist generell nicht sinnvoll bzw. stellt keinen zielführenden Ansatz dar. Wie bereits in den vorangegangenen Kapiteln aufgezeigt wurde, beeinflussen sich die einzelnen Effekte durchaus gegenseitig. Daher sollte jeder Effekt entsprechend modelliert werden, wenngleich bei den weniger relevanten durchaus stärkere Näherungsvarianten vertretbar sind. Für die Forderung nach lediglich einer zu untersuchenden Modellierungsvariante anstatt der acht aus Abbildung 6.1 lassen die Ergebnisse des repräsentativen Untersuchungsobjekts darauf schließen, dass eine Modellierung mit starrer Lagerung, gerissenen Decken und dem Betrachtungszeitpunkt $t = \infty$ eine gute Wahl zu sein scheint. Dabei werden die Unterschiede in den Ergebnissen im Vergleich zu den extrahierten 2D-Teilmodellen eher gering gehalten. Jedoch ist anzumerken, dass hierdurch nicht für alle Bauteile die ungünstigsten Schnittkräfte ermittelt werden.

Das hier angewandte Sicherheitskonzept des Eurocodes EN-1990 (2013) ist prinzipiell für übliche Berechnungen mit extrahierten 2D-Teilmodellen entwickelt

worden. Bei Analysen mittels ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen ist zumindest eine erhöhte Vorhersagegenauigkeit infolge der Abbildung der räumlichen Tragwirkung mit sämtlichen Nebentragwirkungen gegeben. Folglich sollten zukünftig Anpassungen der Sicherheitsfaktoren untersucht werden.

Die systematischen Untersuchungen dieser Arbeit bilden eine Grundlage, um ein breiteres Verständnis in der praktischen Anwendung durch den Einsatz an weiteren realen Bauwerken zu generieren. Jedoch sind jedenfalls noch weitere Untersuchungen und Weiterentwicklungen notwendig (siehe Kapitel 7). In naher Zukunft ist zu erwarten, dass parallel zu den ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen ebenfalls noch immer extrahierte 2D-Teilmodelle genutzt werden. Dies ist zur Gewährleistung einer sicheren Bauwerksauslegung durchaus legitim. Jedoch ist der zukünftige Regeleinsatz von ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen unausweichlich.

7 Ausblick auf künftige Entwicklungen und Forschungsbedarf

7.1 Weiterführende Untersuchungen an ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen

Diese Arbeit stellt umfangreiche systematische Untersuchungen zu ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen in der statischen Tragwerksanalyse dar. Jedoch sind weiterführende Untersuchungen unbedingt erforderlich, um die gewonnen Erkenntnisse zu bestätigen bzw. zu erweitern.

Beispielsweise sind weiterführende Untersuchungen zur Boden-Bauwerk-Interaktion notwendig. Dabei sollten die Beanspruchungen der jeweiligen Gründungselemente bei verschiedenen Gründungskonzepten und Setzungsformen (Mulde und Sattel) betrachtet werden, sowie die geotechnischen Nachweise im ganzheitlichen 3D-Gebäudemodell im Fokus stehen. Hierfür ist eine detaillierte Abbildung des Bodenverhaltens über nichtlineare Volumenelemente im ganzheitlichen 3D-Gebäudemodell zweckmäßig. Darüber hinaus sollten effiziente und praxistaugliche Modellierungsmethoden für die Analyse am ganzheitlichen 3D-Gebäudemodell, im speziellen von kombinierten Pfahl-Platten-Gründungen (KPP), untersucht und bestätigt werden. Des Weiteren gilt es die Auswirkungen von angrenzenden Flachbauten und den üblicherweise vorhandenen Kellerkasten näher zu betrachten. Ein Kellerkasten weist häufig eine deutlich unterschiedliche Bauweise im Vergleich zum oberirdischen Tragwerk auf und beeinflusst den Lastabtrag im Gebäude. So wird beispielsweise die Momentenbeanspruchung im Gebäudekern in den Kellerstockwerken infolge der erhöhten Bauwerkssteifigkeit durch den Kellerkasten reduziert. Gleichzeitig tritt eine größere Lastumverteilung in den vertikalen Bauteilen bei der gleichen Setzungsdifferenz auf. Ebenfalls bewirkt die eingesetzte Herstellungsvariante des Kellerkastens (in der Regel Deckelbauweise oder offener Baugrubenverbau) einen teilweise geänderten Lastfluss im Gebäude. Die Einflüsse infolge des seitlichen Erddrucks auf den Kellerkasten sind dabei auch zu berücksichtigen. Außerdem ist die Quantifizierung von realistischen Zwangkräften im Kellerkasten höchst relevant, um eine fugenlose wasserdichte Konstruktion zu gewährleisten.

Damit im Zusammenhang stehend gilt es, generell die Beanspruchungen in den horizontalen Bauteilen systematisch zu untersuchen, wobei hier der Zwangkraftabbau infolge Biegerissbildung durch vertikale Belastungen essentiell ist. Ansonsten treten beispielsweise infolge des Schwindens zu hohe Zwangkräfte in den Decken zwischen zwei Kernen auf. Daher sind effiziente Modellierungsmethoden eines 3D-Gebäudemodells zu entwickeln, die möglichst ohne nichtlineare Berechnung ein realistisches Zusammenspiel aus Last und Zwang abbilden, sowie gleichzeitig eine hohe Praxistauglichkeit aufweisen. Des Weiteren sind in diesen weiterführenden Untersuchungen die Anschlussmomente der Decken zum Kern bzw. zu den Stützen detailliert auszuwerten und mit den konstruktiven Mindestwerten abzugleichen. Da in dieser Arbeit lediglich ein Gebäude mit aussteifendem Kern betrachtet wurde, sollten noch weitere Untersuchungen an Gebäuden mit anderen Aussteifungssystemen (siehe Abschnitt 3.1) durchgeführt werden. Dabei gilt es, auf etwaige Besonderheiten einzugehen bzw. die hier aufgezeigten Ergebnisse zu bestätigen. In diesen Zusammenhang sind die Beanspruchungen des Aussteifungssystems durch mögliche einseitige / ungünstige vertikale Belastungen (wie den Nutzlasten) und gleichzeitiger horizontaler Belastung zu quantifizieren bzw. weiter zu erforschen. Hierbei besitzt die Steifigkeitsverteilung in der Tragstruktur des Gebäudes einen hohen Einfluss auf die auftretenden Beanspruchungen der Bauteile. Die allgemeine Gültigkeit der im Rahmen dieser Arbeit dargestellten ingenieurmäßigen Vorgehensweise ist hierbei außerdem zu bestätigen, wobei zusätzlich der horizontale Lastabtrag bei den verschiedenen Bauzuständen zu untersuchen ist.

Zukünftig sollte die vorgeschlagene ingenieurmäßige Vorgehensweise noch weiter an praktischen Projekten getestet werden. Zudem ist ein Abgleich zwischen Messdaten und Berechnungsergebnisse wünschenswert. Um treffsichere Aussagen zu erzielen, sind hierbei möglichst detaillierte Informationen zum Bauablauf, Baugrund und zu Belastungen zu dokumentieren. Weiters sind Probelastungen des realen Gebäudes anzudenken.

7.2 Optimierungen und Entwicklungen im Zusammenhang mit einer BIM-basierten Planung

Eine verknüpfte interdisziplinäre digitale Planung mittels BIM-Softwareprodukten wird bereits teilweise von Planungsbüros gelebt und ist zukünftig bei größeren Projekten unausweichlich. Die technischen Randbedingungen für einen durchgängigen BIM-Planungsprozess sind prinzipiell bereits weitgehend gegeben. Probleme gibt es noch bei den Schnittstellen zwischen den verschiedenen Programmen. Hier ist ein abgestimmtes einheitliches Datenaustauschformat notwendig, welches von sämtlichen Programmen fehlerfrei genutzt wird. IFC-Dateien sind zum Beispiel der Versuch eines solch offenen Datenformats. Wenngleich anzumerken ist, dass bei

Importen und Exporten von IFC-Dateien in Programmen noch häufig Inkompatibilitäten auftreten und somit Daten verloren gehen oder nicht nutzbar sind. Für die Tragwerksplanung wurde weiters als neueres Austauschformat das SAF-Format eingeführt. Allgemein ist abzuwarten, welches der verschiedenen Dateiformate bzw. welche Softwareprodukte sich zukünftig durchsetzen. Für eine breite praktische Anwendung sind jedenfalls die OpenBIM-Schnittstellen zwischen verschiedenen Softwareprodukten essentiell.

Darüber hinaus gilt es, die intelligenten Routinen zur Überführung des Architekturmodells in ein Tragwerksanalysemodell noch weiter zu entwickeln, sodass die Fehleranzahl bei einer automatischen Systemgenerierung gering ist bzw. Problemstellen mit Lösungsvorschlägen aufzeigt werden. Zusätzlich sind noch weitere Tools zur systematischen Modellierungskontrolle der großen 3D-Gebäudemodelle zu entwickeln bzw. zu verbessern. Damit im Zusammenhang ist der Nachholbedarf in Aus- und Weiterbildung von Konstrukteuren (BIM-Modeler) und Statikern zu setzen. Durch eine spezifischere Ausbildung in Richtung BIM-Software und deren Probleme können einige Fehler vorab vermieden werden. Gleichzeitig muss das interdisziplinäre Arbeiten in vielen Fällen erst erlernt werden und die klar definierten Prozesse in einer BIM-basierten Planung eingehalten werden. Hierbei können durchaus noch Optimierungen in den Prozessketten erfolgen, wobei hierzu das Projektteam (zumindest Architekt, Tragwerksplaner, Geotechniker und Gebäudetechniker) möglichst eingespielt sein muss.

