

3.2.1 Arbeitsproduktivität und Fragmentierung im Bauwesen

In einem ersten Schritt soll die Entwicklung der Arbeitsproduktivität, also das preisbereinigte Bruttoinlandsprodukt bzw. die preisbereinigte Bruttowertschöpfung je Erwerbstätigenstunde [85] untersucht werden. Dabei wird der Verlauf der Arbeitsproduktivität je Erwerbstätigen in Deutschland auf Basis der Daten aus [85] für die Jahre 1970 bis 2021, umgerechnet und bezogen auf das Jahr 1970, für verschiedene Branchen in Bild 10 dargestellt. Während die Produktivität der anderen Branchen, zusammengefasst als das Produzierende Gewerbe ohne Bau, im Betrachtungszeitraum von rund 50 Jahren um bis zu 370 % anstieg, verzeichnete das Baugewerbe nur leichte Steigerungen; seit 1990 verläuft die Entwicklung konstant. Die Auswertung anhand der Arbeitsproduktivität legt nahe, dass im Baugewerbe in Deutschland in den vergangenen 30 Jahren kaum Effizienz- und Produktivitätssteigerungen stattgefunden haben, auch die Entwicklungen in Österreich und der Schweiz sind ähnlich. Da es jedoch im Bauwesen nachweislich Innovationen gab, sind die Strukturen und Prozesse kritisch zu hinterfragen. Die Forschungsergebnisse müssten viel schneller in der Baupraxis umgesetzt und nicht vielfach durch starre Normen verhindert werden.

Die mangelnde Arbeitsproduktivität und Effizienz im Bauwesen spiegelt sich auch in der Umsetzung von Bauvorhaben wider und lässt sich insbesondere am Beispiel von Großprojekten belegen. In diesem Segment war die Leistungsfähigkeit des deutschen Baugewerbes bereits mehrfach aufgrund von erheblichen Kosten- und Bauzeitüberschreitungen Gegenstand kritischer Berichterstattung. Daher wurden die Ursachen umfassend untersucht, u. a. von der Reformkommission zum Bau von Großprojekten in [87]. Deren Ergebnisse können wie folgt zusammengefasst werden:

- Unklarheiten über Verantwortlichkeiten und Entscheidungskompetenzen in Organisationsstrukturen für Planung und Bau,
- sequenzielle, isolierte und zum Zeitpunkt des Baubeginns teils unfertige Planung,
- ungenügendes Risikomanagement hinsichtlich Zeit und Kosten,
- IT-gestützte Methoden werden selten zur Vermeidung von Bau- und Planungsfehlern eingesetzt.

Bemerkenswert ist, dass sich die Kritikpunkte der Reformkommission zum Bau von Großprojekten weniger auf technische oder verfahrenstechnische Problemstellungen bei Planung und Bauablauf beziehen. Vielmehr betreffen sie allgemeine, strukturelle Rahmenbedingungen, die es kritisch zu hinterfragen gilt.

Flyvbjerg [88] führt für schleppende und teilweise ineffiziente Entscheidungen bei öffentlichen Großprojekten die Überforderung der öffentlichen Organisationen und Entscheidungsträger an. Zudem verlangen öffentliche Verfahren oft lange und über mehrere Hierarchien laufende Einbindungs- und Entscheidungsprozesse. Dadurch müssen die Fachinformationen oft mehrfach für unterschiedliche Wahrnehmungsebenen aufbereitet werden. Auch fehlt vielfach das Fachwissen und aus Angst vor der möglichen Verantwortung werden daher kaum Entscheidungen getroffen.

Eine mögliche Ursache der Ineffizienzen stellt die starke Fragmentierung des Bauhauptgewerbes dar, die bei stetig zunehmender Komplexität von Bauwerken und damit verbunden der Anzahl baubeteiligter Unternehmen und Gewerken erfolgskritisch zu werden scheint. Während im deutschen Bauwesen nach [89] 41,2 % der Erwerbstätigen in Unternehmen mit weniger als 20 Beschäftigten und 21,0 % in Unternehmen mit zwischen 20 und 49 Beschäftigten arbeiten, ist der Sektor „Metallerzeugung und Bearbeitung“ deutlich weniger kleinteilig. Hier arbeiten insgesamt nur 6,4 % der Erwerbstätigen in Betrieben mit weniger als 50 Beschäf-

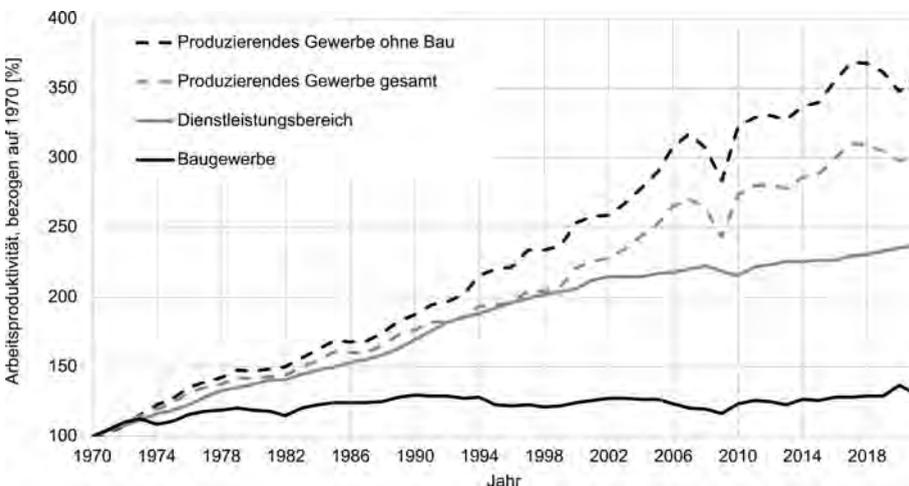


Bild 10. Arbeitsproduktivität im deutschen Baugewerbe und anderer Branchen [85] (nach [84])

tigten [90], der maßgebliche Anteil der Beschäftigten ist demnach in größeren Betrieben angestellt.

Die stark ausgeprägte Fragmentierung im Bauwesen und die damit einhergehende hohe Anzahl an projektbeteiligten Unternehmen resultiert in einer stark arbeitsteiligen Projektentwicklung. Die in der Folge hohe Anzahl unterschiedlicher Schnittstellen im Planungs- und Bauprozess verursacht erhebliche Informationsverluste und Effizienzeinbußen. Zudem fehlen Klein- und Kleinst-Unternehmen oftmals die Mittel und Anreize, wegweisende Innovationen voranzutreiben und umzusetzen. Aus den genannten Gründen liegt es nahe, dass die geringe Innovationskraft, und damit die ausbleibenden Produktivitätsfortschritte im Bauwesen, zumindest teilweise in der Branchenstruktur begründet liegen. Ein Überdenken und Anpassen der Strukturen an die aktuellen Herausforderungen ist erforderlich.

Die stagnierende Arbeitsproduktivität und starke Fragmentierung des Bauwesens geht mit einem niedrigen Digitalisierungs- und Automatisierungsgrad einher. Im Digitalisierungsindex des Bundesministeriums für Wirtschaft und Energie (BMWi) aus dem Jahr 2020 [91] erreicht die deutsche Bauwirtschaft als Teil des sonstigen produzierenden Gewerbes lediglich einen Indexwert von ca. 55. Die Informations- und Kommunikationsbranche erreicht als Spitzenreiter einen Indexwert von 273, der Fahrzeugbau liegt bei einem Indexwert von 193 [91]. Eine quantitative Erhebung zur BIM-Anwendung (Building Information Modeling) in Planungsbüros [92] zeigt, dass der Anteil der BIM-Anwender in Planungsbüros mit 1 bis 2 Beschäftigten nur bei 22 % liegt und in Büros mit mehr als 19 Mitarbeitern bei 58 %.

3.2.2 Planungsprozess

Die fragmentierte und vergleichsweise kleinteilige Organisation der Bauprozesse findet sich auch bei Planungsprozessen wieder. In Deutschland erfolgt die Vergabe und Honorierung von Planung, Baubegleitung und Dokumentation eines Gebäudes bis zur Übergabe in der Regel nach festgelegten Leistungsphasen der Honorarordnung für Architekten und Ingenieure (HOAI) [93]. Dabei gliedert die Einteilung in Leistungsphasen Bauvorhaben in eine vorgegebene zeitliche Struktur mit einer sequenziellen, kleinteiligen Erbringung der Planungsleistung und gleicht der in Bild 11 visualisierten Einbahnstraße. Der Planungs-

prozess ist insgesamt stark vorwärtsgewandt und sieht wenig ganzheitliche, leistungsphasenübergreifende Optimierungsschleifen vor. In der Folge konzentriert sich jedes Gewerk auf seine spezifische Tätigkeit und sucht in dieser das mögliche Teil-Optimum der im Rahmen der Honorierung leistbaren Zeitaufwände und Kosten. Insgesamt bestehen wenig wirtschaftliche Anreize zur Minimierung von Treibhausgasemissionen oder Ressourcenbedarf in den einzelnen Gewerken und noch weniger Anreize für eine ganzheitliche Optimierung oder Lebenszyklusbetrachtungen.

3.2.3 Ganzheitliche Planungs- und Bauprozesse

Zukunftsweisende Bauwerke müssen hohe Anforderungen an Treibhausgas- und Ressourceneffizienz erfüllen. Um dies zu erreichen, muss der fragmentierte Prozess von der Projektidee bis hin zur Nutzungsphase systematisch weiterentwickelt werden. Ziel sollten dabei integrierte und partnerschaftliche Realisierungsmodelle mit Gesamtverantwortlichkeit über alle Lebenszyklusphasen hinweg sein, die von der Konzeption über den Entwurf und die Fachplanung bis hin zu Bau und der langjährigen Nutzung reichen. Planung muss als ein „Gestaltwerdungsprozess“ einer Idee verstanden werden, der schleifen- oder stufenartig und iterativ über die Zeitachse entsteht. Bei diesem stufenweisen Such- und Entscheidungsprozess wechseln sich regelmäßig kreative, analytische und interdisziplinäre Phasen ab, die durch Rückkopplungen miteinander verbunden sind und aufeinander aufbauen. Um klimaverträgliche und ressourcenschonende Bauwerke zu erstellen, müssen die Chancen innovationsgetriebener Unternehmen genutzt und die Risiken durch analytische und phänomenologische Methoden begrenzt werden [94]. Die Entwicklung solcher Realisierungskonzepte ist die logische Konsequenz, um den zukünftigen Anforderungen sowie der steigenden Komplexität gerecht zu werden.

Die langjährige Erfahrung mit sogenannten Public Private Partnerschaft (kurz PPP) Modellen in der öffentlichen Hand belegt, dass ganzheitliche Lebenszyklusmodelle nicht nur die Wirtschaftlichkeit, die Terminalsicherheit und die Qualität steigern, sondern auch Treibhausgasemissionen und Ressourcenverbräuche senken. Mit der Umsetzung zahlreicher Projekte innerhalb der letzten beiden Jahrzehnte in Deutschland konnten regelmäßig erhebliche wirtschaftliche Effizienzgewinne zwischen 10 und 20 % erzielt werden. Entscheidend



Bild 11. Herkömmliche Projektabwicklung mit Teilloptimierung (nach [84])

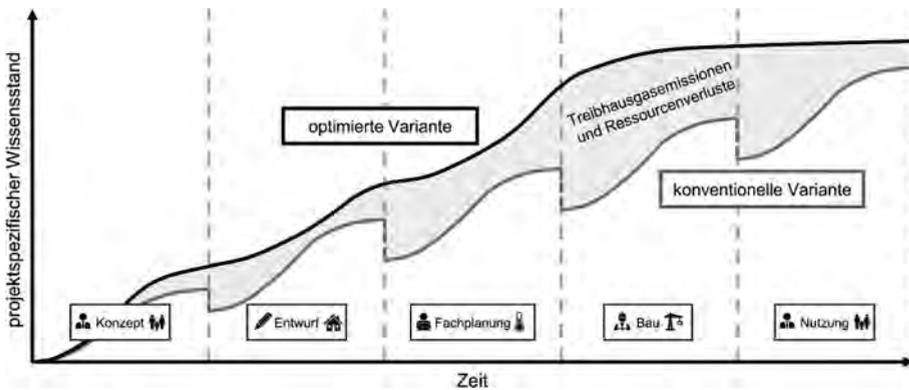


Bild 12. Entwicklung des projektspezifischen Wissensstands (qualitativ) bei einer konventionellen und einer ganzheitlich optimierten Projektumsetzung (nach [84])

hierfür war die ganzheitliche Betrachtung über alle Lebenszyklusphasen hinweg mit Vereinbarung der aufsummierten Lebenszykluskosten als wesentliches Vergabekriterium. Diese Vorgabe und Vergütungsstruktur motivierte alle Projektbeteiligten zu einer umfassenden Optimierung der Planung sowie der Bauprozesse und auch der Nutzungsbedingungen. Ähnliche Erfahrungen sind auch aus der Anwendung analoger Modelle in der Privatwirtschaft belegt (vgl. [95–97]). Bild 12 veranschaulicht anhand der Gegenüberstellung des projektspezifischen Wissensstands für den Fall einer konventionellen mit einer ganzheitlich optimierten Variante für Planung, Bauumsetzung und Nutzung die Potenziale ganzheitlicher Umsetzungsmodelle. Die Vermeidung von Wissens- und Informationsverlusten bei der Übergabe der einzelnen Projektphasen entsprechend Bild 11 und ein stetig ansteigender Wissensstand aller Projektbeteiligten ermöglichen eine optimierte Planung, Umsetzung und Nutzung des betrachteten Bauwerks mit reduzierten Treibhausgasemissionen und Ressourcenverbräuchen. Es ist anzunehmen, dass die in Bild 10 dargestellte ausbleibende Produktivitätssteigerung im Baugewerbe auf diese Weise verbessert werden kann. Die Fläche zwischen den beiden Kurven in Bild 12 veranschaulicht diese Potenziale.

Eine weitere Möglichkeit zur Effizienzsteigerung von Planung, Ausschreibung und Bauausführung bieten Lean-Construction-Methoden. Umfangreiche und ausführliche Handlungsempfehlungen, Standards und Hintergründe werden in [98] behandelt.

3.3 Optimierung von Entwurf, Tragwerk und Bauteilen

In der Planungsphase können Treibhausgasemissionen und Ressourcenverbrauch durch geeignete Maßnahmen erheblich minimiert werden, daher lohnt eine Aufteilung der Maßnahmen in die Wirkungsebenen Architektur und Entwurf, Bauweise und Tragwerk sowie Bauteile gemäß Bild 13. Während in allen Ebenen bereits zahlreiche Optimierungsansätze existieren und direkt umsetzbar sind, werden andere Vorschläge aktuell noch in der Fachöffentlichkeit diskutiert und können daher erst kurz-, mittel- oder langfristig zu einer Reduktion von Treibhausgasemissionen und einer Steigerung der Ressourceneffizienz im Bauwesen beitragen. Nachfolgend werden ausgewählte Optimierungsansätze für das Bauen mit Beton beispielhaft vorgestellt und diskutiert, um einen kurzen Überblick zu vielversprechenden Ansätzen mit zeitnaher Umsetz-



Bild 13. Wirkungsebenen von Optimierungsansätzen (nach [84])

barkeit zu geben. Diese sind als Anregung zu verstehen, wie in absehbarer Zukunft den in den Abschnitten 3.1 und 3.2 betrachteten Herausforderungen entgegengetreten werden kann.