Neben dem Personal ist ebenfalls an die Aktualisierungen der technischen Infrastruktur der Ingenieurbüros zu denken. Ganzheitliche 3D-Gebäudemodelle sowie ein BIM-basierter Planungsprozess benötigen höhere Rechenleistungen und online-verfügbaren Speicherplatz (Cloud-Server) zum Teilen der Daten. Viele der bisher genutzten Formulare und Dateien für die konventionelle 2D-Berechnung mit Teilsystemen sind nicht mehr notwendig. Als weiterer Entwicklungspunkt sind nachvollzieh- und prüfbare Dokumentationen von Berechnungen mittels ganzheitlichem 3D-Gebäudemodell zu nennen. Hierbei gilt es, zweckmäßige Darstellungsformen und Datenmengen zu finden und eine allgemeine Akzeptanz dafür voran zu treiben. Allenfalls werden dazu reduzierte vorgefertigte Auswertungsprotokolle mit einer generellen Darstellung der Modellierung als effizientes Hilfsmittel zur raschen Dokumentation eingesetzt. Zukünftig ist weiterhin zu diskutieren, wie die Kontrolle eines Prüfenieurs bei einem ganzheitlichen 3D-Gebäudemodell erfolgen sollte. Muss dieser eigenständig ein Modell errichten oder ist eine Prüfung mit 2D-Teilmodellen unter Einhaltung von gewissen Abweichungen ausreichend.

7.3 Entwicklungen hin zum Systemnachweis

Die bisherigen Erläuterungen basieren ausschließlich auf dem Gedanken, dass eine „doppelte Buchführung“ durchgeführt wird. Zuerst werden dabei die Schnittgrößen basierend auf den Mittelwerten ermittelt und anschließend wird die Tragfähigkeit der sogenannten maßgebenden Querschnitte unter Berücksichtigung des erforderlichen Sicherheitsabstands, sowohl für die Einwirkungen als auch die Werkstoffe, entsprechend den normativen Bemessungsmodellen nachgewiesen. Erfahrungen haben gezeigt, dass diese Vorgehensweise übersichtlich und vor allem in einzelnen Fällen weit auf der sicheren Seite liegt.

Die Ergebnisse der vorangegangenen Abschnitte zeigen sehr deutlich, dass die Qualität einer Berechnung am ganzheitlichen 3D-Gebäudemodell wesentlich von der Erfassung der differenziellen Verformungen zwischen den Bauteilen bestimmt wird. Zur Verdeutlichung kann in diesem Zusammenhang beispielsweise die Berücksichtigung der Bewehrung in den vertikalen Bauteilen zur realistischen Abschätzung der Verformung infolge Kriechens herangezogen werden. Darüber hinaus ist auch die Rahmenwirkung des Systems unter anderem deutlich von der Steifigkeit der Decken abhängig. Dabei ist die eingesetzte Abminderung der Steifigkeit über die Reduzierung des E-Moduls des Betons nur ein sehr vereinfachter Lösungsansatz. Um reale Steifigkeitsverteilungen und Verformungsdifferenzen in der Tragstruktur zu berücksichtigen, wäre eine echte vollkommen nichtlineare Berechnung wünschenswert. Für solche nichtlinearen Berechnungen scheint die Weiterentwicklung zur Ermittlung der Systemtraglast und deren Nachweis am sinnvollsten. Hiermit könnten die Wechselwirkungen zwischen den Bauteilen konsequent verfolgt werden und ebenso kommt der Unterschied zwischen einer duktilen und einer weniger duktilen Konstruktion auch in ökonomischer Hinsicht zur Geltung. Bei einer duktilen Konstruktion kann eine Lastumlagerung von einer schwachen Stelle zu der starken Stelle realisiert werden, wodurch die eingesetzten Materialien besser bzw. gleichmäßiger ausgenutzt werden. Aus mechanischer Sicht ist die Vorgehensweise mittels Bestimmung der Systemtraglast konsistenter als die gewöhnliche „doppelte Buchführung“, da hiermit die Interaktion innerhalb des Tragwerks realistisch beschrieben wird.

Auf der sicheren Seite liegend kann die Systemtraglast für ein Bauwerk mit den Bemessungswerten der Materialeigenschaften ermittelt werden. Hierbei ist sichergestellt, dass an keiner Stelle die Beanspruchung größer als der rechnerische Querschnittwiderstand ist. Diese Vorgehensweise hat jedoch zwei entscheidende Nachteile:

- 1) Die Ergebnisse sind für den Gebrauchszustand nicht brauchbar, da die Verformung deutlich überschätzt und die Spannungsverteilung im Querschnitt sehr unrealistisch beschrieben wird.
- 2) Das Verformungsverhalten kann mit den Bemessungswerten nicht realistisch ermittelt werden.

Bei einfachen Systemen, wie Durchlaufträgern, ist die Abweichung in der Beschreibung des Verformungsverhalten wenig problematisch, da hier der Lastabtrag hauptsächlich vom Steifigkeitsverhältnis zwischen den einzelnen Bereichen abhängig ist. Bei komplexen Systemen mit etwaigen Zwangbeanspruchungen, wie in einem ganzheitlichen 3D-Gebäudemodell, ist aber keine korrekte Beschreibung des Lastflusses gegeben. Außerdem ist zusätzlich anzumerken, dass durch 2) die Auswirkungen der Theorie 2. Ordnung in nichtlinearen Berechnungen mit Bemessungswerten überschätzt werden. Somit ist eine solche Vorgehensweise für stabilitätssensible (schlanke) Systeme bzw. Bauteile ungeeignet, da höchst unwirtschaftliche Ergebnisse auftreten (vergleiche Quast (2000) oder Six (2003)).

Eine Alternative zur Simulation mit Bemessungswerten ist die Anwendung des sogenannten γ_R -Verfahrens nach König et al. (1997). Das Wesentlichste bei diesem Verfahren ist, dass die Materialeigenschaften von Beton und Bewehrung so modifiziert werden, dass der Unterschied zwischen sprödem und duktilem Versagen nicht detailliert berücksichtigt werden muss (Simulation mit den Rechenwerten $f_{yR} = 1,1 \cdot f_{yk}$ und $f_{cR} = 0,85 \cdot f_{ck}$). Als erforderlicher Traglastfaktor wird ein globaler Sicherheitsbeiwert $\gamma_R = 1,3$ angegeben. Die Ergebnisse von beispielsweise König et al. (1997), König et al. (1999) oder Ahner (2001) zeigen, dass brauchbare Ergebnisse für überschaubare Systeme wie Durchlaufträger und Rahmen mit mäßiger Schlankheit erzielt werden können. Vorteil dieser Vorgehensweise gegenüber der Letztgenannten mit Bemessungswerten ist, dass die Ergebnisse im Gebrauchszustand bedingt verwendbar sind. Dies ist auf die nur mäßige Veränderung der Materialsteifigkeit zurückzuführen. Die Anwendung dieser Vorgehensweise bei Untersuchung von Stabilitätsproblem ist nicht geeignet (vergleiche Quast (2000)). Die Forderung nach einem konstanten Lastfaktor 1,3 und die einhergehende Modifikation der Materialgesetze führt nämlich dazu, dass die Verformung im Grenzzustand der Tragfähigkeit deutlich überschätzt wird. Weiterhin ist zu erwähnen, dass die vorgenommene Modifikation der Materialgesetze auf die Biegetragfähigkeit abgestimmt ist. Ob dies auch für andere Versagensarten auch geeignet ist, muss noch eingehend untersucht werden. Schließlich ist anzumerken, dass das γ_R -Verfahren nach König et al. (1997) aus mechanischer Sicht ein pragmatisches Konzept ist. Einem hohen mechanisch konsistenten Anspruch genügt das Konzept aber nicht.