3.3.1 Architektur und Entwurf

Bauwerke dienen spezifischen Nutzenstiftungen wie beispielsweise der Bereitstellung von Wohn- und Arbeitsflächen oder der Sicherstellung des Grundbedürfnisses nach einer funktionierenden Verkehrsinfrastruktur. Aufgabe der Planung ist es, das Bauwerk so zu gestalten, dass es seinen vorgesehenen Nutzen in optimaler Weise erfüllt und sich in die örtlichen Randbedingungen integrativ einfügt. Bereits vor der konkreten Planung eines Bauwerks ist es daher wichtig, alle Randbedingungen zu erfassen und anschließend mit den Projektinitiatoren abzustimmen. Insbesondere ist zu klären, in welcher Form die unterschiedlichen Aspekte bei dem Entwurf eines Bauwerks zu gewichten sind. Schon zu diesem Zeitpunkt besteht die Möglichkeit, Aspekte der Nachhaltigkeit wie Treibhausgasemissionen und Ressourceneffizienz zu thematisieren und in den folgenden Planungsprozessen mit hoher Priorität einzubringen.

Einen signifikanten Einfluss auf die eingesetzte Materialmenge hat die Grundfläche eines Gebäudes, insbesondere bei Bauwerken mit einer großen Geschossanzahl. Entsprechend stellt eine hohe Flächeneffizienz eine Grundvoraussetzung für den sparsamen Einsatz von Ressourcen dar. Sie ist dann erreicht, wenn die Gesamtfläche eines Gebäudes minimiert ist, ohne dabei z. B. geforderte Arbeits- oder Wohnflächen zu unterschreiten. Dies kann beispielsweise durch eine optimierte Anordnung der Räume oder durch die Reduktion von Verkehrsflächen wie Fluren und Foyers erfolgen. In der Regel sind hierfür allerdings mehrere Entwurfs- und Optimierungsschleifen notwendig, deren Mehraufwand heute meist nicht vergütet wird. Hier sind Veränderungen erforderlich; z. B. die Planung am digitalen Zwilling mit Building Information Modeling liefert hier eine notwendige Voraussetzung.

Eine weitere Maßnahme, die zur nennenswerten Reduktion des Betonverbrauchs führen kann, ist der Verzicht auf Untergeschosse oder deren Verringerung. Sie werden meist als massive Stahlbetonkonstruktionen ausgeführt und tragen in der Folge maßgeblich zu Treibhausgasemissionen und Ressourcenverbräuchen eines Bauwerks bei. Abhilfe könnte die Verlagerung der jeweiligen Nutzungseinheiten in Erd- und Obergeschosse schaffen. Insbesondere bei großen Tiefgaragen stellt sich die Frage, inwieweit mit hohen Treibhausgasemissionen und hohem Ressourcenaufwand Flächen für ein Mobilitätskonzept zur Verfügung gestellt werden sollten, das sich stark im Wandel befindet.

3.3.2 Bauweise und Tragwerk

Neben der Kubatur eines Gebäudes kann darüber hinaus die jeweilige Bauweise Einfluss auf die Aspekte ei-

ner effizienten Konstruktion nehmen. Bereits seit vielen Jahren wird mit seriellen und modularen Bauweisen das Ziel verfolgt, standardisierte und hinsichtlich des Materialbedarfs optimierte Bauteile zu erzeugen, die aufgrund eines hohen Vorfertigungsgrads einbaufertig auf die Baustelle geliefert werden können. Neben einer Bauzeitverkürzung in situ bieten diese Bauweisen die Möglichkeit, vorproduzierte Standardbauteile statisch effizienter auszunutzen und aufgrund höherer Präzision in der Herstellung auf Sicherheitselemente wie z. B. das Vorhaltemaß der Betondeckung zu verzichten [99]. In der Folge werden Bauteile und somit auch Bauwerke effizienter.

Weiter besteht mit der Systembauweise die Möglichkeit, Elemente der Haustechnik direkt ab Werk in die jeweiligen Bauteile zu integrieren und damit die Schnittstellenproblematik unterschiedlicher Gewerke auf der Baustelle zu reduzieren [100]. Während sich diese Art des Bauens im Holzbau seit Langem etabliert hat, wird sie im Bereich des Massivbaus in Deutschland vergleichsweise selten praktiziert. Grund hierfür sind meist klassische Planungsprozesse, bei denen es in Abstimmung zwischen Planenden und Bauausführenden eine frühzeitige Festlegung auf solche Systeme geben müsste, die in der Baupraxis meist nicht erfolgt.

Ein Ansatz, mit dem die Systembauweise hinsichtlich ihrer Effizienz weiter optimiert werden könnte, besteht z. B. in standardisierten Mustern ganzer Gebäude. In Analogie zu anderen Branchen, beispielsweise dem Automobil- oder Schiffsbau, könnten in einem Plattform- und Modulgedanken wesentliche Konstruktionselemente mit Fokus auf Treibhausgasemissionen und Ressourcenverbrauch optimiert geplant und ausgeführt werden. Dabei sollten standardisierte Anforderungen verschiedener Nutzungsarten, z. B. Einfamilien-/Mehrfamilienhaus, Büro, Lager, Gewerbe, bedarfsgerecht erfüllt werden. Auch vor dem Hintergrund, dass nicht alle individuellen Anforderungen mit standardisierten Lösungen erfüllt werden können, bewirken bereits geringere Marktanteile optimierter Gebäude einen nennenswerten Einfluss auf die Treibhausgasemissionen und den Ressourcenbedarf der Baubranche im Neubaubereich.

Mit Blick auf eine möglichst lange Gebäudenutzung als ein Teil der Strategie für ein treibhausgas- und ressourcenreduziertes Bauen (vgl. Abschnitt 3.5) bieten große Spannweiten eine hohe Flexibilität in der Raumaufteilung und damit Umnutzungspotenziale. Jedoch erfordern sie i. d. R. einen größeren Materialeinsatz, um u. a. Anforderungen an die Bauteilverformungen zu erfüllen. Im Sinne einer effizienten Konstruktion gilt es daher, anhand möglicher Umnutzungs- und Umbauszenarien zu prüfen, ob die Ausführung großer Spannweiten ökologisch günstiger ist als geringere Spannweiten, bei denen etwaige Umbauprozesse notwendig werden können, vgl. beispielsweise [101].

Voranstehend beschriebene Ansätze zielen auf die Optimierung der Konstruktion von Bauwerken ab, ohne gezielt auf eingesetzte Materialien einzugehen. Die rei-

ne Stahlbetonbauweise ist derzeit aufgrund ihrer zahlreichen Vorzüge am weitesten verbreitet; stellt jedoch aus ökologischer Sicht nicht immer die effizienteste Bauart dar. Durch die Kombination mit anderen Baustoffen und Bauweisen eröffnen sich vielfältige Möglichkeiten, z. B. in Form hybrider Strukturen. Sie nutzen den Einsatz unterschiedlicher Materialien in den Querschnittsteilen, in denen sie sich jeweils als vorteilhaft herausstellen und ermöglichen auf diese Weise effiziente Konstruktionen [102]. Auch solche fundierten Abwägungen gehen mit einem erhöhten Planungs- und Bemessungsaufwand einher, der meist nicht vergütet wird.

Vor dem Hintergrund der in den Abschnitten 3.1 und 3.2 geschilderten Herausforderungen werden sich die Randbedingungen im Bauwesen verändern. Zum Beispiel wird ein vereinfachter Bauablauf als Hauptkriterium für den Entwurf eines Gebäudes nicht mehr tragbar sein, sofern sich mit aufwendigeren Bauweisen Treibhausgasemissionen und Ressourcenverbräuche reduzieren lassen. In diesem Kontext sind z. B. die Anforderungen an Schall- und Brandschutz sowie die Gebrauchstauglichkeit aufgrund ihrer häufig negativen Auswirkungen auf den erforderlichen Materialbedarf kritisch zu hinterfragen. Auch wenn ein vollständiger Verzicht keine realistische Option darstellt, können bereits geringfügige Reduktionen einen nennenswerten Einfluss auf den Ressourcenverbrauch und damit die resultierenden Treibhausgasemissionen eines Gebäudes haben.

3.3.3 Bauteile

Viele Optimierungsansätze auf Bauteilebene können anhand des einfachen Beispiels einer Stahlbetonmassivdecke verdeutlicht werden, die sich in den vergangenen Jahrzehnten vor dem Hintergrund eines vereinfachten Bauablaufs, guter bauphysikalischer Eigenschaften sowie flexibler Führung der technischen Gebäudeausrüstung und einer hohen Lebensdauer in Deutschland etabliert hat, ohne dabei Kriterien wie die

Ressourcen- und Treibhausgas-effizienz in den Vordergrund zu stellen. Bild 14 zeigt anhand des Beispiels einer gelenkig gelagerten, einachsig gespannten Stahlbetondecke einige wesentliche Ineffizienzen auf, die häufig Folge aktueller Bemessungs- und Konstruktionsweisen sind.

Ausgehend von der Bemessung des Bauteils anhand weniger hochbeanspruchter Bemessungsstellen erfolgt in der Regel eine einheitliche Wahl der Beton- und Bewehrungsquerschnitte, obwohl diese statisch und konstruktiv nicht überall erforderlich sind. Hierzu zählt auch der flächendeckende Einsatz von Betonstahlmatten. Dieser mag aus baupraktischer Sicht sinnvoll sein, führt aufgrund der vorgegebenen Staffelung des Mattenstahls zu teils nennenswerten Überschreitungen der erforderlichen Bewehrungsmenge. Unabhängig von der Art und Staffelung der gewählten Bewehrung wird diese aus baupraktischen Gründen zudem in aller Regel orthogonal bzw. parallel zum Bauteilrand verlegt, ohne den maßgebenden Verlauf der Hauptspannungen zu berücksichtigen. Ungenauigkeiten im Bauprozess werden u. a. durch Vorhaltemaße der Betondeckung kompensiert, die am Beispiel einer beidseitig bewehrten, 25 cm dicken Massivdecke zu Betonmehrmengen in einer Größenordnung von 8 % führen ($\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm o./u.}; 2 \Delta c_{dev}/h_{Decke} = 8 \%$) [3]. Darüber hinaus weicht der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit meist signifikant von der tatsächlichen 28-Tage-Festigkeit des Betons ab [103, 104]. Ein realitätsnahes Rechenbeispiel in [3] führt zu einer Abweichung zwischen Mittelwert und Bemessungswert von knapp 300 %, mit entsprechenden Auswirkungen auf den ineffizienten Einsatz von Ressourcen. So könnte bereits der Ansatz der 56-Tage-Festigkeit als Bezugsgröße erstes und schnell umsetzbares Optimierungspotenzial bieten. Auch in Bezug auf den Einsatz von emissionsarmen Bindemitteln mit verzögerter Abbindezeit hätte die 56-Tage- oder 90-Tage-Festigkeit als Bezugsbemessungsgröße eine verbessernde Nachhaltigkeitswirkung.

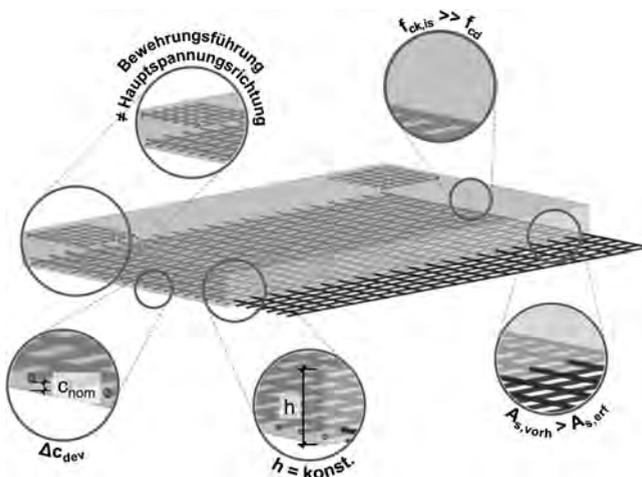


Bild 14. Ineffizienzen am Beispiel einer Stahlbetonmassivdecke (vereinfacht), (nach [84])

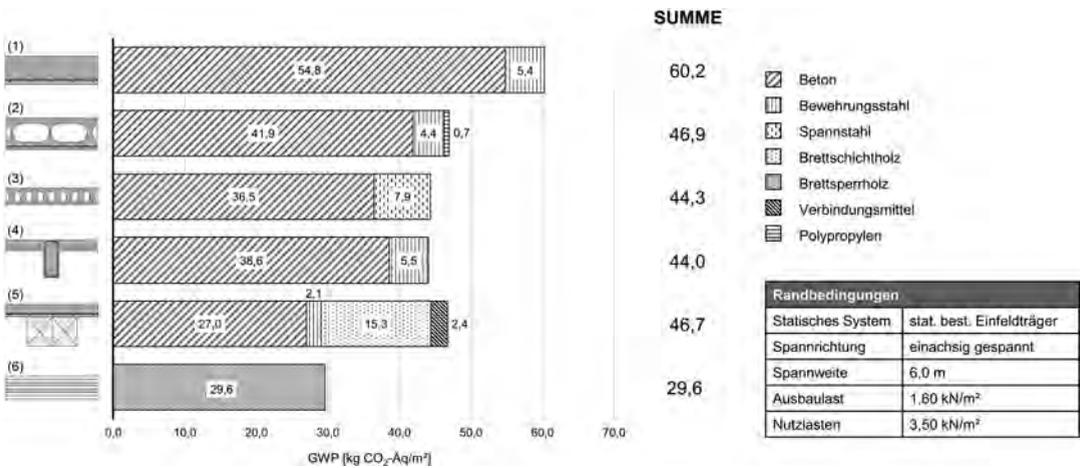


Bild 15. GWP in kg CO₂-Äquivalenten pro m² Rohbaudeckensystem auf Grundlage der Lebenszyklusmodule A1–A3, C3, C4 (nach [105])

Aus ökobilanziellen Untersuchungen in [105] geht hervor, dass bereits existierende marktverfügbare und praxiserprobte Deckensysteme, wie beispielsweise Hohlkörperdecken, Spannbetonhohldielen, Rippendecken oder Holz-Beton-Verbunddecken, schon heute zu einer Reduktion des Ressourcenbedarfes und der Treibhausgasemissionen beitragen können [106,107]. Bild 15 stellt beispielhaft die Ergebnisse der Untersuchungen an Rohbaudeckensystemen dar. Die Gegenüberstellung erfolgt auf Basis einer Bilanzierung des GWP in kg CO₂-Äquivalenten pro m² und berücksichtigt die statisch erforderliche Bewehrung, ermittelt an den maßgebenden Bemessungsschnitten. Übergreifungsstöße und konstruktive Bewehrung fließen nicht in die Bewertung ein. Mit Blick auf den Lebenszyklus eines Bauteils werden neben der Herstellungsphase (Module A1–A3) auch die Module C3 und C4 der Entsorgungsphase nach [108] bilanziert, vgl. Abschnitt 8.1.1.

Die massive Stahlbetondecke hat mit ca. 60 kg CO₂-Äquivalenten pro m² das größte GWP. Durch Hohlräume, Vorspannung oder die partielle Substitution von Beton und Stahl mit Holz kann in dieser Gegenüberstellung eine Reduktion der Treibhausgasemissionen von ca. 25 % bewirkt werden. Das GWP der massiven Brettspertholzdecke fällt mit ca. 30 kg CO₂-Äquivalenten pro m² etwa halb so groß aus. Mit Blick auf den effizienten Einsatz der Ressource Holz ist dieses System allerdings nicht unbedingt für einen flächendeckenden Einsatz geeignet. Bei diesen Ergebnissen bleibt zu beachten, dass es sich hierbei um eine theoretische Gegenüberstellung auf Basis der statisch erforderlichen Materialmengen handelt. Unter Berücksichtigung von Übergreifungsstößen sowie konstruktiven Bewehrungsmengen ist insbesondere beim eingesetzten Stahl von nicht unwesentlichen Mehrmengen auszugehen.

In Ergänzung zu den im Vergleich berücksichtigten Deckensystemen verdeutlichen auch früher bewährte

Deckensysteme, wie z. B. Gewölbedecken oder Stahlbeton-Rippendecken, auf welche Weise der Ressourcenbedarf effizient und unmittelbar reduziert werden kann, wenn die Systemwahl nicht allein vor dem Hintergrund eines optimierten Bauablaufs und einer einfachen Umsetzung getroffen wird. Auch wenn in den voranstehenden Absätzen die Bauteiloptimierung primär am Beispiel der Geschossdecken vorgestellt wurde, sollte das Ziel stets darin bestehen, auch andere Bauteile und Bauwerkselemente wie u. a. tragende Wände, Gründungen und Bauwerkskerne zu optimieren.

Vor dem Hintergrund einer steigenden Rohstoffknappheit ist es zukünftig unabdingbar, Bauteile nicht nur hinsichtlich ihrer Treibhausgas- und Ressourceneffizienz zu optimieren, sondern sie im Sinne einer echten Kreislaufwirtschaft möglichst oft wiederzuverwenden und ihre Lebensdauer auf ein Maximum zu erhöhen. Einen nennenswerten Beitrag können wiederverwendbare Bauteile in Kombination mit reversiblen Verbindungen leisten, die einen schadenfreien Rückbau von Bauwerken auch nach Jahren der Nutzung noch ermöglichen. Auf diese Weise können Bauteile in Folgeprojekten in gleicher (z. B. Decken als Decken) oder veränderter Funktion (z. B. Decken als Wände) eingesetzt werden, vgl. beispielsweise [109]. Grundlage für ein anhaltendes Recycling von Materialien ist u. a. die sortenreine Trennbarkeit. Auch diese kann z. B. durch reversible Fügmöglichkeiten sichergestellt werden. Bewertungsmechanismen wie der Urban Mining Index [110] helfen beim Entwurf einer kreislaufgerechten Bauweise.

3.4 Bedarfsgerechter Einsatz von Baumaterialien

Neben der Optimierung von Entwurf, Tragwerken und Bauteilen verspricht auch der bedarfsgerechte Einsatz von Baumaterialien eine Reduktion von Treibhausgasemissionen und Ressourcenverbrauch. Insbesondere

re bei den im Bauwesen am weitesten verbreiteten Baustoffen Beton und Stahl sind die Herstellungsverfahren und ihr Einsatz derzeit eher produktions- und kostenoptimiert als auf ökologische Gesichtspunkte ausgerichtet. Die folgende Analyse dieser beiden Materialien soll daher Potenziale zur Umwelt und Ressourcenschonung, wie z. B. Recycling, aufzeigen und zudem gängige bzw. neuartige Alternativen für spezielle Einsatzgebiete bewerten.

3.4.1 Beton

Beton zeichnet sich durch seine hohe Festigkeit, Steifigkeit, Dauerhaftigkeit und die gute Verfügbarkeit seiner Ausgangsstoffe Wasser, Sand, Gesteinskörnung und Zement aus. So trägt der Baustoff wesentlich dazu bei, Infrastruktur und Wohnraum kostengünstig und schnell bereitzustellen. Die gesellschaftliche und wirtschaftliche Entwicklung ist somit aktuell in hohem Maße von Beton abhängig. Die aus der großen und stetig steigenden Nachfrage nach Beton resultierende Produktion hat starke Auswirkungen auf Umwelt und Klima. Dies zeigt sich bereits an den knapper werdenden Ressourcen Sand und Gesteinskörnungen. Obwohl die weltweite Verknappung von Sand in der Presse zu Recht thematisiert wird, z. B. in [111], lässt sich der Verbrauch von Sand und Gesteinskörnungen aufgrund mangelnder statistischer Daten nicht direkt erfassen. In der EU wurden im Jahr 2018 2573 Mio. t [112] Sand und Gesteinskörnung produziert. Rund 8% [113] der weltweit anfallenden Treibhausgasemissionen lassen sich darüber hinaus auf die Herstellung des Bindemittels Zement zurückführen, in Deutschland zu etwa einem Drittel auf Brennstoffemissionen und zu etwa zwei Dritteln auf Prozessemissionen bei der Klinkerherstellung [22].

Eine Alternative zur Herstellung von Beton aus Primärressourcen besteht in der Verwendung von Recyclingbeton. Hierfür wird nach dem Rückbau eines Gebäudes und dem Brechen einzelner Bauteile der Bauschutt sortiert und aufbereitet. Der somit gewonnene rezyklierte Splitt kann zur Substitution von natürlicher Gesteinskörnung verwendet werden. Die zur Anwendung kommende Gesteinskörnung ist jedoch bezogen auf ihren Anteil und ihre Fraktion entweder ressourcenbedingt oder auch normativ begrenzt, vgl. Abschnitt 4. Da diese Grenzen noch selten ausgenutzt werden, birgt der Einsatz von Recyclingbeton demnach ein erhebliches Potenzial zur Schonung von Primärressourcen. Da der Bedarf an Bindemittel im vergleichbaren Umfang notwendig bleibt, kann eine Reduktion der Treibhausgasemissionen nur durch emissionsarme Bindemittel erreicht werden. Daher werden in den nachfolgenden Betrachtungen die prozess- und brennstoffbedingten Emissionen während der Zementproduktion in den Mittelpunkt gestellt. Durch einen Wechsel der Energiegewinnung aus fossilen Brennstoffen auf klimaneutrale Quellen ließen sich die Emissionen in diesem Bereich bereits nennenswert senken.

Um langfristig eine treibhausgasneutrale Zementherstellung zu realisieren, muss das prozessbedingte CO₂ in der Herstellung abgeschieden und in anderen Industriezweigen genutzt oder gespeichert werden. Dieser Prozess wird als Carbon capture, utilisation and storage (CCUS) bezeichnet. Zurzeit wird CCUS erst in verschiedenen Pilotanlagen getestet, weswegen ein flächendeckender Umbau der weltweiten Zementwerke auf diese technische Lösung erst in vielen Jahren bis Jahrzehnten realistisch erscheint. In ersten Pilotanlagen kann das anfallende CO₂ z. B. in Kombination mit grünem Wasserstoff in Kraftstoffe umgewandelt oder zur Kultivierung von Algenfarmen genutzt werden [114]. Andere Anlagen speichern verflüssigtes CO₂ onshore oder offshore in erschöpften Erdöl- oder Erdgas-Reservoirs [115].

Die Weiterverwendung des abgeschiedenen CO₂ durch andere Industriezweige führt jedoch nicht dazu, dass dieses von der Atmosphäre ferngehalten wird. Dabei handelt es sich eher um eine Verlagerung der CO₂-Bilanz in einen anderen Industriesektor und stellt somit keine Lösung des Problems insgesamt dar, zumal alle Sektoren klimaneutral werden müssen. Analoges gilt für das Erreichen der Klimaneutralität von Beton durch den Zukauf von Klimazertifikaten [116]. Bilanzial können damit Treibhausgasemissionen zwar kompensiert werden, faktisch wird allerdings nach wie vor eine unveränderte Menge an Treibhausgasen bei der Herstellung freigesetzt. Auch bei der Speicherung von CO₂ sind noch viele grundsätzliche Fragestellungen offen, die auch hier keine kurzfristige Lösung erwarten lassen.

Im Zuge einer kurzfristigen Lösung zur Reduktion der prozessbedingten CO₂-Emissionen bietet sich die Reduzierung der Klinkergehalte im Zement an. Der aktuelle Stand der Technik beinhaltet daher bereits das Zumischen alternativer Bindemittel, wie z. B. Hütensandmehl oder Flugasche, die als Nebenprodukte anderer Industrien abfallen. Aufgrund des geplanten Kohleausstiegs und einer erstrebenswerten Reduktion der Rohstahlherstellung, werden diese alternativen Bindemittel aber mittelfristig im nötigen Umfang nicht weiter verfügbar sein [117].

Auf eine tieferegehende Analyse der Optimierung der Zementherstellung und des Baustoffs Beton wird verzichtet und auf Abschnitt 6 sowie die CO₂-Roadmap zur Dekarbonisierung von Zement und Beton des deutschen Verbands der Zementindustrie verwiesen [22].

3.4.2 Stahl und Betonstahl

Neben den mineralischen sind auch die metallischen Baustoffe im Bauwesen unverzichtbar, insbesondere Stahl. Mit 51,2% der gesamten Stahlerzeugnisse, stellt das Bauwesen weltweit den größten Abnehmer dieses Werkstoffs dar [118]. Im Jahr 2020 wurden in Deutschland 32% des Rohstahls mit dem Elektro- und 68% mit dem Sauerstoffverfahren hergestellt [119]. Im Elek-

trostahlverfahren können große Teile Stahlschrott in Kombination mit kleineren Mengen Roheisen in elektrisch betriebenen Öfen zu Rohstahl geschmolzen werden [120]. Dieses Herstellungsverfahren hat wegen des Einsatzes erneuerbaren Stroms hohes Potenzial für eine ressourceneffiziente und umweltschonende Stahlproduktion. Beim Oxygenstahlverfahren, auch Hochofenroute genannt, wird Rohstahl aus Eisenerzen im Hochofen und unter Zugabe von großen Mengen Roheisen und geringen Mengen Stahlschrott im Konverter gewonnen [120]. Für dieses Verfahren werden zum einen erhebliche Mengen fossiler Brennstoffe benötigt, zum anderen entstehen zusätzliche Prozess-Emissionen, die während des Herstellungsprozesses von dem im Eisenerz enthaltenen Eisenoxid freigesetzt werden. Durch einen Umbau von Produktionsanlagen ist es jedoch möglich, diesen Prozess auf grünen Wasserstoff umzustellen. Dabei reagieren Eisenoxid und Wasserstoff wodurch Roheisen und Wasser gebildet und die prozessbedingten CO₂-Emissionen vermieden werden können [118].

Aus den derzeit erheblichen Mengen fossiler Brennstoffe in der Stahlherstellung gehen pro Tonne Stahl zwischen 680 und 3200 kg CO₂-Äquivalente hervor [121, 122]. Der gesamte, in Deutschland hergestellte Bewehrungsstahl wird aus Stahlschrott gewonnen [118], woraus der untere Grenzwert von 680 kg CO₂-Äquivalenten pro Tonne folgt. Bei der Herstellung von handelsüblichem Baustahl (z. B. S235) werden hingegen etwa 1000 kg CO₂-Äquivalente pro Tonne und bei Spannstahl (z. B. St 1570/1770) etwa 2500 kg CO₂-Äquivalente pro Tonne freigesetzt. Die angegebenen Werte bilden Mittelwerte verschiedener, zur Verfügung stehender Datensätze mit zum Teil großen Abweichungen, dienen aber an dieser Stelle der Einordnung und Vergleichbarkeit.

Grundsätzlich haben metallische Baustoffe ein sehr hohes Recyclingpotenzial. Um dieses auszunutzen und die Herstellung neuer metallischer Baustoffe möglichst klimaneutral gestalten zu können, ist es notwendig, die dafür erforderlichen Energien aus nicht fossilen Brennstoffen, wie z. B. grünem Wasserstoff, zu gewinnen.

Dieses Potenzial wurde auch von der deutschen Wasserstoffstrategie erkannt, die eine direkte Priorität auf die Verwendung von grünem Wasserstoff für die Eisen- und Stahlindustrie legt [123]. Zum aktuellen Zeitpunkt fehlen dazu noch eine ausreichende Versorgung mit grünem Wasserstoff und die zugehörige Infrastruktur, weshalb die Prozesse der bestehenden Stahlwerke nicht kurzfristig umgerüstet werden können [124].

3.4.3 Vergleich massiver Baustoffe

Als Alternative zum Stahlbeton haben sich u. a. bei Massivwänden auch andere Baustoffe bewährt, z. B. Mauerwerk. Dies ist bezogen auf die Umweltschonung keine echte Lösung, denn die Herstellung von Mauerwerkstoffen steht hinsichtlich ihrer Treibhausgasemissionen vor ähnlichen Problemen wie die Zementherstellung. Auch hier fallen erhebliche Teile der Grauen Emissionen durch nicht erneuerbare Energieträger an, die sukzessive durch treibhausgasneutrale Alternativen ersetzt werden müssen. Zudem wird z. B. bei der Produktion von Kalksandsteinen prozessbedingt CO₂ freigesetzt, das analog zur Zementherstellung mit ähnlichen Verfahren abgeschieden werden müsste.

Zur Einordnung der Treibhausgasemissionen von Baustoffen, die über einen Produktlebenszyklus anfallen, kann das sogenannte Global Warming Potential (GWP, z. B. nach DIN EN 15804 [108]) in kg CO₂-Äquivalente pro Referenzeinheit herangezogen werden. Für ausgewählte Baustoffe werden nachfolgend die Emissionen der Herstellungsphase (Module A1–A3 nach [108]) in Bild 16 dargestellt und verglichen. Als Datenbasis dient die ÖKOBAU-DAT (Version: 2021-II vom 25.06.2021, konform zu DIN EN 15804 + A1) des Bundesministeriums für Wohnen, Stadtentwicklung und Bauwesen (BMWSB), die als vereinheitlichte Datenbank für Baumaterialien sowie -prozesse eine Vielzahl an Datensätzen bündelt und öffentlich zur Verfügung stellt [125]. Da diese Betrachtung vorrangig auf Wände bezogen ist, dient als Vergleichsgrundlage das Volumen der Bauteile.