Als weitere interessante Alternative ist das ECOV-Verfahren nach Cervenka (2008) im *fib-Modelcode* (2012) verankert. Hierbei basiert die nichtlineare Berechnung auf „echten“ Mittelwerten und ein globaler Sicherheitsfaktor wird in Abhängigkeit der Streuungen der Tragfähigkeiten festgelegt. Dafür ist eine zweite zusätzliche nichtlineare Berechnung basierend auf charakteristischen Werten notwendig. Unter Annahme einer Log-Normalverteilung kann mittels Gleichung (7.1) auf den Variationskoeffizienten der Tragfähigkeit V_R geschlossen werden. Folglich lässt sich durch den Zusammenhang in Gleichung (7.2) und Gleichung (7.3) auf den notwendigen globalen Sicherheitsbeiwert schließen. Hierbei berücksichtigt γ_{Rd} die Modellunsicherheit und ist nach *fib-Modelcode* (2012) mit 1,06 bei gut validierten Modellen mit geringer Streuung bzw. 1,10 bei gut validierten Modellen mit höherer Streuung

anzusetzen. Für die Anwendung dieses Verfahrens bei stabilitätssensiblen Bauteilen (wie schlanken Druckgliedern) wird in DAfStb-Heft-631 (2019) vorgeschlagen, den charakteristischen E-Modul des Betons mittels $E_{ck} \approx 0,85 \cdot E_{cm}$ zu berücksichtigen. Bei diesem Verfahren sind noch weitere Untersuchungen bzw. Vergleichsberechnungen erforderlich. Insbesondere ist der Einfluss der Materialeigenschaften auf eine eventuelle Änderung der Versagensart zu hinterfragen, da dies in der Überlegung zum Sicherheitskonzept unabdingbar ist. Darüber hinaus ist die doppelte nichtlineare Berechnung mit hohem Aufwand verbunden. Folglich erscheint diese Vorgehensweise bei komplexen Systemen, wie Hochhäusern, nicht zielführend.

$$V_R = \frac{1}{1,65} \cdot \ln \left(\frac{R_m}{R_k} \right) \quad (7.1)$$

$$\gamma_R = e^{\alpha_R \cdot \beta \cdot V_R} \quad (7.2)$$

$$R_d = \frac{R_m}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd}} \quad (7.3)$$

mit:

V_R	...	Variationskoeffizienten der Tragfähigkeit
R_m, R_k, R_d	...	Mittelwert, charakterischer Wert und Bemessungswert des Widerstandes
$\alpha_R = 0,8$...	Sensitivitätsbeiwert nach EN-1990 (2013)
$\beta = 3,8$...	Ziel-Zuverlässigkeitsindex nach EN-1990 (2013)
γ_R	...	globaler Sicherheitsfaktor für den Mittelwert des Widerstandes
γ_{Rd}	...	Sicherheitsfaktor zur Berücksichtigung der Modellunsicherheit

Für die Anwendung nichtlinearer Berechnungen in einem ganzheitlichen 3D-Gebäudemodell sind prinzipiell die Mittelwerte der Materialeigenschaften heranzuziehen. Nur damit werden die für 3D-Modelle entscheidenden differentiellen Verformungen der Bauteile bzw. in der Struktur wirklichkeitsnah ermittelt, da die Verformung eine Integralgröße ist.

Als allgemeingültige Methode kann die Gewährleistung einer ausreichenden Bauwerkssicherheit mittels einer probabilistischen Untersuchung erfolgen. In diesem Zusammenhang fällt als Erstes die Monte-Carlo-Simulation ein, da diese prinzipiell leicht verständlich ist. Nachteilig ist jedoch die hohe Rechenintensität ist. Für Ingenieure ist diese Methode dennoch weitgehend zugänglich, da nur ein geeigne-

tes Programm mit Zufallsgenerator und ein leistungsfähiger Rechner notwendig sind. Das große Problem bei der Anwendung dieser Methode ist, dass die akzeptierte Versagenswahrscheinlichkeit im Bauwesen so gering ist, sodass eine große Anzahl der Berechnungen durchgeführt werden muss. Bei einem ganzheitlichen 3D-Gebäudemodell ist die Rechenzeit mit einem linearen Materialverhalten bereits nennenswert. Die Ermittlung der Traglast des Systems benötigt jedoch die Verwendung der nichtlinearen Materialmodelle und somit erhöht sich die notwendige Rechenzeit nochmals deutlich. Abhilfe kann in diesem Zusammenhang die Konzentration der Simulation auf Parametersätze mit einer hohen Versagenswahrscheinlichkeit mittels Sampling schaffen. Hierdurch kann die Anzahl der erforderlichen Simulation zur Sicherstellung der geforderten geringen Versagenswahrscheinlichkeit des Bauwerks deutlich reduziert werden. Insgesamt ist es jedoch schwer vorstellbar, dass die probabilistische Methode bei der Verwendung von 3D-Gesamtmodellen zur Anwendung kommen wird.

Eine neue ingenieurmäßige Alternative für 3D-Gesamtmodelle mit globalem Sicherheitsbeiwert γ_R könnte wie folgt aussehen. Es wird nur eine nichtlineare Berechnung basierend auf den „echten“ Mittelwerten der Materialeigenschaften durchgeführt, wobei die Zugbewehrung von den Bauteilen unter vorwiegender Biegung auf ein bestimmtes Maß begrenzt wird. Gleichzeitig wird gefordert, dass das Versagen dieser Bauteile immer durch das Fließen der Bewehrung bestimmt wird. In diesem Zusammenhang muss aber der Einfluss zwischen dem Ansatz des Bemessungswerts und des Mittelwerts der Druckfestigkeit auf das Fließen der Bewehrung berücksichtigt werden. Dies wird in Abbildung 7.1 beispielsweise für einen Plattenstreifen unter reiner Biegung dargestellt, wobei hier das Materialgesetz des Stahls bilinear mit Verfestigung angesetzt wird. Der Beton wird dabei nach EC2 mittels Parabel für den Mittelwert bzw. mittels Parabel-Rechteck-Beziehung für den Bemessungswert beschrieben. Hiermit lässt sich ein maximaler Bewehrungsgrad zur Sicherstellung eines duktilen Versagens unter Einhaltung einer Grenzdehnung der Mittelwertberechnung für ein entsprechendes Bauteil festlegen. Unter den genannten Randbedingungen kann somit prinzipiell die Traglast des Systems bestimmt werden, wobei für den Nachweis der Tragfähigkeit noch ein Sicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung der Streuung der Materialeigenschaften des Bewehrungsstahls und gegebenenfalls der Unschärfe in der Modellbildung zugrunde zu legen ist. Des Weiteren ist der Ausnutzungsgrad für die vorwiegend durch Normalkraft beanspruchten Bauteile so zu begrenzen, dass bei Erreichen des geforderten Traglastfaktors noch ausreichende Tragreserve vorhanden ist.

Abschließend sollte in diesem Zusammenhang erwähnt werden, dass nichtlineare Berechnungen im Stahlbetonbau prinzipiell möglich sind. Jedoch zeigen Nachrechnung von verschiedenen Laborversuchen, dass noch wesentliche Verbesserungen vor allem in punkto der Vorhersage der Bauteilverformungen erforderlich sind. Außerdem ist die nichtlineare Beschreibung eines Querkraft-, Torsions- oder Durchstanzversagens bei üblicher Modellierung eines 3D-Gebäudemodells mit gängigen Softwareprodukten nicht vollständig gegeben und es sind weitere Entwicklungen dahingehend

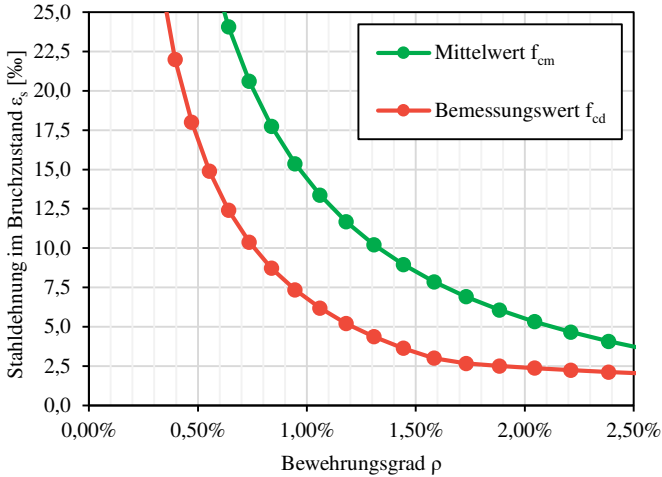


Abbildung 7.1: Dehnung der Bewehrung im Bruchzustand unter reiner Biegung für verschiedene Bewehrungsgrade der Zugbewehrung berechnet mit Mittel- und Bemessungswert der Druckfestigkeit

notwendig. Weiterhin wurden nichtlineare Berechnungen bisher vorwiegend für die Lösung von Detailproblemen (Knoten, Verankerungen, etc.) erfolgreich verwendet. Ob diese Erkenntnisse auf komplexe 3D-Gebäudemodelle übertragbar sind, muss ebenfalls noch eingehend untersucht werden.

Unabhängig von den Entwicklungen zum Systemnachweis sollten in naher Zukunft ebenfalls Untersuchungen zur Anpassung des zurzeit gültigen Sicherheitskonzeptes mit Teilsicherheitsfaktoren bei der Nutzung von ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen infolge der geringere Modellunsicherheit durchgeführt werden.

8 Zusammenfassung

Die Planung von Hochhäusern stellt eine interdisziplinäre Herausforderung dar, wobei die essentiellen Aufgaben der statischen Analyse und Bemessung dem Tragwerksplaner obliegen. Hierzu stehen heutzutage leistungsfähige Software-Pakete auf Basis der Finite-Elemente-Methode als Hilfsmittel für die Tragwerksanalyse zur Verfügung. In Abhängigkeit der zu untersuchenden Struktur muss der Tragwerksplaner eine geeignete Abbildung der relevanten Effekte vollziehen, um die Standsicherheit des Gebäudes gewährleisten zu können. Jedoch gibt es eine Vielzahl an Modellierungsmöglichkeiten und besonders der meist eingesetzte Baustoff Stahlbeton weist, wie generell bekannt ist, einige Besonderheiten auf. Diese Arbeit beschäftigt sich mit den Auswirkungen von unterschiedlichen Modellierungsmethoden in der statischen Analyse von Hochhaustragwerken.