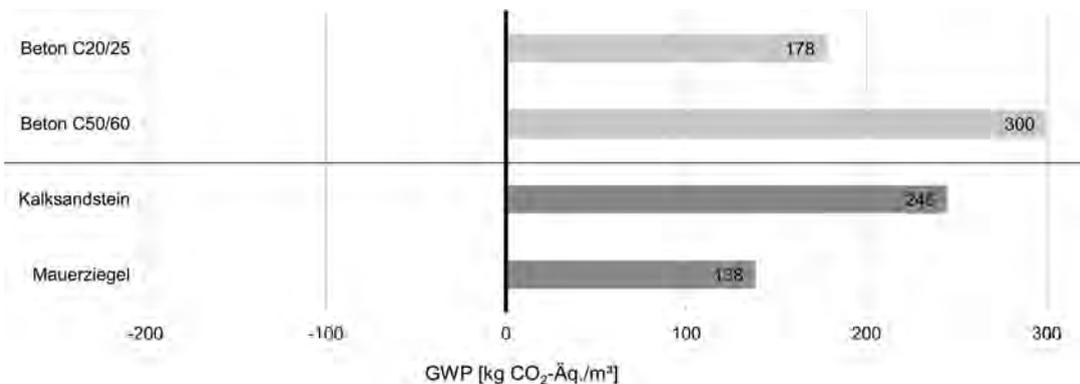


Bild 16. Vergleich der Herstellungsemissionen (A1–A3) ausgewählter massiver Baustoffe [126–129] je m³ (nach [84])

3.4.4 Biotische Baustoffe

In Anbetracht der hohen Treibhausgasemissionen und Ressourcenverbräuche mineralischer und metallischer Baustoffe rücken zunehmend biotische Materialien in den Fokus. Sie haben das Potenzial, während ihres Wachstums Kohlenstoff zu binden und bis zur Verrottung oder energetischen Verwertung zu speichern. Der gängigste nachwachsende, biotische Baustoff ist Holz. Das niedrige Eigengewicht kombiniert mit guten Festigkeitseigenschaften fördert zurzeit den Einsatz von Holzwerkstoffen. Die weltweite Verfügbarkeit von Holz ist dabei umstritten. Während der WWF in [130] aufgrund einer begrenzten Verfügbarkeit von Holz aus nachhaltiger Forstwirtschaft vor einer weiteren Steigerung der Nachfrage warnt, fordern andere Initiativen [131] genau diese. Vor diesem Hintergrund kommt hybriden Bauweisen wie der Holz-Beton-Verbundbauweise eine zunehmend wichtigere Bedeutung zu [107]. Hierbei wird der Ansatz verfolgt, die Materialien entsprechend ihren Eigenschaften in Form eines Verbundbauteils optimal zu kombinieren.

Holz kann unter anderem in hochbelasteten oder biegebeanspruchten Bauteilen zur Anwendung kommen. Daher eignet sich zur Bewertung ein direkter Vergleich der Treibhausgasemissionen auf Festigkeitsebene. Dazu sind nachfolgend in Bild 17 die Grauen Emissionen (Module A1–A3) auf typische, charakteristische Festigkeitswerte von Beton, Stahl und Holz bezogen. Stellvertretend für Beton wurden die charakteristischen Zylinderdruckfestigkeiten der Betone C20/25 und C50/60 gewählt. Für Stahl wurden die charakteristischen Zugfestigkeiten eines Bewehrungsstahls B500, eines Baustahls S235 und eines Spannstahls St 1570/1770 angesetzt. Außerdem wurde Brettschichtholz der Güte GL24h in der Gegenüberstellung berücksichtigt. Im direkten Vergleich wird bei dieser Darstellungsvariante

deutlich, dass Baustahl S235 u. a. wegen seiner vergleichsweise geringeren Festigkeit gegenüber den anderen Stählen wesentlich mehr CO₂-Äquivalente emittiert. Dahingegen schneiden die Betone, insbesondere der Beton der höheren Festigkeit C50/60 besser ab. Die fossilen Emissionen, die aus der Herstellung von Brettschichtholz resultieren, liegen in dieser Gegenüberstellung auf dem Niveau des Betons C50/60. Die CO₂-Äquivalente des im Holz bis zur Verrottung oder energetischen Verwertung gespeicherten biogenen Kohlenstoffs werden separat und als Gutschrift in Form negativer Emissionen ausgewiesen. Holz gibt den in seiner Wachstumsphase (Module A) gebundenen CO₂ wieder während der Entsorgungsphase (Module C) an die Umwelt ab. Bei der Verrottung vollzieht sich das über einen langen Zeitraum, während dies bei der Verbrennung sehr schnell geht. Aufgrund der notwendigen zusätzlichen Arbeiten für die Waldpflege, Holzschlägerungen und Holzverarbeitung verbleiben damit immer gewisse, wenn auch kleine CO₂-Belastungen über den Lebenszyklus (z. B. Fichte ca. 32 kg CO₂-Äq/m³ Holz) [132].

Der hier angestellte Vergleich unterschiedlicher Werkstoffe dient der groben Einschätzung der Emissionen auf Festigkeitsebene. Hierbei darf aber nicht der Eindruck entstehen, dass durch den Einsatz von z. B. Betonen höherer Festigkeiten absolut geringere Treibhausgasemissionen resultieren als durch Betone niedrigerer Festigkeiten, denn oftmals ist die Druckfestigkeit nicht allein maßgebend für den erforderlichen Materialeinsatz, so spielt z. B. der Elastizitätsmodul eine wichtige Rolle.

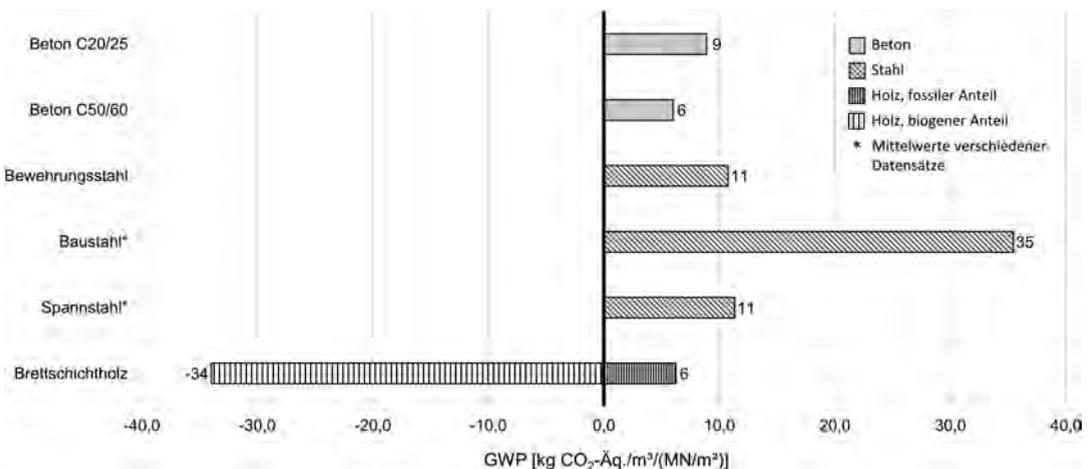


Bild 17. Vergleich der Herstellungsemissionen (A1–A3) ausgewählter, tragender Baustoffe in Abhängigkeit ihrer charakteristischen Festigkeiten [121, 126, 127], Baustahl [133, 134], Spannstahl [122, 135–137], Brettschichtholz [138] (nach [84])

3.4.5 Nichtmetallische Bewehrung

Aufgrund der Korrosionsanfälligkeit metallischer Bewehrung und der damit in Zusammenhang stehenden begrenzten Nutzungsdauer von Strukturen aus Konstruktionsbeton wird der Einsatz nichtmetallischer Bewehrung zunehmend interessanter. Ein Verbundwerkstoff aus flächigen oder räumlich geformten textilen Materialien und Beton wird als Textilbeton bezeichnet. Bewehrungsmatten können in solchen Fällen zum Beispiel aus Carbon oder Glasfasern gefertigt sein. Die weltweit erste Brücke aus Textilbeton wurde 2005 für die Landesgartenschau in Oschatz gebaut. Der Einsatz von nichtmetallischer Bewehrung muss unter Abwägung mehrerer Gesichtspunkte bewertet werden. Einerseits kann die Lebensdauer von Betonbauwerken durch die Langzeitbeständigkeit im Hinblick auf externe Expositionen deutlich erhöht werden, andererseits müssen Nachhaltigkeitsaspekte sowie erhöhte Kosten berücksichtigt werden. Die Verwendung von Glasfasern im Betonbau findet bereits seit den 1980er-Jahren statt. Hierzu werden unter Anwendung entsprechender bauaufsichtlicher Zulassungen sowohl Fasern, Stäbe und Matten für verschiedene Sonderbauteile eingesetzt. In Längsrichtung sind die Fasern hochfest und in Querrichtung lassen sie sich gut schneiden. Glasfasern sind chemisch beständig, haben eine sehr geringe Wärmeleitfähigkeit, rosten nicht und werden auch im Bereich von hochsensiblen Mess- und Steuereinrichtungen verwendet.

Carbonfasern weisen eine sehr hohe Zugfestigkeit auf und können auch mit einem hohen E-Modul (wie Stahl) gestaltet werden. Der Verbundwerkstoff Carbonbeton setzt sich aus Feinbeton (Größtkorn 1,0 bis 4,0 mm) sowie einer Bewehrung aus textilen Gelegen und Stäben aus Carbonfasern zusammen. Carbon ist korrosionsbeständig und besitzt eine geringere Dichte, wodurch der Verbundwerkstoff mit Beton wesentlich leichter wird. Das weltweit erste Gebäude aus Carbonbeton wurde am 28.09.2022 in Dresden (CUBE) eröffnet [139].

Basaltfasern weisen im Vergleich zu Glasfasern eine höhere Zugfestigkeit, Druckfestigkeit und Steifigkeit auf. Basalt besteht aus 45 bis 52 % aus SiO_2 , 9 bis 19 % aus Al_2O_3 , 6 bis 15 % aus $\text{FeO} + \text{Fe}_2\text{O}_3$, 5 bis 13 % aus CaO , 6 bis 12 % aus MgO sowie 2 bis 11 % aus Na_2O und K_2O . Seit über 100 Jahren werden Basaltfasern schon hergestellt. Sie korrodieren nicht und haben eine hohe chemische Beständigkeit. Auch die Temperaturbeständigkeit ist sehr hoch; bis 400 °C bleibt die Festigkeit noch bei etwa 90 %. Die Schwäche des Verbundwerkstoffs ist das Harz. Es können Gelege, Vliese, Rovings und Gewebe sowie alle möglichen 3-dimensionalen Bewehrungsformen hergestellt werden. Für spezifische Bauteile (Fassaden, Brückenkappen, Bahnschwellen etc.) wurde die Verwendung von Basaltbewehrung bereits erfolgreich erforscht, aber noch wenig eingesetzt. Basaltfaserstäbe haben einen Basaltfaseranteil von 70 bis 85 % und einen Matrixanteil von ca. 15 bis 30 %. Neben Kunstharzen könnten zukünftig auch biologisch abbaubare Harzsysteme zum Einsatz kommen. Im Vergleich zu konventioneller Stahlbewehrung im Betonbau bestehen die Vorteile von Basaltbewehrungen in einer höheren spezifischen Zugfestigkeit und einem hohen Korrosionswiderstand; sie haben jedoch einen wesentlich geringeren E-Modul als Stahl [140]. Aktuell werden dazu Forschungen an verschiedenen Universitäten durchgeführt, beispielsweise am ILEK, Universität Stuttgart [141], RPTU in Kaiserslautern [142, 143]. Das Spannungs-Dehnungs-Verhalten mit einigen Hinweisen zur Zugfestigkeit von metallischer und nicht metallischer Bewehrung wird indikativ im Bild 18 wiedergegeben. Hierbei zeigt sich, dass die nichtmetallischen Bewehrungen ein lineares Spannungs-Dehnungs-Verhalten und nur Stahl ein nichtlineares (linear-plastisches) Verhalten aufweisen. Daher kommt dem Verbundverhalten und der Gesamtduktilität des Konstruktionsbetons eine besondere Bedeutung zu.

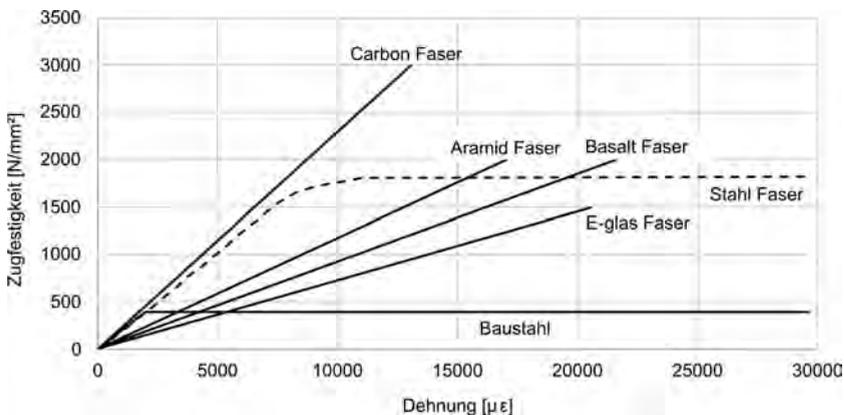


Bild 18. Spannungs-Dehnungs-Beziehungen von Bewehrungsmaterialien

Tabelle 2. GWP-Werte ($\text{CO}_2\text{-Äq.}$) aus zertifizierten Umweltproduktdeklarationen einiger Baustoffe

Baustoffe GWP $\text{CO}_2\text{-Äq.}$	Stahl S355	Beton C30/37	Bewehrungsstahl B550B	Bewehrungsstahl	Carbonfaserstab	Basaltstab 75 % Basalt, 10 % Harz, 14 % Sand
g (to/m^3)	7,85	ca. 2,5	7,85	7,85	ca. 1,7	ca. 2,7
f_{tm} bzw. f_{ym} (MPa)	355		550	500	2500	1000
A1						2120 kg/t
A2						465 kg/t
A3						492 kg/t
A1–A3	1130 kg/t	219 kg/m^3	442 kg/t	474 kg/t	23 300 kg/t	3080 kg/t
A4		4,5 kg/m^3	40,1 kg/t			
A5		1,08 kg/m^3	12,2 kg/t		92,9 kg/t	
B1		-10 kg/m^3				
B2						
B3						
B4						
B5						
B6						
B7						
C1		3,1 kg/m^3	0,77 kg/t	2,23 kg/t	0,267 kg/t	
C2		12 kg/m^3	8,05 kg/t	0,127 kg/t	3,29 kg/t	
C3	1,84 kg/t	6,01 kg/m^3	0,57 ... 0,127 kg/t		62,3 kg/t	
Quelle	Offene Walzprofile und Grobbleche: bauforumstahl e. V. http://www.ibu-epd.com https://epd-online.com (2018)	Konstruktionsbeton http://www.ibu-epd.com https://epd-online.com (2018)	Betonstabstahl Marienhütte http://www.bau-epd.at (2020)	Stabstahl Badische Stahlwerke http://www.ibu-epd.com https://epd-online.com (2022)	Konstruktionsbeton Solidian http://www.ibu-epd.com https://epd-online.com (2022)	Basaltstab Gallen http://www.mpi.nl (2021)

A1–A3: Produktionsphase (A1: Rohstoff, A2: Transport, A3: Herstellung)

A4–A5: Bauphase (A4: Transport, A5: Montage bzw. Bau)

C1–C4: Entsorgungsphase (C1: Rückbau, C2: Transport, C3: Abfallbehandlung, C4: Beseitigung)

D: Gutschriften und Lasten außerhalb der Systemgrenze (Wiederverwendung, Recycling). Diese Phase wird in jüngsten Bewertungen aufgrund möglicher kritischer Gutschriften weggelassen.

B1–B7: Nutzungs- oder Betriebsphase

Beispielhaft werden in Tabelle 2 einige CO₂-Emissionswerte aus Umweltproduktdeklarationen von einigen Baustoffen angeführt. Gerade für Bewehrungsmaterialien müssen die aufnehmbaren Zugkräfte, das spezifische Gewicht und die Emissionswerte betrachtet werden. Wie das nachfolgende Beispiel eines 10 m langen Bewehrungsstabs zeigt, müssen einerseits immer die werkstoffspezifischen Emissionswerte ermittelt und andererseits die Ressourceneffizienz, die Rezyklierbarkeit sowie die Nutzungsdauer betrachtet werden.

Ein 10 m langer Bewehrungsstahl $d = 12$ mm mit einer charakteristischen Fließgrenze von 500 N/mm^2 kann ca. $56,5 \text{ kN}$ aufnehmen, wiegt $8,8 \text{ kg}$ und weist für die Module A1–A3 eine Emission von ca. $4,1 \text{ kg CO}_2\text{-Äq.}$ auf.

Bei gleicher Zugkraft (ohne Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten) braucht es einen Carbonfaserstab $d = 5,4$ mm mit einer charakteristischen Zugfestigkeit von 2500 N/mm^2 . Dieser weist bei einem Gewicht von ca. $0,4 \text{ kg}$ für die Module A1–A3 eine Emission von ca. $8,9 \text{ kg CO}_2\text{-Äq.}$ auf.

Ein Basaltfaserstab bei gleicher Zugkraft (ohne Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten) mit $d = 8,5$ mm und einer charakteristischen Zugfestigkeit von 1000 N/mm^2 hat ein Gewicht von ca. $1,5 \text{ kg}$ und weist für die Module A1–A3 Emissionen von ca. $4,7 \text{ kg CO}_2\text{-Äq.}$ auf.

3.5 Bestandserhalt durch Um- und Weiternutzung

Eine konsequente Reduktion von Treibhausgasemissionen und des Ressourcenverbrauchs muss dem Grundsatz folgen, Bestandsbauwerke soweit möglich zu nutzen. Das umwelt- und klimaeffizienteste Gebäude ist dasjenige, welches nicht gebaut wird. Die Tatsache, dass im Jahr 2020 bereits 69% der jährlichen Bauleistungen im Wohnungsbau im Bestand erbracht

wurden [144], zeigt das bereits große Potenzial, das zukünftig noch steigen wird. Werden Bestandsbauwerke erhalten und weitergenutzt, können im Vergleich zu einem Neubau erhebliche Treibhausgasemissionen und Ressourcen eingespart werden. Bestandsstrukturen sollten daher unter Berücksichtigung dieser Aspekte modernisiert und weiter genutzt sowie umweltverträgliche Bauweisen mit zirkulären Beschaffungsstrukturen schnellstmöglich etabliert werden. Wichtig ist es in diesem Kontext, die Anforderungen der Nutzenden kritisch zu hinterfragen. Auch wenn Bestandsbauwerke oftmals nicht über die gewünschte Raumaufteilung oder den geforderten Energiestandard verfügen, ermöglichen bereits moderate Zugeständnisse an eine ideale Raumaufteilung oder andere Komfortkriterien oftmals den Verzicht auf einen optimierten Neubau gegenüber einem teilloptimierten Bestandsbau.

Im Sinne des Kreislaufwirtschaftsgedankens sollte beim Umgang mit bestehender Bausubstanz allgemein folgende Priorisierung gelten:

1. Re-use, d. h. die Weiternutzung oder Umnutzung von Bestandsbauwerken,
2. Rebuild mit der Wiederverwendung einzelner Bauelemente in neuen Baustrukturen und
3. Recycle mit der Rezyklierung von Baustoffen und der Verwendung von Rezyklaten für neue Bauteile und Bauwerke.

Bild 19 stellt diese drei Ansätze schematisch dar und ordnet ihnen zugehörige Prozesse und prozessbedingte Treibhausgasemissionen qualitativ zu.

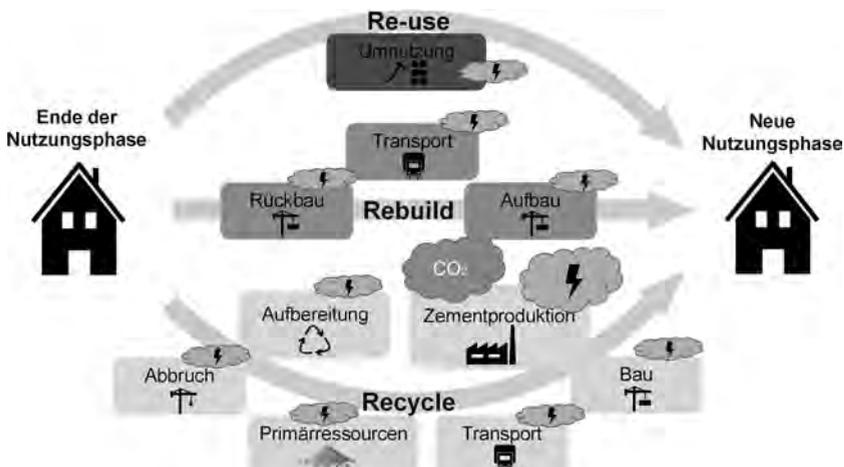


Bild 19. Möglichkeiten zum Umgang mit Baubestand im Sinne einer Kreislaufwirtschaft [11]

3.5.1 Weiternutzung von Bestandsbauwerken und ganzer Bauteile

Für die gezielte Weiternutzung der Bestandsbauwerke (Re-use) und Nutzung ganzer Bauteile (Rebuild) ist es notwendig, das Bauwerk systematisch zu erfassen und seine Potenziale für die Weiternutzung und Wiederverwendung im Sinne eines digitalen Zwillings verfügbar zu machen. Hierfür eignet sich Building Information Modeling (BIM) als digitale Planungsmethode. Zu beachten ist dabei allerdings, dass ein digitaler Zwilling in Form eines BIM-Bestandsmodells in aller Regel nicht vorliegt, sondern nachträglich erzeugt werden muss. Daher beschäftigen sich aktuelle Forschungsaktivitäten mit der automatisierten Erfassung bestehender Strukturen, der Auswertung der Daten sowie dem Abbild der Geometrien in einem BIM-Modell [145–148]. Als wesentlicher Verarbeitungsschritt dient dabei die semantische Segmentierung, die es ermöglicht, die in Form von Punktwolken erfasste Bestandsstruktur in entsprechende Bauteilklassen einzuordnen, um diese anschließend geometrisch auszuwerten und in BIM zu überführen [149].

Mit dem Ansatz Re-use und damit dem Erhalt von Bestandsgebäuden können gegenüber Neubauprojekten neben der offensichtlichen Einsparung von Primärressourcen erhebliche Potenziale zur Reduktion von Treibhausgasemissionen realisiert werden. Bild 20 zeigt hierzu zwei qualitative Szenarien. Zum einen die Emissionen, die im Lebenszyklus eines Neubaus anfallen, zum anderen die Emissionen, die aus der Sanierung und der anhaltenden Nutzung eines Bestandsgebäudes resultieren.

Im Neubaufall werden während der Errichtung signifikante Treibhausgasemissionen freigesetzt und Ressourcen verbraucht, während die Treibhausgasemissionen in der Nutzungsphase vergleichsweise gering sind. Die Darstellung berücksichtigt zudem Instandhaltungsmaßnahmen im Laufe des Nutzungszeitraums mit entsprechend erhöhten Treibhausgasemissionen. Das Szenario des Bestanderhalts beinhaltet eine energetische Sanierung, die zu einer Reduktion des Gebäudeenergiebedarfs und damit der Treibhausgasemissionen in der Betriebsphase führt, aber selbst zunächst

Graue Emissionen verursacht. Das Integral unter den Kurven bildet die Summe der gesamten Treibhausgasemissionen während des Betrachtungszeitraums. Es wird deutlich, dass ein energieeffizienter Neubau mit hohen Grauen Emissionen in der Gesamtsumme des GWP schlechter abschneiden kann als die Weiternutzung eines Bestandsgebäudes verbunden mit einer energetischen Sanierung. Da die Treibhausgasemissionen vor dem Hintergrund der aktuellen Klimaziele sofort und drastisch reduziert werden müssen, ist ein Neubau in dieser Betrachtung die weniger vorteilhafte Variante. Die hohen Grauen Emissionen bei der Errichtung fallen unmittelbar an und stehen damit den geltenden Forderungen entgegen. Die Treibhausgasemissionen des Bestandsgebäudes verharren zwar auf höherem Niveau, jedoch entfallen die Treibhausgasemissionen für die Errichtung.

Eine grundlegende Voraussetzung für die Weiternutzung von Bestandsbauwerken (Re-use) mit oftmals veränderten Lastanforderungen stellen Informationen zur bestehenden Tragstruktur dar, die u. a. verfügbaren bautechnischen Unterlagen entnommen oder im Rahmen einer qualifizierten Bestandsaufnahme erhoben werden können. Vor dem Hintergrund oftmals fehlender oder zumindest unvollständiger Unterlagen sind Bestandsuntersuchungen, wie die In-situ-Bohrkernproben zur Bestimmung der charakteristischen Materialkennwerte des Betons [98, 139], eine sinnvolle Ergänzung zur Beurteilung von Stahlbetontragwerken hinsichtlich einer Um- bzw. Weiternutzung.

Während Re-use den voranstehend beschriebenen Ansatz des Bestanderhalts verfolgt, zielt Rebuild darauf ab, ganze Bauteile und Gebäudestrukturen aus einem Bestandsgebäude zu entnehmen und im Rahmen eines anderen Bauvorhabens erneut einzusetzen. An entsprechenden Methoden wird seit mehreren Jahren geforscht (z. B. [109, 150]), eine verbreitete Anwendung steht aber noch aus. Neben regulatorischen Herausforderungen scheitert die Umsetzung häufig an Akzeptanzproblemen, Informationsdefiziten oder schlicht ungeeignetem Baubestand bzw. fehlenden Rückbaukonzepten und -methoden [151]. Digitale Plattformen wie madaster [20], concular [19] und weitere (z. B. [152, 153]) verfolgen das Ziel, Materialien und

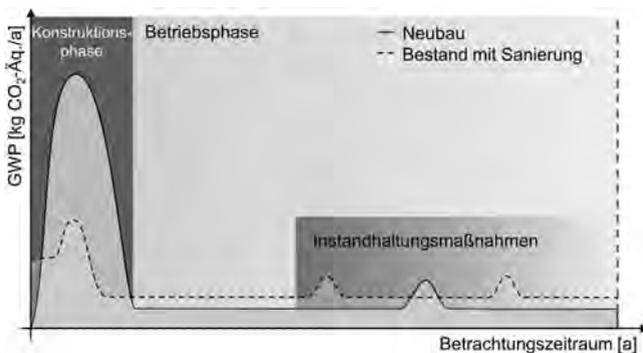


Bild 20. Qualitativer Verlauf der Treibhausgasemissionen über die Nutzungsdauer bei Neu- und Bestandsbauten (nach [84])

Bauteile in Gebäuden zu erfassen und sie im Sinne eines Urban Minings für eine Wiederverwendung an anderer Stelle und ggf. in anderer Funktion zugänglich zu machen.

3.5.2 Weiterverwendung rezyklierter Baustoffe

Ist eine Lebensdauererlängerung von Bauwerken oder Bauteilen durch die Maßnahmen Re-use oder Re-build nicht möglich, kommt ein Recycling von Baustoffen in Betracht. Beim Recycling erfolgt die Wiederverwendung von Materialien auf gleicher Güteebe- ne, also z. B. die Verwendung rezyklierter Gesteinskör- nungen eines Abbruchgebäudes zur Herstellung neuer Betonfertigteile. Neben den umfangreichen Analysen in diesem Beitrag finden sich auch eingehende und die gesamte Wertschöpfungskette umfassende Unter- suchungen hierzu im Rahmen des europäischen For- schungsprojekts SeRaMCo – Secondary Raw Mate- rials for Concrete Precast Products, mit einer inter- nationalen Kooperation aus Wissenschaft, Wirtschaft und öffentlicher Hand unter Führung der RPTU. Die Ergebnisse sind in [154] und [11] ausführlich dargelegt. Generell bleibt anzumerken, dass durch Recyclingbet- on zwar Ressourcen geschont, aber in der Regel keine oder nur geringe Mengen Treibhausgasemissionen re- duziert werden.

Im Gegensatz zum Recycling werden bei einem Down- cycling Materialien in Produkten geringerer Wertig- keit weiterverwendet, z. B. beim Einsatz rezyklierter Gesteinskörnung im Straßenunterbau. Beide Ansätze bergen das Potenzial zur Schonung von Ressourcen, wo möglich sollte ein Recycling jedoch stets bevor- zugt werden. Bei der Bewertung eines Re- und Down- cyclings muss zudem hinsichtlich der Potenziale im Be- reich der Treibhausgasemissionen und der Ressourc- schonung differenziert werden.

Da der Straßenbau bereits nennenswerte Mengen an rezyklierter Gesteinskörnung abnimmt, bestehen der- zeit oftmals nur geringe Anreize, die Anteile der Re- cyclingzuschläge im Beton über das aktuell geregelte Maß hinaus zu erhöhen. Im Sinne einer pragmatischen Erhöhung des absoluten Einsatzes von Recyclingbet- on ist allerdings vielmehr ein flächendeckender Ein- satz mit moderaten Recyclingquoten anzustreben, als in einzelnen Pilotanwendungen 100 % Recyclingquote umzusetzen. Bereits bei erheblich kleineren Recy- clingquoten besteht die Möglichkeit, den anfallenden Bau- schutt nahezu vollständig in einen Stoffkreislauf einzu- binden.