Ausgehend von der generellen praktischen Realität bzw. der Möglichkeiten in der heutigen Tragwerksplanung werden die theoretischen Unterschiede zwischen extrahierten 2D-Teilmodellen und ganzheitlichem 3D-Gebäudemodell gemeinsam mit den entsprechenden Vor- und Nachteilen in Kapitel 2 erläutert. Die extrahierten 2D-Teilmodellen stellen dabei die konventionelle vereinfachte Vorgehensweise dar, welche sich ursprünglich aus den stark eingeschränkten Rechenkapazitäten entwickelt hat. In dieser Vorgehensweise wird eine strenge hierarchische Ordnung der Bauteile in der Lastweiterleitung unterstellt und die Verformungskompatibilität der Bauteile in der Gesamtstruktur nicht vollständig mitberücksichtigt. Des Weiteren wird in der Regel der vertikale und horizontale Lastabtrag entkoppelt betrachtet. Infolge der jahrzehntelangen Erfahrungen sind die Problemstellen weitgehend bekannt und werden unter anderem anhand von konstruktiven Regeln abgedeckt. Durch die Digitalisierung des Planungsprozesses und die Nutzung von Building Information Modelling (BIM) erfolgt der architektonische Gebäudeentwurf bereits häufig an räumlichen Modellen. Die Übernahme dieser Informationen in ein 3D-Berechnungsmodell ist mittlerweile durchaus weit verbreitet und zukünftig nicht mehr wegzudenken. Dabei können die fehleranfälligen Schnittstellen reduziert werden und die Berücksichtigung des räumlichen Zusammenwirkens von horizontalen und vertikalen Bauteilen ermöglicht eine realitätsnahe Ermittlung des Trag- bzw. Verformungsverhaltens der Gebäudestruktur. Folglich können durch die 3D-Berechnungsmodelle auch komplexe bzw. ungewöhnliche Tragstrukturen sinnvoll berechnet werden. Jedoch sind 3D-Gebäudemodelle nicht unumstritten, da bei der Anwendung von klassisch reduzierten Abbildungsmethoden auch das Risiko einer Falscheinschätzung des Lastabtrags gegeben ist. Für 3D-Gebäudemodelle sind

nämlich weitere Effekte mit zu berücksichtigen, welche bei den extrahierten 2D-Teilmodellen keine Relevanz aufweisen. Im Speziellen durch den Einsatz von Beton als zentrales Baumaterial für die Tragstruktur treten signifikante zeitabhängige Verformungen und nichtlineare Effekte wie beispielsweise Rissbildungen auf. Infolge des hochgradig unbestimmten Systems sind dadurch signifikante Lastumverteilungen im 3D-Gebäudemodell zu erkennen. Diese Sensibilität der Lastverteilung ist aber ebenfalls bei differentiellen Verformungen in der Struktur durch beispielsweise unterschiedliche Beanspruchungen der Bauteile zu beobachten.

Die Auswirkungen manch herkömmlich eingesetzter Modellierungsmethoden wurden bereits in mehreren wissenschaftlichen Beiträgen aufgegriffen. Jedoch wurde bisher noch keine detaillierte systematische Untersuchung der Auswirkungen dargestellt. Genau hier setzt diese Arbeit an und stellt eine nachvollziehbare Bewertung der Auswirkungen von den unterschiedlichen Modellierungsmethoden auf die vertikale Lastverteilung in ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen dar. Das dafür genutzte repräsentative Untersuchungsobjekt ist ein vereinfachtes 15-stöckiges Stahlbetonhochhaus mit Kernaussteifung und Flachdecken, welches näher in Kapitel 3 beschrieben ist. Dabei wird ebenfalls auf die generellen Anforderungen an Hochhäuser, gängige Geometrien sowie die Vorbemessung eingegangen. Darüber hinaus beinhaltet Kapitel 3 eine Beschreibung der allgemeinen Modellierung in der Finite-Elemente-Software „SOFiSTiK“ für die in den Untersuchungen eingesetzten 2D- sowie 3D-Berechnungsmodelle. Die Ergebnisse der Untersuchungen am repräsentativen Untersuchungsobjekt sind in den Kapiteln 4, 5 und 6 angeführt. Hierbei wurden die Auswirkungen der einzelnen Effekte getrennt voneinander sowie in Kombination miteinander nachvollziehbar systematisch analysiert. Aus den gewonnenen Erkenntnissen wurden Empfehlungen für einen effizienten Einsatz von ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen zur Ermittlung der vertikalen Lastverteilung abgeleitet.

Im Detail stellt dabei Kapitel 4 die Auswirkungen verschiedener linear elastischer Berechnungsansätze auf die vertikale Lastverteilung im Gebäude bei Eigengewichtsbelastung dar. Zu den analysierten Effekten zählen die Abbildung des Bauprozesses mittels Bauphasenanalyse, die Boden-Bauwerk-Interaktion, die Modellierung der Anschlüsse zwischen den Bauteilen, sowie die Steifigkeitsreduktion der Decken infolge Biegerissbildung. Die Bewertung der unterschiedlichen Modellierungsmethoden erfolgt dabei anhand der Vergleiche von Kern- und Stütznormalkräften. Es zeigt sich dabei, dass Analysen mit 3D-Gesamtmodellen im Vergleich zu jenen an extrahierten 2D-Teilmodellen eine signifikante Homogenisierung der Stütznormalkräfte in einem Stockwerk bewirken. Jedoch ist die Modellierung des Bauprozesses unbedingt zu berücksichtigen, da die Homogenisierung am Eingussmodell deutlich überschätzt wird und somit unrealistische Ergebnisse auftreten. Als geeignete Abbildung des Bauprozesses ist eine Bauphasenanalyse zu empfehlen, wobei zumindest jedes Stockwerk als eigene Bauphase betrachtet werden sollte. Um realistische vertikale Gebäudeverformungen von, im Speziellen Bauten aus Ortbeton zu erhalten, ist dabei jedenfalls der Verformungsausgleich im Bauprozess berücksichtigt. Die

Umlagerungen infolge der Nachgiebigkeit der Gründung und somit auftretenden differentiellen Setzungen werden prinzipiell durch den Bauprozess im Vergleich zur Eingussberechnung reduziert. Darüber hinaus besitzen dabei die modellierten Steifigkeiten der Anschlüsse einen deutlichen Einfluss auf die Umverteilung der Lasten. Infolge der beschränkten differentiellen Setzungen der Gründungssohle zeigen die Ergebnisse, dass für erste Simulationen durchaus eine starre Lagerung (entspricht einer vollkommen gleichmäßigen Setzung) des 3D-Gebäudemodells zweckmäßig ist. Natürlich sollte in Anbetracht einer möglichst realistischen Beschreibung des Tragverhaltens die Boden-Bauwerk-Interaktion mitsamt des gewählten Gründungskonzepts im ganzheitlichen 3D-Gebäudemodell miterfasst werden. Hierbei ist jedoch immer eine enge Abstimmung mit dem Geotechniker erforderlich. In weiteren Untersuchungen sind die Einflüsse eines Kellerkastens oder von seitlichem Erddruck detailliert zu betrachten. Die Analysen bezüglich des Einflusses der Anschlussmodellierung zwischen den Bauteilen zeigen, wie zu erwarten, dass eine biegesteife Modellierung zu einer höheren Rahmenwirkung und stärkeren Homogenisierung der Stütznormalkräfte führt. Hierbei weisen speziell die Anschlüsse zwischen Stützen und Deckenplatte einen hohen Einfluss auf. Hingegen beeinflussen die Anschlüsse zwischen Kernwänden und Deckenplatten die vertikale Lastverteilung nur geringfügig, da immer eine geometrische Einspannung der Decken über die Kernecke vorhanden ist. Als ein für den Stahlbetonbau besonders wichtiger Effekt stellt die Rissbildung ebenfalls einen signifikanten Einfluss auf die vertikale Lastverteilung im repräsentativen Untersuchungsobjekt dar. In den Untersuchungen erfolgt dabei keine nichtlineare Simulation, sondern die gängige vereinfachte ingenieurmäßige Steifigkeitsreduktion in den gerissenen Bereichen. Die angesetzte Reduktion der Steifigkeit infolge Biegerissbildung in den Decken vermindert die Rahmenwirkung des Gebäudes und führt zu einer Reduktion der Vergleichmäßigung der Stütznormalkräfte. Zur Bewertung der Sensibilität dieses Effektes in einem 3D-Gebäudemodell kann aber vereinfacht eine Grenzfalluntersuchung zwischen vollständig gerissenen und ungerissenen Decken Klarheit bringen und ist für die praktische Anwendung einfach zu implementieren.