3.6 Verlängerung der Nutzungsdauer

Die Verlängerung der Nutzungsdauer ist ein wesent- licher Hebelarm für die Verbesserung der Nachhal- tigkeit. Dazu wurden in [155] einige Überlegungen an- gestellt. Die erste Voraussetzung zur Verifikation und möglichen Verlängerung der Nutzungsdauer eines Bauwerks ist der genaue Kenntnisstand des Bauwerks mit seiner Exposition und eine möglichst gute Erfas- sung des Baustoff- und Systemwiderstands. Auch die Geometrie und die Randbedingungen der Lagerung sowie die Interaktion mit dem Baugrund sind wesent- lich. Dazu ist eine genaue Bauwerksinspektion (visuell und/oder digital) unabdingbar.

Bei dieser Beurteilung ist die visuelle Inspektion durch erfahrene Fachexperten ein erster wichtiger Schritt. Die Ausgangsbasis bildet daher eine profunde Zu- standsaufnahme und Bewertung des Bauwerks. Hier- bei können sowohl zerstörende als auch nicht zerstö- rende Prüfverfahren sowie auch über einen längeren Zeitraum messende innovative Monitoringmethoden angewandt werden. Die zeitliche Entwicklung der Ein- wirkungen und die mögliche zeitabhängige Degradati- on der Baustoffe müssen dabei bewertet werden. Hier- bei spielt das Lebenszyklusmanagement des Bauwerks eine wichtige Rolle, da das Risiko der Bauteil- und da- mit Bauwerksdegradation als auch die Auswirkungen des Bauwerks auf die Umwelt sowie die Wirkungen auf den Wirtschaftsraum zu berücksichtigen sind. Die Be- wertungen sollten dabei gerade bei Infrastrukturbau- werken auf der Netz- der Systemebene sowie bei allen Bauwerken auf der Bauwerks- und Bauteil- oder Kom- ponentenebene erfolgen.

Für die rechnerische Bewertung werden im Rahmen des neuen Model Code 2020 der fib (federation inter- national du beton), für welchen die formale Geneh- migung nach derzeitigem Kenntnisstand im Juni 2023 durch die Technische Kommission erfolgen soll, spe- zifische Hinweise und Vorschläge für reduzierte Teil- sicherheitsbeiwerte zur Berechnung bestehender Trag- werke unter Berücksichtigung der Versagensfolgekla- sen (CC) gegeben (s. Tabelle 3). Dabei werden Teilsi- cherheitswerte für einen Referenzzeitraum von 1 Jahr und von 50 Jahren angegeben.

Im Sinne der Nachhaltigkeit und des sparsamen Um- gangs mit Ressourcen sowie den öffentlichen Finanz- mitteln ist es notwendig, eine zuverlässige Bewertung der Nutzungsdauer unserer Bestandsbauwerke durch- zuführen. Nur damit kann eine mögliche Verlängerung der Nutzungsdauer und damit ein wichtiger Beitrag zur Nachhaltigkeit erzielt werden.

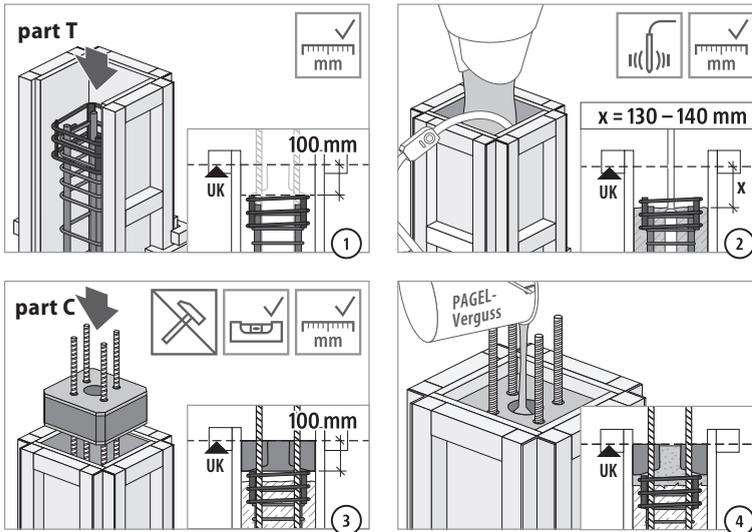


Bild 5. Einbau Sconnex® Typ P – wesentliche Schritte (Quelle: Einbauanleitung Schöck Bauteile)

Nachverdichten des oberen Stützenbereichs durch die Rüttelöffnung.

4. Ab 24 h nach Betonage Verfüllen der Fuge zwischen Stützenbeton und Leichtbetonelement mit dem Vergussmörtel Pagel® V1/50 bis zur Oberseite der Rüttelöffnung. Bei tiefen Temperaturen ist die Wartezeit nach den Herstellervorgaben zu erhöhen.

Einbau in liegend betonierte Stahlbetonfertigteilstützen

1. Einmessen und Fixieren des Bewehrungselements Part T an der Stützebewehrung. Einbau des Leichtbetonelements Part C in die Schalung, in direktem Kontakt zu Part T. Verschließen der Rüttelöffnung von Part C.
2. Betonieren der Stütze wie gewohnt. Aufgrund der geänderten Betonierrichtung ist kein Vergussmörtel erforderlich.

Bauseitige Bewehrung

Die wärmetechnische Entkopplung durch den Anschluss erfordert die Unterbrechung der üblicherweise durchlaufenden Längsbewehrung der Stütze. Zur Sicherstellung der Lastweiterleitung ist daher eine verstärkte Verbügelung unterhalb und oberhalb des Leichtbetonelements erforderlich (Bild 6).

3.2.3 Nachweise der Gebrauchstauglichkeit (Spannungen, Rissbreiten, Verformungen)

Die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) dürfen wie für herkömmliche Stützen geführt werden. Im Bereich von Sconnex® Typ P wurde der GZG über die Zulassungsversuche nachgewiesen. Die aus der Verwendung des Anschlusses resultierenden leicht erhöhten Verformungen können vernachlässigt werden. Falls eine detaillierte Berechnung gefordert sein sollte, darf der E-Modul des Leichtbetonele-

ments mit $E = 15\,000\text{ MPa}$ für eine Elementhöhe von 100 mm angenommen werden.

3.2.4 Statischer Nachweis

Hintergrund zum Tragverhalten

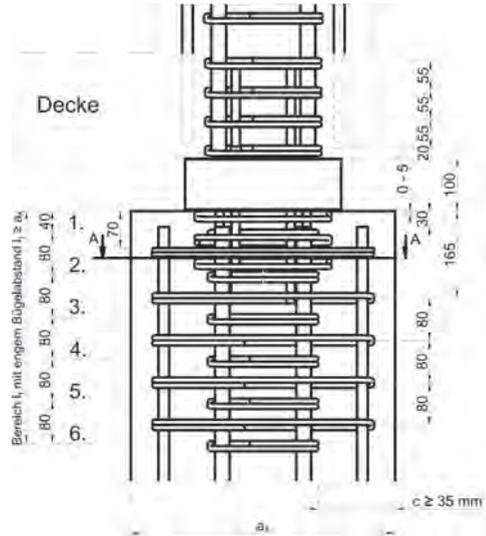
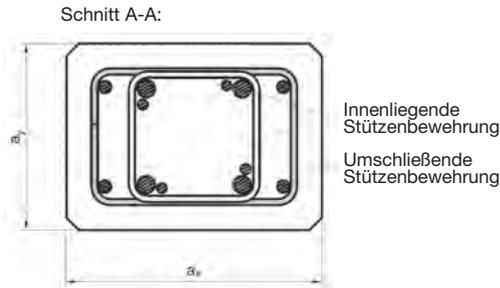
In einer Vielzahl an Bauteilversuchen sowie in FEM-Berechnungen wurden unterschiedlichste Einflüsse auf das Tragverhalten untersucht. Viele davon hatten nur eine sehr geringe Auswirkung, sodass sie bei der Bemessung unberücksichtigt bleiben können. Insbesondere der Bewehrungsgrad der Stütze ist – einigermaßen überraschend – für den Tragwiderstand des Anschlusses nicht von Bedeutung. Dagegen wirkt sich eine erhöhte Anzahl an Längsstäben in der Stütze aufgrund der gleichmäßiger verteilten Spitzenspannungen positiv auf die Tragfähigkeit aus.

Überblick zur statischen Bemessung

Beim statischen Nachweis von Stützen mit Sconnex® Typ P sind alle Nachweise wie bei herkömmlich hergestellten Stahlbetonstützen unverändert zu führen. Darüber hinaus ist die Tragfähigkeit im Anschlussbereich nachzuweisen, wofür ein vereinfachtes und ein allgemeines Bemessungsverfahren zur Verfügung stehen. Innerhalb des Anschlussbereichs sind die beiden Teilbereiche Leichtbetonelement Part C mit der Tragfähigkeit $N_{Rd,LC}$ sowie unbewehrter Stützenbeton im Bereich des Bewehrungselements Part T mit der Tragfähigkeit $N_{Rd,c}$ zu unterscheiden. Durch die Umschnürungswirkung von Part T resultiert ein günstiger dreidimensionaler Druckspannungszustand, der in den Bemessungswerten $N_{Rd,c}$ berücksichtigt ist. Der Tragwiderstand im Anschlussbereich N_{Rd} ergibt sich nach Gl. (3) aus dem Minimum der Teilbereiche

$$N_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} N_{Rd,c} \\ N_{Rd,LC} \end{array} \right. \quad (3)$$

a_x [mm]	Anzahl Bügel innen	Anzahl Bügel außen
≤ 440	6	4
≤ 520	7	5
≤ 600	8	6
≤ 680	9	7
≤ 760	10	8
≤ 800	11	9



(Beispiel: $a_x \leq 440$
→ 6 Bügel innen erforderlich)

Bild 6. Anschlussbewehrung oberhalb und unterhalb Sconnex® Typ P

Vereinfachtes Bemessungsverfahren

Grundidee des vereinfachten Verfahrens für Innenstützen ist es, auf die genaue Ermittlung der Ausmitte der Stützennormalkraft verzichten zu dürfen und diese mit einem Pauschwert von 20 mm anzunehmen. Hierfür müssen im Bauwerk folgende Randbedingungen eingehalten sein:

- Innenstützen innerhalb der Grenzen des üblichen Hochbaus [27, 28];
- gleichmäßig verteilte Nutzlasten ≤ 5 kN/m;
- Höhe der Stütze $\geq 2,50$ m;
- Stützweitenverhältnis des Randfelds zum 1. Innenfeld $0,5 \leq L_1/L_2 \leq 2$;
- Deckenspannweite $\leq 7,5$ m;
- Dicke der Decke ≥ 25 cm, wobei für je 0,5 m geringere Deckenspannweite die Deckendicke um 1 cm verringert werden darf.

In Abhängigkeit von der verwendeten Elementgröße (B250/B300/B400), der Tragstufe des Elements, des Stützenbetons und der Anzahl der Längsstäbe in der Stütze kann die Tragfähigkeit N_{Rd} des Anschlusses aus Tabelle 3 in Verbindung mit Gl. (3) abgelesen werden.

Allgemeines Bemessungsverfahren

Das allgemeine Verfahren ist für alle Randbedingungen gültig, die innerhalb des Anwendungsberichts (s. Abschnitt 3.2.1) liegen, und damit auch für Randstützen anwendbar. Es berücksichtigt die genaue Lastausmitte der Stützennormalkraft und ist daher wirtschaftlicher als das vereinfachte Verfahren.

Im ersten Schritt wird der Tragwiderstand im Anschlussbereich für zentrischen Druck $N_{Rd,0}$ aus dem

Minimum des zentrischen Leichtbetontragwiderstands $N_{Rd,LC,0}$ und des zentrischen Tragwiderstands des Stützenbetons $N_{Rd,c,0}$ mithilfe von Gl. (4) ermittelt (s. a. Tabelle 4):

$$N_{Rd,0} = \min \left\{ \begin{array}{l} N_{Rd,c,0} \\ N_{Rd,LC,0} \end{array} \right. \quad (4)$$

Im zweiten Schritt wird die Abminderung der Traglast aufgrund der tatsächlich vorhandenen zweiachsialen Exzentrizitäten mithilfe des Spannungsblockverfahrens ermittelt. Der Bemessungswert des Tragwiderstands des Stützenanschlusses N_{Rd} ergibt sich nach Gl. (5) zu

$$N_{Rd} = N_{Rd,0} \cdot \left(1 - \frac{2e_x}{b_x}\right) \cdot \left(1 - \frac{2e_y}{b_y}\right) \quad (5)$$

mit

e_x Exzentrizität in x-Richtung ($e_x \leq b_x/6$)

e_y Exzentrizität in y-Richtung ($e_y \leq b_y/6$)

b_x Nennbreite Sconnex® Typ P in x-Richtung ($b_x = 250/300/350/400$ mm für B250/B300/B350/B400)

b_y Nennbreite Sconnex® Typ P in y-Richtung ($b_y = 250/300/350/400$ mm für B250/B300/B350/B400)

Tragfähigkeit in horizontaler Richtung

Aufgrund der Einschränkung für die Verwendung in horizontal aussteiften Systemen sind keine planmäßigen Horizontalkräfte zu berücksichtigen. Zur Schnittgrößenermittlung für horizontale Einwirkungen wie Fahrzeuganprall darf die Stütze als Pendel-

Tabelle 3. Bemessungswert der Tragfähigkeit [kN] $N_{Rd,c}$ im Stützenbeton sowie $N_{Rd,LC}$ im Leichtbetonelement für das vereinfachte Verfahren ($e = 20 \text{ mm}$) für unterschiedliche Elementgrößen, Betongüten, Anzahl der Längsstäbe der Stützenlängsbewehrung und Tragstufen von Part C [29]

Sconnex® Typ P	Bereich mit Tragwiderstand	Anzahl Längsstäbe der Stütze	C25/30	C30/37	C35/40	C40/50	C45/55	C50/60
B250	Stützenbeton $N_{Rd,c}$ [kN]	≥ 4	904	1016	1119	1212	1298	1376
		≥ 8	954	1069	1171	1261	1339	1407
	Part C $N_{Rd,LC}$ [kN]	Tragstufe N1	1207					
		Tragstufe N2	1341					
B300	Stützenbeton $N_{Rd,c}$ [kN]	≥ 4	1343	1505	1651	1784	1903	2012
		≥ 8	1418	1584	1728	1855	1964	2057
	Part C $N_{Rd,LC}$ [kN]	Tragstufe N1	1808					
		Tragstufe N2	2009					
B350	Stützenbeton $N_{Rd,c}$ [kN]	≥ 4	1868	2087	2282	2457	2613	2753
		≥ 8	1973	2196	2389	2555	2697	2815
	Part C $N_{Rd,LC}$ [kN]	Tragstufe N1	2529					
		Tragstufe N2	2810					
B400	Stützenbeton $N_{Rd,c}$ [kN]	≥ 4	2479	2761	3009	3229	3423	3593
		≥ 8	2618	2905	3150	3358	3532	3675
	Part C $N_{Rd,LC}$ [kN]	Tragstufe N1	3371					
		Tragstufe N2	3745					

Tabelle 4. Bemessungswert des Tragwiderstands [kN] bei zentrischem Druck ($e = 0 \text{ mm}$) $N_{Rd,c,0}$ im Stützenbeton sowie $N_{Rd,LC,0}$ im Leichtbetonelement für unterschiedliche Elementgrößen, Betongüten, Anzahl der Längsstäbe der Stützenlängsbewehrung und Tragstufen von Part C [29]

Sconnex® Typ P	Bereich mit Tragwiderstand	Anzahl Längsstäbe der Stütze	C25/30	C30/37	C35/40	C40/50	C45/55	C50/60
B250	Stützenbeton $N_{Rd,c,0}$ [kN]	≥ 4	1076	1210	1332	1443	1545	1638
		≥ 8	1136	1273	1394	1501	1594	1675
	Part C $N_{Rd,LC,0}$ [kN]	Tragstufe N1	1443					
		Tragstufe N2	1603					
B300	Stützenbeton $N_{Rd,c,0}$ [kN]	≥ 4	1549	1737	1905	2058	2196	2321
		≥ 8	1636	1827	1994	2140	2266	2374
	Part C $N_{Rd,LC,0}$ [kN]	Tragstufe N1	2092					
		Tragstufe N2	2324					
B350	Stützenbeton $N_{Rd,c,0}$ [kN]	≥ 4	2109	2356	2577	2774	2951	3018
		≥ 8	2227	2479	2697	2885	3045	3179
	Part C $N_{Rd,LC,0}$ [kN]	Tragstufe N1	2861					
		Tragstufe N2	3179					
B400	Stützenbeton $N_{Rd,c,0}$ [kN]	≥ 4	2754	3068	3344	3588	3803	3993
		≥ 8	2909	3227	3500	3731	3925	4083
	Part C $N_{Rd,LC,0}$ [kN]	Tragstufe N1	3750					
		Tragstufe N2	4167					

stütze bemessen werden (gelenkige Lagerung). Für Anprall von Pkw nach DIN EN 1991-1-7, 4.3.1 [30] darf auf den Nachweis der Fuge zwischen dem Leichtbetonelement Part C und anschließender Decke bzw. Stütze verzichtet werden. In anderen Fällen kann die Ermittlung der horizontalen Schubtragfähigkeit v_{Rd} analog zu DIN EN 1992-1-1, 6.2.5 [27] erfolgen, mit

$$v_{Rd} = \mu \cdot \sigma_n \leq 0,1 \cdot f_{cd} \quad (6)$$

Dabei ist

$$\mu = 0,5$$

$\mu = 0,6$ wenn sichergestellt werden kann, dass Konsistenzklasse des Betons $\leq F4$

σ_n Spannung infolge der minimalen Normalkraft rechtwinklig zur Fuge, die gleichzeitig mit der Querkraft wirken kann (positiv für Druck mit $\sigma_n < 0,6f_{cd}$ und negativ für Zug)

3.2.5 Brandschutz

Der Stützenanschluss Sconnex® Typ P besitzt eine Feuerwiderstandsdauer von 90 min und ist damit auch für den Einsatz in Parkgaragen geeignet. Bei geringeren Anforderungen an den Brandwiderstand von 60 min oder 30 min sind entsprechend höhere Tragfähigkeiten realisierbar. Das vorliegende Heißbemessungskonzept mit Momenten-Normalkraft-Interaktionsdiagrammen wurde durch eine Reihe von Klein- und Großbrandversuchen verifiziert. Hierbei wurden die Versuche ohne seitlich angrenzende Dämmung

durchgeführt, sodass auch bei Herabfallen der Dämmung im Realbrand ein ausreichender Brandwiderstand gewährleistet ist. Das Versagensbild in den Großversuchen entsprach demjenigen von herkömmlichen Stützen mit durchlaufender Bewehrung.

Heißbemessung: Tragfähigkeit im Brandfall

Der Nachweis erfolgt zum einen durch den herkömmlichen Nachweis einer ungestörten Stütze gemäß DIN EN 1992-1-2 [17, 31] (z. B. mit Gl. 5.7, Tabellenverfahren, FEM-Programmen) und zum anderen durch zusätzliche Querschnittsnachweise im Bereich des Anslusselements mithilfe der Bemessungsdiagramme in [29] (vgl. exemplarisch Bild 7 für das Element B250 und Feuerwiderstand 90 min). Diese umfassen:

- Querschnittsnachweis des Anslusselements Sconnex® Typ P am Übergang zur Stahlbetonstütze für $M_{Ed,fi}$ und $N_{Ed,fi}$ (gestrichelte Kurve im Diagramm);
- Nachweis des als unbewehrt zu betrachtenden Stützenquerschnitts am Übergang zu Sconnex® Typ P für $M_{Ed,fi}$ und $N_{Ed,fi}$ (durchgezogene Kurven im Diagramm, geordnet nach Betonfestigkeitsklassen);
- Nachweis einer überdrückten Fuge zwischen den beiden o. g. Querschnitten durch Einhalten der Kernweite $e_{d,fi} = M_{Ed,fi}/N_{Ed,fi} \leq b/6$ (durchgezogene Gerade im Diagramm).

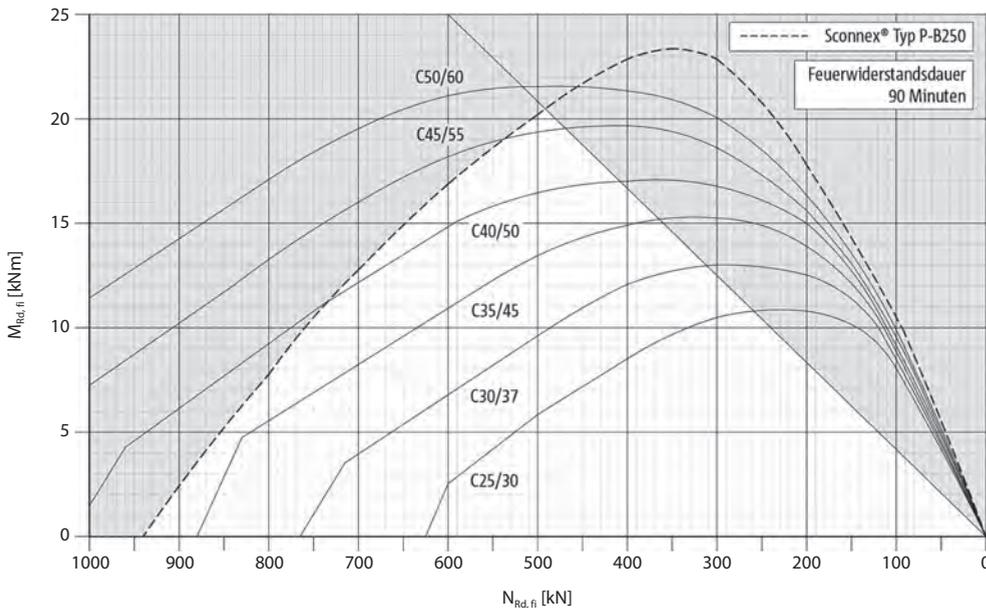


Bild 7. Interaktionsdiagramm zur Bemessung im Brandfall für Feuerwiderstandsdauer 90 min mit Grenzlinie für Sconnex® Typ P-B250 (gestrichelte Kurve), Grenzlinie der Kernweite (durchgezogene Gerade) und den Grenzlinien des Stützenquerschnitts (durchgezogene Kurven, geordnet nach Betonfestigkeitsklasse des Stützenbetons)

3.2.6 Erdbeben

Aufgrund der Einschränkung für die Verwendung in horizontal ausgesteiften Systemen sind Horizontalkräfte aus Erdbeben für den Anschluss nicht relevant. Sconnex® Typ P ist damit für den Einsatz in Erdbebengebieten geeignet, sofern die Vertikalbeschleunigungen nicht zu abhebenden Kräften führen. Es bleibt nachzuweisen, dass die Bemessungseinwirkung der Drucknormalkraft N_{Ed} den in Abschnitt 3.2.4 ermittelten Tragwiderstand der Drucknormalkraft N_{Rd} nicht überschreitet.

3.2.7 Wärmeschutz

Während bei einer durchbetonierten Stütze Beton mit der Wärmeleitfähigkeit $\lambda = 1,6 \text{ W/(m K)}$ und Betonstahl mit $\lambda = 50 \text{ W/(m K)}$ die Dämmebene durchdringen, unterbricht Sconnex® Typ P die Stahlbetonkonstruktion mit einer äquivalenten Wärmeleitfähigkeit von $\lambda_{eq} = 0,6 \text{ W/(m K)}$ bei einer rechnerischen Bauteilhöhe von 100 mm, wodurch die punktuellen Wärmebrückenverluste signifikant reduziert werden.

Mindestwärmeschutz und rechnerische Transmissionswärmeverluste

Bei Verwendung von Sconnex® Typ P werden die Mindestanforderungen nach DIN 4108-2 [32] von $f_{R,si} \geq 0,7$ und $\theta_{si} \geq 12,6 \text{ °C}$ zuverlässig eingehalten. Bei der Berechnung der Transmissionswärmeverluste dürfen die

Verluste über den Stützenanschluss vernachlässigt werden.

Anforderung an Passivhaus-Komponenten

Der Anschluss Sconnex® Typ P ist vom Passivhaus Institut in Darmstadt (PHI) als Passivhaus-Komponente zertifiziert. Darin ist neben dem Energiekriterium (Beschränkung der Wärmeverluste) auch das Hygiene-Kriterium (Schutz vor Schimmelpilzbildung) nachzuweisen. Die detaillierten Nachweiskriterien können [33] entnommen werden.

Energie-Kriterium

Für eine typische Konstruktion mit einer quadratischen 250 mm breiten Stütze und einer 100 mm dicken Unterdeckendämmung liegt der Wärmeverlust durch eine ungedämmte Stahlbetonstütze bei $\chi = 0,306 \text{ W/K}$. Bei einer zusätzlichen 100 mm starken Flankendämmung über eine Höhe von 1 m (Referenz-Bauweise) reduziert sich dieser Wert auf $\chi_{\text{Flankendämmung}} = 0,148 \text{ W/K}$. Dieser Wert stellt gleichzeitig den Grenzwert χ_{Grenz} für die Zertifizierung dar. Wird anstelle der Flankendämmung Schöck Sconnex® Typ P eingesetzt, verkleinert sich χ nochmals auf $\chi = 0,136 \text{ W/K}$ (vgl. Bild 8). Die vom PHI definierte Bedingung $\chi \leq \chi_{\text{Grenz}}$ wird dadurch eingehalten.

Hygiene-Kriterium

Die Anforderungen an den Schutz vor Schimmelpilzbildung in Form des Temperaturfaktors $f_{R,si}$ sind beim

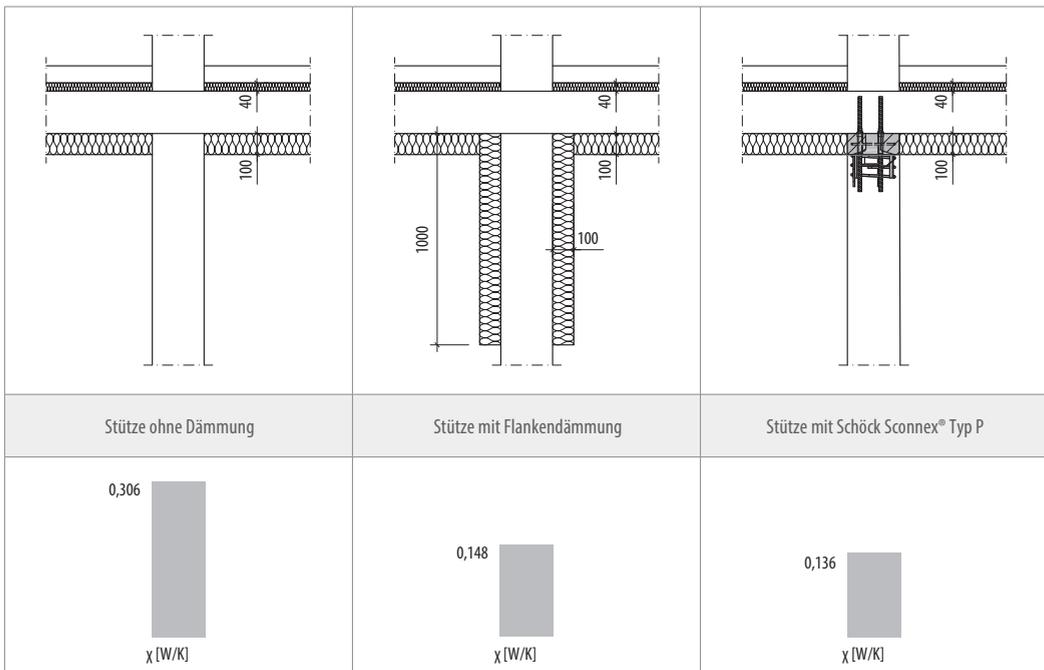


Bild 8. Unterschiedliche Varianten der Wärmedämmung eines Stützenanschlusses im thermischen Vergleich (Berechnung: Passivhaus Institut Darmstadt PHI)

Tabelle 5. Tragende wärmedämmende Stützenanschlüsse mit bauaufsichtlichen Verwendbarkeitsnachweisen

Handelsname des Bauprodukts/ Zulassungsgegenstand	Hersteller/Antragsteller	Produktbewertung/Zulassung, ausgestellt von	Nationale Bauartgenehmigung, ausgestellt von
Schöck Sconnex® Typ P	Schöck Bauteile GmbH Schöckstraße 1 76534 Baden-Baden	Z-15.7-351, DIBt	

PHI erheblich höher als nach DIN 4108-2 [32], da anstelle des Wärmeübergangswiderstands für Innenwände der entsprechende Kennwert für Rauminnecken zugrunde gelegt wird ($R_{si,Innenwand} = 0,13 \text{ m}^2 \text{ K/W}$ und $R_{si,Innenecke} = 0,25 \text{ m}^2 \text{ K/W}$). Hieraus ergibt sich ein mehr als doppelt so hoher Mindestwert für den Wärmedurchlasswiderstand R der Konstruktion. Mit einem Wert von $f_{R_{si}=0,25 \text{ m}^2 \text{ K/W}} = 0,75$ liegt Sconnex® Typ P oberhalb des geforderten Mindestwerts von $f_{R_{si}=0,25 \text{ m}^2 \text{ K/W}} \geq 0,7$.