Die Auswirkungen der zeitabhängigen Verformungen von Beton (Kriechen und Schwinden) im ganzheitlichen 3D-Gebäudemodell werden anhand von zeitdiskreten Analysen im Kapitel 5 aufgezeigt. Insgesamt ist eine Steigerung der Vorhersagequalität durch die Berücksichtigung der zeitabhängigen Verformungen von Beton gegeben, wenngleich der Modellierungs- bzw. Berechnungsaufwand deutlich ansteigt. Für die Simulationen am repräsentativen Untersuchungsobjekt wurde Schwinden und Kriechen basierend auf den Modellen des Eurocodes EC2 - EN-1992-1-1 (2015) angesetzt, wobei beim Kriechen in Fällen einer teilweisen äußeren Entlastung eine Modifikation des Weiterkriechens nach Schlicke (2014) eingesetzt wurde. Durch die zeitlichen Effekte entstehen signifikante Verkürzungen der Bauteile und damit ist ein maßgebender Einfluss auf die Verformung des Gebäudes gegeben. Infolge von differentiellen Verformungen zwischen den Bauteilen entstehen aber ebenfalls Lastumlagerungen bzw. Zwangkräfte. Dabei zeigt sich, dass das Schwinden

alleine bei Simulationen am Bruttoquerschnitt infolge ähnlicher effektiven Bauteildicken nur geringfügige Lastumlagerungen hervorruft. Deutliche Unterschiede in den effektiven Bauteildicken und somit auch in den Schwindverkürzungen sind jedoch zwischen Decken und Fundamentplatte zu beobachten. Für das repräsentative Untersuchungsobjekt treten hierdurch keine relevanten Beanspruchungen auf, da sich die Verformungen nahezu frei einstellen können. Allerdings sind die daraus resultierenden Zwangkräfte in gezwängten Systemen, wie beispielsweise zwischen zwei Kernen, signifikant; jedoch nicht Teil dieser Arbeit. Andere wissenschaftliche Beiträge wie Schlicke et al. (2020) oder Fehling und Leutbecher (2003) beschreiben das hierbei auftretende Zusammenspiel zwischen vertikaler Last und Zwangkraft analytisch. Zukünftig sind jedoch noch geeignete Methoden zu Implementierung in ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen zu finden, wobei ebenfalls der Abbau der Zwangkräfte infolge Kriechen sowie Rissbildung zu berücksichtigen ist. Bei Simulationen mit Schwinden und Kriechen in den vertikalen Bauteilen am Bruttoquerschnitt sind generell zu große Bauteilverkürzungen infolge der Vernachlässigung des durch die Bewehrung herrschenden geringeren Spannungslevels, sowie der inneren Verformungsbehinderung im Bauteil durch die vorhandene Bewehrung zu beobachten. Des Weiteren ist das Verformungsbestreben insbesondere in Fällen von stark variierenden Bewehrungsgraden der vertikalen Bauteile eines Stockwerks deutlich abgeändert. Dadurch ergeben sich teilweise falsche Lastumverteilungen bei Berechnungen ohne Berücksichtigung der vorhandenen Bewehrung. Folglich sind die zeitlichen Betonverformungen immer in Kombination mit der vorhandenen Bewehrungsverteilung zu analysieren. Die dazu eingesetzte zeitdiskrete Analyse ist prinzipiell allgemein gültig; jedoch sehr rechenintensiv und nicht immer trivial zu kontrollieren. Daher wird eine ingenieurmäßige Vorgehensweise zur Erfassung des Zusammenspiels von Schwinden und Kriechen mitsamt der vorhandenen Bewehrung in den vertikalen Bauteilen als Alternative für die praktische Anwendung bzw. Kontrolle vorgestellt. Diese Vorgehensweise basiert auf einer Bauphasenanalyse mit anschließenden zwei Lastfällen zur Berücksichtigung von Schwinden bzw. Kriechen. Um die wesentlichen Auswirkungen bestmöglich wiedergeben zu können, wird der E-Modul $E_{\text{mod}} = E_c \cdot (1 + \alpha_e \rho_s)$ anhand der vorhandenen Bewehrung im entsprechenden Bauteil modifiziert. Außerdem werden reduzierte Verformungseinwirkungen infolge Schwinden mit $\varepsilon_{\text{cs,eff}} = \varepsilon_{\text{cs,EC2}} \cdot 1/[1 + \alpha_e \rho_s \cdot (1 + \rho \varphi)]$ sowie infolge Kriechen mit $\varepsilon_{\text{cc,eff}} = N/[A \cdot E_{\text{mod}}] \cdot \rho \varphi \cdot 1/[1 + \alpha_e \rho_s \cdot (1 + \rho \varphi)]$ ermittelt. Hierbei wurde zur Berücksichtigung der verschiedenen Kriechgeschichten in den vertikalen Bauteilen der Relaxationsbeiwert $\rho = 0,8$ in Anlehnung an Trost (1967) angesetzt. Der Ergebnisvergleich zeigt eine zufriedenstellende Übereinstimmung unter Erfassung der wesentlichen Auswirkungen auf die vertikale Lastverteilung. Weiters ergeben sich eine leichtere Nachvollziehbarkeit sowie eine deutlich reduzierte Berechnungsdauer im Vergleich zu den zeitdiskreten Analysen. Darüber hinaus wird in Kapitel 5 neben den Auswirkungen von Kriechen in den vertikalen Bauteilen auch jene von Kriechen in den horizontalen Bauteilen aufgezeigt. Das Zusammenwirken der zeitlichen Betonverformungen mit Rissbildung und vorhandener Bewehrung in den horizontalen Bauteilen ist prinzipiell Last- bzw. Systemabhängigkeit. Da in

dieser Arbeit die generelle Quantifizierung der Auswirkungen im Fokus steht, wird die vereinfachte Annahme von ungerissenen Querschnitten ohne Bewehrung in den zeitdiskreten Analysen angesetzt. Dies führt zwar zu einer Überschätzung der zusätzlichen Verkrümmung des Querschnitts infolge Kriechen. Jedoch können die Auswirkungen anhand der Extremfälle mit und ohne der Berücksichtigung von Kriechen auf der sicheren Seite liegend beschrieben bzw. bewertet werden. Wie generell bekannt, zeigt sich auch hier, dass das Kriechen in den Decken zu einer zusätzlichen Steigerung der Durchbiegungen führt. Dies bedeutet eine Reduktion der Rahmenwirkung der Struktur infolge der Verringerung der Biegesteifigkeiten. Als Ergebnis daraus ist eine signifikant geringere Vergleichmäßigung der Stützennormalkräfte zu erkennen. Als Alternative zu den zeitdiskreten Analysen ist zur Erfassung des Kriechens in den horizontalen Bauteilen die bekannte vereinfachte Abminderung der Biegesteifigkeit über einen konstanten effektiven E-Modul $E_{c,\text{eff}} = E_c/(1+\varphi)$ von Beton möglich. Hierdurch ist eine gute Näherung für einen gewählten Betrachtungszeitpunkt zu beobachten, wenngleich auch hierbei keine Bewehrung oder etwaige Rissbildung berücksichtigt wird. Für den praktischen Einsatz sind die vorgestellten Vereinfachungen zur Berücksichtigung des zeitabhängigen Verformungsverhaltens von Beton in vertikalen als auch in horizontalen Bauteilen anzusetzen.

Basierend auf den gewonnenen Erkenntnissen wird in Kapitel 6 ein vereinfachter Berechnungsablauf zum Einsatz von ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen zur Analyse der vertikalen Lastverteilung in der heutigen Ingenieurpraxis aufgezeigt. Diese Vorgehensweise ermöglicht Untersuchungen für die unterschiedlichen Bemessungssituationen unter Einhaltung des gängigen Sicherheitskonzeptes nach EN-1990 (2013). Der Berechnungsablauf basiert auf jenem zur ingenieurmäßigen Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden mitsamt der vorhandenen Bewehrung in den vertikalen Bauteilen. Identisch dazu startet die vorgestellte Vorgehensweise mit einer Bauphasenanalyse für alle ständigen Einwirkungen (wie Eigengewicht der Konstruktion, Fassadengewicht oder Ausbaulasten) mit einem darauf aufbauenden Schwindlastfall sowie nachfolgenden Kriechlastfall. Die veränderlichen Einwirkungen wie Windbeanspruchungen oder Nutzlasten werden einzeln getrennt am Endsystem simuliert und basierend auf dem Superpositionsprinzip mit den Ergebnissen des Endzustands nach dem Kriechlastfall unter Berücksichtigung der Teilsicherheits- sowie Kombinationsbeiwerte zusammengeführt. Für die Gewährleistung der Erfassung der wesentlichen Auswirkungen wird eine Grenzfallbetrachtung verschiedener Modellierungen genutzt. So wird in den Simulationen zwischen starrer und nachgiebiger Lagerung, gerissenen und ungerissenen Decken sowie dem Betrachtungszeitpunkten $t = 0$ und $t = \infty$ unterschieden. Daraus ergeben sich acht verschiedenen Berechnungsvarianten, die prinzipiell zu analysieren sind. Bei den durchgeführten Beispielberechnungen am repräsentativen Untersuchungsobjekt wird unter der Annahme einer Ortbetonbauweise mit ausreichender Anschlussbewehrung von biegesteifen Anschlüssen zwischen den Bauteilen ausgegangen. Der Ergebnisvergleich zwischen der vorgestellten Vorgehensweise zur praktischen Anwendung

von ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen und den konventionellen extrahierten 2D-Teilmodellen zeigt eine Reduktion der Bemessungsnormalkraft im ULS der Innenstützen um zumindest 13 %, sowie eine maximale Erhöhung in den Randstützen um 19 % bzw. in den Eckstützen um 38 %. Des Weiteren ist anzumerken, dass ein Ansatz des Nutzungsbeginns anstatt des Betrachtungszeitpunktes $t = 0$ die Abweichungen zwischen den Berechnungsvarianten des 3D-Gebäudemodells signifikant reduziert. Infolge der Rahmenwirkung des 3D-Gebäudemodells treten geringe Einflüsse der Windbeanspruchung auf die Stützennormalkräfte auf. Jedoch reduziert sich das auftretende maximale Moment im Gebäudekern in Abhängigkeit der Berechnungsvariante um zumindest 9 %. Gleichzeitig treten aber bisher unberücksichtigte Momentenerhöhungen durch beispielsweise eine einseitige Anordnung der Nutzlasten auf. Folglich sind weiterführende Untersuchungen mit Fokus auf den horizontalen Lastabtrag bei verschiedenen Aussteifungssystemen notwendig, wobei auch das Zusammenwirken mit den vertikalen Lasten beachtet werden muss.

Ein Ausblick auf künftige Entwicklungen sowie vorliegenden Forschungsbedarf ist in Kapitel 7 angeführt. Hierbei stehen weiterführende Untersuchungen an ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen, Entwicklungen im Kontext mit der BIM-basierten Planung sowie Ansätze zum Paradigmenwechsel von Querschnittsnachweisen hin zum Systemnachweis bei Simulationen mit ganzheitlichem 3D-Gebäudemodell im Fokus. Hin zum Systemnachweis sind nicht nur die Weiterentwicklungen von nichtlinearen Methoden in Bezug auf stabile Berechnungen und Beschreibung aller Versagensmechanismen, sondern auch die Entwicklung eines geeigneten Sicherheitskonzepts auf Basis der Verwendung von Mittelwerten der Materialeigenschaften und Beanspruchungen erforderlich. Generell ist noch einiges an Forschungsleistung sowie Entwicklung notwendig; jedoch dürfte sich der Aufwand lohnen.

Diese Dissertation ist eine erste detaillierte systematische Untersuchung von ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen und es sind zu diesem Thema noch weitere Erkenntnisse bzw. Entwicklungen zu erwarten. Die getroffenen Empfehlungen sollen dem Ingenieur helfen, die essentielle Entscheidung zu treffen, welche Effekte zu berücksichtigen bzw. untersuchen sind. Gleichzeitig sind dazu ebenfalls plausible praktisch anwendbare Modellierungsmethoden beschrieben, die eine hohe Nachvollziehbarkeit erlauben. Insgesamt gilt es zukünftig das ersichtliche Optimierungspotential von ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellen mit Blick auf ressourcenverantwortungsvolles Bauen zu nutzen.

Literaturverzeichnis

- Ahner, C. (2001). *Sicherheits- und Nachweiskonzept für die nichtlineare Tragwerksbemessung im Stahlbetonbau*. phdthesis, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Leipzig.
- Akkermann, J. (2021). Erdbebensicherheit von Stahlbeton-Bestandstragwerken im Kontext der Eurocode-8-Anwendung. *Bautechnik*, 98(4), 263–276. doi: <https://doi.org/10.1002/bate.202100008>.
- Alvarado, Y. A., Buitrago, M., Gasch, I., Prieto, C. A. und Ardila, Y. A. (2018). Stage of construction: An essential consideration in designing reinforced concrete building structures. *Structural Concrete*, 19(6), 1551–1559. doi: <https://doi.org/10.1002/suco.201700128>.
- Barth, C. und Rustler, W. (2013). *Finite Elemente in der Baustatik-Praxis – mit vielen Anwendungsbeispielen*. Beuth Verlag. URL: <https://www.beuth.de/de/publikation/finite-elemente-baustatik-praxis/168978421>. ISBN: 978-3-410-23451-7.
- Bischoff, M. (2010). Statik am Gesamtmodell: Modellierung, Berechnung und Kontrolle. *Der Prüfenieur*, 36, 27–34. URL: https://bvpi.de/bvpi/downloads/der-pruefenieur/Pruefenieur_36.pdf.
- Bischoff, M. (2015). Computerstatik und Tragwerksmodellierung – Vorschläge und Impulse für eine moderne universitäre Baustatiklehre. *Der Prüfenieur*, 46, 40–47. URL: https://bvpi.de/bvpi/downloads/der-pruefenieur/Pruefenieur_46.pdf.
- Bischoff, M. und Bletzinger, K.-U. (2008). *Statik am Gesamtmodell – Möglichkeiten und Ansprüche*. In *Tagungsband Baustatik-Baupraxis 10*. Universität Karlsruhe. URL: https://www.ibs.kit.edu/download/Mit_2008-03_Tagungsband_BB10.pdf.
- Breinlinger, F. (2008). *Statik am Gesamtmodell - stimmen Annahmen und Realität tatsächlich überein? - Erfahrungen aus der Ingenieurpraxis!* In *Tagungsband Baustatik-Baupraxis 10*. Universität Karlsruhe. URL: https://www.ibs.kit.edu/download/Mit_2008-03_Tagungsband_BB10.pdf.
- Cervenka, V. (2008). Global Safety Format for Nonlinear Calculation of Reinforced Concrete. *Beton- und Stahlbetonbau*, 103(S1), 37–42. doi: <https://doi.org/10.1002/best.200810117>.

- CTBUH (Stand: März 2020). *CTBUH Hight Criteria*. (Council for Tall Buildings and Urban Habitats). URL: <https://www.ctbuh.org/resource/height>.
- DAfStb-Heft-600 (2020). *Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA*, DAfStb-Heft-600. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb). ISBN: 978-3-410-65838-2.
- DAfStb-Heft-631 (2019). *Hilfsmittel zur Schnittgrößenermittlung und zu besonderen Detailnachweisen bei Stahlbetontragwerken*, DAfStb-Heft-631. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb). ISBN: 978-3-410-65795-8.
- Elbers, U. (2022). Ressourcenschonendes Bauen – Wege und Strategien der Tragwerksplanung. *Bautechnik*, 99(n/a). doi: <https://doi.org/10.1002/bate.202100114>.
- EN-1990 (2013). *Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung*. Austrian Standards Institute/Österreichisches Normungsinstitut, Wien. Ausgabe: 2013-03-15.
- EN-1991-1-1 (2011). *Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau*. Austrian Standards Institute/Österreichisches Normungsinstitut, Wien. Ausgabe: 2011-09-01.
- EN-1991-1-4 (2011). *Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten*. Austrian Standards Institute/Österreichisches Normungsinstitut, Wien. Ausgabe: 2011-05-15.
- EN-1992-1-1 (2015). *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Austrian Standards Institute/Österreichisches Normungsinstitut, Wien. Ausgabe: 2015-02-15.
- Fastabend, M. (2002). Zur ingenieurmäßigen Bestimmung des Steifigkeitsabfalls von Stahlbeton im Zustand II. *Beton- und Stahlbetonbau*, 97(8), 415–420. doi: <https://doi.org/10.1002/best.200201870>.
- Fastabend, M. (2014). *Statische Berechnung mit Gesamtmodellen: Bautechnische Prüfung und Qualitätssicherung*. In *Baustatik - Baupraxis e. V.*, 661–668. URL: http://www.uni-kassel.de/fb14bau/uploads/media/BB12_Programm.pdf.
- Fastabend, M., Schäfers, T., Albert, M. und Lommen, H.-G. (2009). Zur sinnvollen Anwendung ganzheitlicher Gebäudemodelle in der Tragwerksplanung von Hochbauten. *Beton- und Stahlbetonbau*, 104(10), 657–663. doi: <https://doi.org/10.1002/best.200900022>.
- Fastabend, M., Schäfers, T., Albert, M., Schücker, B. und Doering, N. (2012). Fugenlose und fugenreduzierte Bauweise – Optimierung im Hochbau. *Beton- und Stahlbetonbau*, 107(4), 225–235. doi: <https://doi.org/10.1002/best.201200008>.

- Fehling, E. und Leutbecher, T. (2003). Beschränkung der Rißbreite bei kombinierter Beanspruchung aus Last und Zwang. *Beton- und Stahlbetonbau*, 98(7), 377–388. doi: <https://doi.org/10.1002/best.200301860>.
- fib-Modelcode* (2012). *Model Code for Concrete Structures 2010*. *fib Bulletin No. 65*, Final draft, International Federation for Structural Concrete (fib).
- Fintel, M., Ghosh, S. K. und Iyengar, H. (1987). *Column shortening in tall structures – prediction and compensation*. Engineering bulletin. Portland Cement Association. URL: <https://www.academia.edu/5433851/37263981-Column-Shortening-in-Tall-Buildings>. ISBN: 9780893120832.
- Fischer, D. (2009). *Interaktion zwischen Baugrund und Bauwerk – Zulässige Setzungsdifferenzen sowie Beanspruchung von Bauwerk und Gründung*. phdthesis, Universität Kassel.
- Fischer, O. und Reinhardt, J. (2008). *Tragwerksplanung mit Gesamtmodellen aus der Sicht einer Baufirma*. In *Tagungsband Baustatik-Baupraxis 10*. Universität Karlsruhe. URL: https://www.ibs.kit.edu/download/Mit_2008-03_Tagungsband_BB10.pdf.
- Ha, T. und Lee, S. (2016). Gravity-induced lateral movements of tall buildings. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, 169(9), 702–714. doi: 10.1680/jstbu.15.00054.
- Heinrich, P. J. (2018). *Effiziente Erfassung viskoelastischer Eigenschaften bei der Spannungsermittlung von gezwängten Betonbauteilen*. phdthesis, Technische Universität Graz. URL: <https://diglib.tugraz.at/effiziente-erfassung-viskoelastischer-eigenschaften-bei-der-spannungsermittlung-von-gezwangten-betonbauteilen-2018>.
- Jacob-Freitag, S. (2019). Hybrides Hochhaus setzt neue Maßstäbe. *Bautechnik*, 96(11), 863–872. doi: <https://doi.org/10.1002/bate.201900067>.
- Katz, C. (2020). *Modellierung punktgestützter Platten*. In *Baustatik – Baupraxis 14*, 627–634., Stuttgart. doi: <http://dx.doi.org/10.18419/opus-10762>. URL: https://elib.uni-stuttgart.de/bitstream/11682/10779/3/BB14_Tagungsband.pdf.
- Katzenbach, R. und Leppla, S. (2019). Technisch und wirtschaftlich optimierte Hochhausgründungen in schwierigen Baugrundverhältnissen. *ce/papers*, 3(2), 144–152. doi: <https://doi.org/10.1002/cepa.979>.
- Kepplin, R., Schnellenbach-Held, M. und Held, M. (2017). Building Information Modeling – Umsetzung in der Tragwerksplanung. *Bautechnik*, 94(4), 220–226. doi: <https://doi.org/10.1002/bate.201700003>.

- Kim, H. S. und Shin, S. H. (2011). Column Shortening Analysis with Lumped Construction Sequences. *Procedia Engineering*, 14, 1791 – 1798. doi: <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2011.07.225>. The Proceedings of the Twelfth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction.
- König, G. und Liphardt, S. (2003). *Hochhäuser aus Stahlbeton*, Beton Kalender 2003 - Teil 1, Kapitel: I, 3–69. Ernst und Sohn. ISBN: 3433016453.
- König, G., , Tue, N. V. und Ahner, C. (1997). *Consistent safety format*. In *CEB-Bulletin d' Information No. 239 - Non-linear Analysis - Discussion Papers from the Working Party in Commission 1*. 1–16. Comité Euro-Internationale du Béton.
- König, G., Pommering, D. und Tue, N. V. (1999). *Nichtlineares Last-Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen, Verformungsvermögen und Schnittgrößenermittlung*, Heft 492. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb).
- König, G. und Tue, N. V. (1996). *Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rissbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton*, Heft 466. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb).
- König, G. und Tue, N. V. (2008). *Grundlagen des Stahlbetonbaus*, 3. Auflage. Vieweg + Teubner Verlag.
- Kurc, O. und Lulec, A. (2013). A comparative study on different analysis approaches for estimating the axial loads on columns and structural walls at tall buildings. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 22(6), 485–499. doi: <https://doi.org/10.1002/tal.699>.
- Kwak, H.-G., Seo, Y.-J. und Jung, C.-M. (2000). Effects of the slab casting sequences and the drying shrinkage of concrete slabs on the short-term and long-term behavior of composite steel box girder bridges. Part 1. *Engineering Structures*, 22(11), 1453–1466. doi: [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(99\)00095-4](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(99)00095-4).
- Laggner, T. M. und Schlicke, D. (2018). *Bestimmung von Stützenkräften in mehrstöckigen Hochbauten mit 3D-Gebäudemodellen*. In *4. Grazer Betonkolloquium*, 209–217., Graz. URL: <https://graz.pure.elsevier.com/de/publications/bestimmung-von-stuetzenkraeften-in-mehrstoekigen-hochbauten-mit-3d->
- Laggner, T. M., Schlicke, D. und Tue, N. V. (2019). *Fundamental research on the statical analysis of RC buildings with holistic 3D calculation models*. In *PhD Symposium, International Conference on Sustainable Materials, Systems and Structures (SMSS 2019)*, 11–12., Rovinj. URL: https://www.grad.unizg.hr/_download/repository/6_PhD_Proceedings_FINAL.pdf.
- Laggner, T. M., Schlicke, D. und Tue, N. V. (2020). *Static analysis of high-rise concrete buildings with holistic 3D models*. In *IABSE Congress 2020 – Resilient technologies for sustainable infrastructure*, Graz. doi: 10.2749/christchurch.2021.1336.

- Laggner, T. M., Schlicke, D., Tue, N. V. und Denk, W.-D. (2021a). Statische Analyse mit 3D-Gebäudemodellen unter Berücksichtigung zeitabhängiger Verformungen in den vertikalen Bauteilen. *Beton- und Stahlbetonbau*, 116(6), 419–430. doi: <https://doi.org/10.1002/best.202100017>.
- Laggner, T. M., Schlicke, D., Tue, N. V. und Denk, W.-D. (2021b). Statische Analyse mit linear elastischen 3D-Gebäudemodellen. *Beton- und Stahlbetonbau*, 116(5), 360–369. doi: <https://doi.org/10.1002/best.202000055>.
- Malm, R. und Sundquist, H. (2010). Time-dependent analyses of segmentally constructed balanced cantilever bridges. *Engineering Structures*, 32(4), 1038–1045. doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.12.030>.
- MBO (Stand: März 2020). *Musterbauordnung*. Fassung November 2002, mit Änderungen durch Beschluss der Bauministerkonferenz vom 21.09.2012. URL: <https://www.bauministerkonferenz.de/lbo/VTMB102.pdf>.
- Mehlhorn, G. und Curbach, M. (2015). *Handbuch Brücken: Entwerfen, Konstruieren, Berechnen, Bauen und Erhalten*. Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH. doi: <https://doi.org/10.1007/978-3-540-29661-4>. ISBN: 3658033436.
- Meißner, S., Michael, J., Kies, M. und Cronen, B. (2020). Bauvorhaben FOUR: Deckelbauweise mit einer Kombinierten Schlitzwand-Pfahl-Plattengründung. *geotechnik*, 43(3), 193–200. doi: <https://doi.org/10.1002/gete.202000022>.
- Mittag, J., Richter, T. und Kirsch, F. (2021). Hochhausgründungen in Berlin – Erfahrungen in eiszeitlich vorbelasteten Böden. *Bautechnik*, 98(9), 671–678. doi: <https://doi.org/10.1002/bate.202100063>.
- Nöldgen, M., Zilleßen, K., Müllers, I. und Hehle, T. (2014). Einsatz von BIM im Hochbau – Effekte auf die Tragwerksplanung. *Bautechnik*, 91(4), 251–256. doi: <https://doi.org/10.1002/bate.201400025>.
- Peter, B., Pfaff, K. und Sonntag, D. (2015). Hospitalhof Stuttgart. *Beton- und Stahlbetonbau*, 110(11), 775–783. doi: <https://doi.org/10.1002/best.201500051>.
- Pfeifer, M. (2019). Ein Hochhaus der neuen Generation. *Beton- und Stahlbetonbau*, 114(7), 505–516. doi: <https://doi.org/10.1002/best.201900023>.
- Pfeiffer, U. (2004). *Die nichtlineare Berechnung ebener Rahmen aus Stahl- oder Spannbeton mit Berücksichtigung der durch das Aufreißen bedingten Achsendehnung*. phdthesis, Technischen Universität Hamburg-Harburg. URL: <https://www.u-pfeiffer.de/>.
- Proske, D., Kurmann, D. und Cervenka, J. (2013). Seismische Tragfähigkeit eines Stahlbetongebäudes. *Beton- und Stahlbetonbau*, 108(8), 552–561. doi: <https://doi.org/10.1002/best.201200080>.
- Quast, U. (2000). Zur Kritik an der Stützenbemessung. *Beton- und Stahlbetonbau*, 95(5), 305–311. doi: <https://doi.org/10.1002/best.200000560>.

- Ramm, H., Reul, O., Ruiken, A., Kissel, W. und Toker, E. (2020). Hochhaus Omniturm – Baugrube und Gründung unter komplexen innerstädtischen Randbedingungen. *Bautechnik*, 97(9), 656–663. doi: <https://doi.org/10.1002/bate.202000059>.
- Rombach, G. A. (2007). Probleme bei der Berechnung von Stahlbetonkonstruktionen mittels dreidimensionalen Gesamtmodellen. *Beton- und Stahlbetonbau*, 102(4), 207–214. doi: <https://doi.org/10.1002/best.200700539>.
- Rombach, G. A. (2008a). Die Prüfung der Standsicherheit am ganzheitlichen Gebäudemodell. *Der Prüfmgenieur*, 33, 42–52. URL: https://bvpi.de/bvpi/downloads/der-pruefmgenieur/Pruefmgenieur_33.pdf.
- Rombach, G. A. (2008b). *Risiken und Probleme beim Einsatz komplexer Gebäudemodelle von Stahlbetontragwerken in der Baupraxis*. In *Tagungsband Baustatik-Baupraxis 10*. Universität Karlsruhe. URL: https://www.ibs.kit.edu/download/Mit_2008-03_Tagungsband_BB10.pdf.
- Samarakkody, D., Thambiratnam, D., Chan, T. und Moragaspiitiya, P. (2017). Differential axial shortening and its effects in high rise buildings with composite concrete filled tube columns. *Construction and Building Materials*, 143, 659–672. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2016.11.091.
- Schadow, T. (2022). Ressourcenschonung im Bauwesen – Aspekte aus der Planungspraxis. *Bautechnik*, 99(n/a). doi: <https://doi.org/10.1002/bate.202100110>.
- Schlicke, D. (2014). *Mindestbewehrung für zwangbeanspruchten Beton*. phdthesis, Technische Universität Graz. doi: 10.3217/978-3-85125-473-0. URL: <https://www.tugraz-verlag.at/gesamtverzeichnis/bauingenieurwissenschaften/mindestbewehrung-fuer-zwangbeanspruchten-beton-2-ueberarbeitete-auf-ebook/>.
- Schlicke, D., Tue, N. V., Gomes, J., Sousa, C. und Azenha, M. (2020). Analytical assessment of restraint forces and crack widths in end-restrained building slabs. *Engineering Structures*, 224, 111218. doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111218>.
- Schneider, K.-J. und Goris, A. (2012). *Bautabellen für Ingenieure mit Berechnungsbeispielen*. Werner Verlag.
- Schnell, J., Albert, A. und Dridiger, A. (2018). *Ressourcenschonende Reduktion von Bewehrungsstahl in Hochbaudecken*. Fraunhofer IRB Verlag. URL: <https://www.beck-shop.de/schnell-albert-dridiger-forschungsinitiative-zukunft-bau-ressourcenschonende-reduktion-bewehrungsstahl-hochbaudecken-abschlussbe/product/23965438>. ISBN: 978-3-7388-0077-7.

- Secer, M. und Arslan, T. (2019). *Effects of Construction Sequence on Reinforced Concrete Building Analysis*. In Abdel Wahab, M. (Ed.), *Proceedings of the 1st International Conference on Numerical Modelling in Engineering*, 123–134., Singapore. Springer Singapore. doi: https://doi.org/10.1007/978-981-13-2405-5_10.
- Six, M. (2003). *Sicherheitskonzept für nichtlineare Traglastverfahren im Betonbau*, Heft 534. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb). doi: <https://dx.doi.org/10.2366/61633374>.
- Sobek, W., Hagenmayer, S., Duder, M. und Winterstetter, T. (2006). Die “Highlight Munich Business Towers” in München – Tragwerksplanung und statische Nachweise. *Bautechnik*, 83(4), 247–253. doi: <https://doi.org/10.1002/bate.200610022>.
- Stracke, J. und Kepplin, R. (2020). Der BIM-Prozess in der Tragwerksplanung. *Beton- und Stahlbetonbau*, 115(4), 324–331. doi: <https://doi.org/10.1002/best.201900097>.
- Tannert, T. und Connolly, T. J. (2020). Hybrides Tragwerk des 18-stöckigen Studentenwohnheims “Tall Wood Building“ in Vancouver und Alternative in Holz. *Bautechnik*, 97(S1), 56–63. doi: <https://doi.org/10.1002/bate.201900103>.
- Theile, V., Rohr, M. und Meyer, J. (2003). *Geschossbauten - Verwaltungsgebäude*, Beton Kalender 2003 - Teil 1, Kapitel: II, 71–206. Ernst und Sohn. ISBN: 3433016453.
- Trauner, G. (2018). *Experimentelle und numerische Untersuchungen zur genaueren Vorhersage des dreidimensionalen Lastabtragungsverhaltens von Hochhäusern*. phdthesis, Technische Universität Wien. URL: <https://permalink.catalogplus.tuwien.at/AC15277893>.
- Trost, H. (1967). Auswirkungen des Superpositionsprinzips auf Kriech- und Relaxationsprobleme bei Beton und Spannbeton. *Beton- und Stahlbetonbau*, 62(10), 230–269.
- Tue, N. V., Reichel, M. und Fischer, M. (2016). *Berechnung und Bemessung von Betonbrücken*. Ernst und Sohn. doi: <https://doi.org/10.1002/9783433603086.fmatter>. ISBN: 9783433603086.
- Tue, N. V., Schlicke, D., Laggner, T. M., Denk, W.-D. und Riel, M. (2020). *Realistische Abbildung des Bauwerkverhaltens in der Planung von Stahlbetongebäuden mit 3D-Modellen - Fachlicher Endbericht - Projekt Ganzheitliche Gebäudemodelle*. FuE-Vorhaben, Technische Universität Graz, Institut für Betonbau, Graz. (unveröffentlicht).
- Ulaga, T. (2010). *Lastumlagerung im Hochhaus Prime Tower*. In *Betonbau in der Schweiz - Hochbau*. fib-CH (Schweizer Gruppe der fib). URL: https://fib-ch.epfl.ch/Pubs/2010/3_buildings.pdf.

- Weidner, S., Bechmann, R. und Sobek, W. (2022). Ressourcenminimierung im urbanen Kontext. *Bautechnik*, 99(n/a). doi: <https://doi.org/10.1002/bate.202100093>.
- Werkle, H. und Slongo, L. (2018). Modellierung des Baugrunds bei der Finite-Element-Berechnung von Bodenplatten. *Bautechnik*, 95(9), 607–619. doi: <https://doi.org/10.1002/bate.201800041>.
- Wiener Stadtentwicklungs-, Stadtplanungs- und Baugesetzbuch (Stand: März 2020). *Bauordnung für Wien - BO für Wien - Fassung vom 19.03.2020*. URL: <https://www.ris.bka.gv.at/GeltendeFassung.wxe?Abfrage=LrW&Gesetzesnummer=20000006>.
- Zahn, F. A. und Gritsch, S. (2020). Aussteifung von Gebäuden – Einfluss der Modellierung des Kellergeschosses auf die Schnittkräfte und Verformungen von aussteifenden Stahlbetonwänden. *Beton- und Stahlbetonbau*, 115(4), 300–311. doi: <https://doi.org/10.1002/best.201900064>.
- Zilch, K. und Zehetmaier, G. (2010). *Bemessung im konstruktiven Betonbau - Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2)*, 2. Auflage. Springer-Verlag Berlin Heidelberg. doi: <https://doi.org/10.1007/978-3-540-70638-0>.
- Zirnbauer, J. und Müller, R. (2003). *Tragwerksanalyse des Hochhauses Uptown München - Erfahrungen mit großen FE-Strukturen*. Beitrag SOFiSTiK-Seminar 2003. URL: <https://docplayer.org/31339006-Tragwerksanalyse-des-hochhauses-uptown-muenchen-erfahrungen-mit-grossen-fe-strukturen.html>.

Monographic Series TU Graz

Schriftenreihe des Instituts Betonbau

Herausgeber

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue

- Volume 1 Reichel, Michael Maria
Dünnwandige Segmentfertigteilbauweisen im Brückenbau aus gefasertem Ultrahochleistungsbeton (UHFB)
2011; ISBN 978-3-85125-168-5
- Volume 2 Li, Jiabin
Development and Validation of a new Material Model for Concrete on the Basis of Microplane Theory
2011; ISBN 978-3-85125-184-5
- Volume 3 Schwarz, Sören
Einfluss der Bewehrungsführung im Lasteinleitungsbereich von Flachdecken auf die Tragfähigkeit von Randstützen-Decken-Knoten
2012; ISBN 978-3-85125-205-7
- Volume 4 Schlicke, Dirk
Mindestbewehrung für zwangbeanspruchten Beton
2014 | 2. überarbeitete Auflage 2016
DOI 10.3217/978-3-85125-473-0
ISBN *print* 978-3-85125-363-4
ISBN *e-book* 978-3-85125-473-0
- Volume 5 Illich, Günther Werner
Ein Beitrag zur allgemeinen Beschreibung des Tragverhaltens von schlanken Betondruckgliedern
2015; DOI 10.3217/978-3-85125-405-1
ISBN *print* 978-3-85125-405-1
ISBN *e-book* 978-3-85125-410-5
- Volume 6 Pilch, Erwin
Integrale Brücken
2016; DOI 10.3217/978-3-85125-443-3
ISBN *print* 978-3-85125-443-3
ISBN *e-book* 978-3-85125-444-0

- Volume 7 Hadl, Philipp
Streuung im Zugtragverhalten von Stahlfaserbeton
2017; DOI 10.3217/978-3-85125-539-3
ISBN print 978-3-85125-539-3
ISBN e-book 978-3-85125-540-9
- Volume 8 della Pietra, Regina
Integralisierung von Bestandsbrücken
2018; DOI 10.3217/978-3-85125-587-4
ISBN print 978-3-85125-587-4
ISBN e-book 978-3-85125-588-1
- Volume 9 Laggner, Thomas Markus
Ganzheitliche 3D-Gebäudemodelle in der statischen Tragwerksanalyse
2022; DOI 10.3217/978-3-85125-904-9
ISBN print 978-3-85125-904-9
ISBN e-book 978-3-85125-905-6