3.2.8 Produkte der Hersteller/Anbieter

3.2.8.1 Erforderliche Verwendbarkeitsnachweise in D-A-CH (Regelwerk)

Für wärmedämmende Stützenanschlüsse gibt es noch keine spezifischen Regelungen in Deutschland, sodass Produktlösungen, die gemäß Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen (MVV TB) mit den Technischen Baubestimmungen bzw. anerkannten Regeln der Technik konform sind, prinzipiell denkbar wären. Allerdings sind die ingenieurmäßigen Anforderungen so hoch, dass gute Produktlösungen kaum ohne unregelmäßige Konstruktionen oder Materialien auskommen werden, sodass dann eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (abZ) des DIBt in Verbindung mit einer allgemeinen Bauartgenehmigung (aBG) als Verwendbarkeitsnachweis erforderlich wird. Zu Redaktionsschluss war keine Europäische Technische Bewertung (ETA) bekannt, die zusammen mit einer deutschen aBG zulässig wäre. Ein Europäisches Bewertungsdokument (EAD), welches die Grundlage für die Erteilung einer ETA bildet, ist nach Kenntnis des Verfassers zurzeit nicht in Arbeit.

In Österreich kann die Verwendbarkeit von unregelmäßigten Produkten durch eine Bautechnische Zulassung (BTZ) des OIB oder eine Europäische Technische Bewertung (ETA) nachgewiesen werden. Bei Redaktionsschluss dieses Beitrags lag keine BTZ für einen wärmedämmenden Stützenanschluss in Österreich vor. Alternativ wird eine deutsche abZ/aBG akzeptiert.

In der Schweiz wurde die europäische Bauproduktenverordnung (EU-BauPVO) in Form des schweizerischen Bauproduktgesetzes (BauPG) und der schweizerischen Bauprodukteverordnung (BauPV) übernommen, sodass Produkte nach harmonisierten Europäischen Normen (hEN) oder mit einer Europäischen Technischen Bewertung und CE-Zeichen verwendbar sind (sog. „harmonisierter Bereich“). In den übrigen

Fällen („nicht harmonisierter Bereich“) gibt es keine strenge Regelung, da die Hersteller die geschuldete Sicherheit ihrer Produkte durch freiwillige Herstellererklärungen nachweisen dürfen [10].

3.2.8.2 Produkte aller Hersteller mit Verwendbarkeit in Deutschland und Österreich

Zu Redaktionsschluss war nur ein Produkt mit Verwendbarkeitsnachweis in Deutschland und Österreich am Markt verfügbar (Tabelle 5). Darüber hinaus gibt es auf dem Schweizer Markt noch weitere Anbieter von Produkten ohne Verwendbarkeitsnachweis. Die Verwendung dieser Produkte ist mit dem Bauherrn abzustimmen oder eine Zustimmung im Einzelfall einzuholen.

3.3 Wärmedämmende Wandanschlüsse

3.3.1 Historie

Bereits Anfang der 2000er-Jahre wurden erste Lösungen für wärmedämmende Wandanschlüsse für einzelne Bauvorhaben konzipiert. Sie basierten im Wesentlichen auf den bekannten Kragplattenanschlüssen bei Balkonen und waren nur für geringe Drucknormalkräfte ausgelegt. Das erste speziell für diesen Einbauzweck optimierte Produkt kam 2015 in der Schweiz und bereits ein Jahr später in Österreich mit einer bautechnischen Zulassung auf den Markt [34]. Seit 2021 ist es auch in Deutschland verfügbar (Bild 9). In der Schweiz bieten mittlerweile eine ganze Reihe von Herstellern Produkte für wärmedämmende Wandanschlüsse an.

Im Unterschied zu Kragplattenanschlüssen, welche für die Übertragung hoher Momente, mäßiger Querkräfte und nur geringer Normalkräfte ausgelegt sind, erfordern wärmedämmende Wandanschlüsse die Übertragung hoher Normalkräfte bei mäßigen Querkräften. Eine Übertragbarkeit von Momenten kann sogar ungünstig sein, da durch ungewollte Ausmitten und Interaktionswirkung eine Reduktion der Normalkrafttragfähigkeit resultieren kann. Ein bloßes „Auf-den-Kopf-Stellen“ hochtragfähiger Balkonanschlüsse ist daher nicht zwangsläufig zielführend.

3.3.2 Anwendungsbereich

Die vorhandenen Produktlösungen sind in der Regel geeignet für den Einbau am Wandkopf oder Wandfuß, wobei sich der Bauablauf ggf. unterschiedlich gestal-



Bild 9. Wärmedämmender Wandanschluss am Beispiel des Schöck Sconnex® Typ W

ten kann bzw. Besonderheiten beim Einbau nach Herstellerangaben zu beachten sind. Weiterhin gilt die Anwendungseinschränkung auf statische oder quasi-statische Einwirkungen und Normalbetone mit Rohdichten oberhalb von 2000 kg/m^3 .

Als grobe Orientierung kann bei der Planung von folgenden Obergrenzen der Bemessungstragwiderstände ausgegangen werden (am Beispiel des meistverkauften Produkts Schöck Sconnex® Typ W bei engster Anordnung und größter Wandbreite, min. C30/37, nach [35]):

- Drucknormalkraft: $+N_{Rd} = 1700 \text{ kN/lfm}$,
- Zugnormalkraft: $-N_{Rd} = -1300 \text{ kN/lfm}$,
- Querkraft: $V_{Rd} = 300 \text{ kN/lfm}$
(senkrecht zur Wandebene),
- Horizontalkraft: $H_{Rd} = 200 \text{ kN/lfm}$
(in Wandrichtung, Schub).

3.3.3 Ausführung

Bei den Herstellern für wärmedämmende Wandanschlüsse lassen sich drei grundsätzlich unterschiedliche Ausführungen bzw. technische Produktlösungsansätze unterscheiden:

1. Dämmstoff + Kombination aus UHFB-Druckelement(en) und Bewehrung (Betonstahl oder NR-Stahl, alternativ auch Faserbewehrung denkbar). Ausbildung als „segmentierter Linienanschluss“, Druckelemente sind deutlich massiver als Drucklager bei Balkonanschlüssen.
2. Dämmstoff + Edelstahlbewehrung, ggf. mit Aussteifungsblechen, Ähnlichkeit zu Balkonanschlüssen hoher Tragstufen. Durchgehender Linienanschluss oder segmentierter Linienanschluss.
3. Leichtbetonelement (ggf. mit Oberflächenstruktur) + Bewehrung (Betonstahl, NR-Stahl oder Faserbewehrung denkbar). Ausbildung als Linienanschluss.

3.3.4 Statischer Nachweis, Steifigkeiten und Zwang aus Temperatur

Bei der Modellbildung und Nachweisführung ist zu beachten, dass wärmedämmende Wandanschlüsse zu einem erheblichen Steifigkeitssprung in der Fuge zwischen Wand und Decke führen. Die Hersteller müssen hierfür Federsteifigkeiten ihrer Produkte in allen drei Richtungen angeben, die für die Berechnungen und die Gesamtstatik zu verwenden sind. Da die Produkte in der Regel nicht als durchgängiger Linienanschluss, sondern passgenau zu den lokalen Beanspruchungen in variablen Abständen zueinander angeordnet werden, ergeben sich unterschiedliche Steifigkeitsbereiche, was bei der Modellbildung und Gesamtstatik ggf. zu berücksichtigen ist und einen zweiten Rechendurchlauf erfordern kann.

Die Herstellerangaben zu den zulässigen Tragfähigkeiten ihrer Wandanschlüsse sollten sich nicht nur auf das Produkt selbst beziehen, sondern auch Angaben zur Lastweiterleitung im unmittelbar angrenzenden Kontakt zu Wand und Decke enthalten, da häufig die angrenzenden Bauteile den Grenzwert der Tragfähigkeiten bestimmen und insbesondere eine erhebliche Abhängigkeit von Wanddicke und Ortbetonfestigkeit besteht. Aufgrund der unterschiedlichen Produktkonzepte kann hier nicht im Detail auf die jeweilige Nachweisführung eingegangen werden.

Zwang aus Temperatur – zulässige Verformungen in Wandlängsrichtung

Mechanismus bei herkömmlicher Bauweise

Bei herkömmlicher Bauweise mit durchbetoniertem Wand-Decken-Knoten und flankierender Wärmedämmung ändert sich die Temperatur kontinuierlich von kalt nach warm über einen größeren Wand-Decken-Bereich. Im Fall einer kalten Wand und einer warmen angrenzenden Deckenplatte führt die Temperaturdehnung der Decke zu Zugspannungen in der Wand, wodurch minimale vertikale Risse entstehen können. Diese Rissbildung ist günstig, da über sie die gesamte Relativverformung aufgrund der Temperaturdifferenz zwischen Wand und Decke gesteuert werden kann. Liegt beispielsweise eine Temperaturdifferenz von 20 K vor, so resultieren bei einem geschätzten Rissabstand von $0,2 \text{ m}$ unbedenkliche Rissbreiten von lediglich $0,04 \text{ mm}$. Wesentlich ist hierbei vor allem die Tatsache, dass die steife Deckenplatte die Wand zum Reißen bringen und gewissermaßen mit sich ziehen kann, so dass keinerlei relevante Relativverformung entsteht.

Mechanismus bei wärmedämmenden Wandanschlüssen

Bei wärmedämmenden Wandanschlüssen führt die thermische Trennung in der Fuge zu einem Temperatursprung zwischen Wand und Decke. Da die Steifigkeit der Anschlusselemente um Größenordnungen geringer ist als diejenige der Wand- und Deckenplatte, kann – im Gegensatz zum Beispiel oben – die warme Deckenplatte ihre Längsdehnung nicht ohne Weiteres

an die kalte Wand weitergeben; es resultiert eine Relativverformung, die mit steigender Temperaturdifferenz und steigender Wandlänge linear zunimmt.

Ermüdung bei wärmedämmenden Wandanschlüssen

Das obige Prinzip ist von Balkonanschlüssen schon seit Langem bekannt, weshalb je nach Anschlussituation maximale Dehnfugenabstände zu beachten sind. Diese können nicht direkt berechnet werden, sondern ergeben sich aus Ermüdungsversuchen mit einem Temperatur-Lastwechselkollektiv für die gewünschte Lebensdauer. Für Plattenanschlüsse ist dieses Kollektiv in der entsprechenden EAD [12] für eine Lebensdauer von 50 Jahren festgelegt (20 000 Zyklen mit ± 20 K, 2000 Zyklen mit ± 30 K und 100 Zyklen mit ± 35 K) und wurde davor schon in DIBt-Zulassungen angewandt. Bei der Versuchsdurchführung wird nicht die Temperaturdifferenz selbst, sondern die resultierende Relativverschiebung aufgebracht, die sich aus der Temperaturdehnzahl $\alpha_{T, \text{Beton}} = 10^{-5}$ [1/K] und dem gewünschten Fugenabstand ergibt. Kann beispielsweise ein Anschluss eine Verformung von $\pm 2/3/3,5$ mm für die entsprechende Zahl von 20 000/2000/100 Lastwechseln ohne nennenswerte Schädigung ertragen, so ist ein Fugenabstand von 10 m vom Verformungsnullpunkt aus zulässig.

Für wärmedämmende Wandanschlüsse existiert noch keine entsprechende Prüfvorgabe. Je nach Einbausituation können deutlich niedrigere Anforderungen als bei Balkonen realistisch sein; im Rahmen eines laufenden Zulassungsverfahrens beim DIBt ist aktuell ein alternativer Vorschlag in Bearbeitung. Bis dahin kann z. B. DIN EN 1991-1-5 [36] eine Orientierung geben, wobei die Ausrichtung der Bauteile, mögliche Sonneneinstrahlung etc. zu beachten sind.

Für die Hersteller ist das Vorhandensein einer angepassten Prüfvorgabe nicht zwingend erforderlich, da weniger die absolute Temperaturdifferenz als vielmehr das Verhältnis der Temperaturdifferenzen untereinander und die dazugehörigen Lastwechselzahlen entscheidend sind. In Anlehnung an Balkonanschlüsse kann in Ermüdungsversuchen beispielsweise gezeigt werden, dass ein Produkt eine Horizontalverschiebung von $\pm a/1,5 a/1,75 a$ für eine Lastwechselzahl von $n = 20\,000/2000/100$ Zyklen ertragen kann. Der Planer kann dann auf Basis seiner konkreten Einbausituation und daraus resultierender Temperaturbeanspruchung den zulässigen Fugenabstand der Wand ermitteln. Von einem Einbau wärmedämmender Wandanschlüsse ohne eine Aussage zur zulässigen Horizontalverschieblichkeit wird dringend abgeraten. Aufgrund der im Vergleich zu Balkonanschlüssen deutlich massiveren Ausführung und der damit verbundenen höheren Steifigkeiten sind deutlich geringere zulässige Fugenabstände als bei Balkonplatten zu erwarten.

Interaktion

Versuche haben gezeigt, dass mit steigender Druckbeanspruchung aufgrund zunehmender Reibungsanteile auch die horizontal aufnehmbaren Lasten ansteigen

können. Gleichzeitig kann durch die höhere Auslastung der Tragkomponenten die Horizontalverschieblichkeit sinken. Ohne detaillierte Untersuchungen zur Normalkraft-Horizontalkraft-Interaktion sollten auf der sicheren Seite die Verschieblichkeit bei der maximalen Druckbeanspruchung sowie die aufnehmbare Horizontalkraft bei der minimalen und der maximalen Druckbeanspruchung vom Hersteller geprüft werden.

3.3.5 Nachweise der Gebrauchstauglichkeit (Verformungen, Risse)

Zusätzlich zu den Nachweisen nach DIN EN 1992-1-1 [27] zu Verformungen und Rissbreitenbegrenzung ist der maximal zulässige Fugenabstand nachzuweisen. Hierfür müssen die Hersteller detaillierte Werte zur maximalen Horizontalverschieblichkeit ihrer Produkte unter Berücksichtigung von Ermüdung und Interaktion angeben. Die wesentlichen Hintergründe für die Berechnung sind in Abschnitt 3.3.4 erläutert.

3.3.6 Brandschutz

Aufgrund der vielfältigen Einbausituationen auf oder unter der Decke, in Tiefgaragen oder Wohnräumen, bei Innen- und Außenwänden kann an dieser Stelle nicht im Detail auf den geforderten Brandschutz eingegangen werden. Für tragende Bauteile ist mindestens eine Feuerwiderstandsdauer von 30 min einzuhalten. Je nach Ausführungsart und produktseitigen oder bauseitigen Brandschutzmaßnahmen kann mit den am Markt verfügbaren Produkten ein Brandschutz von bis zu REI 120 erreicht werden. In der Regel können die Hersteller entsprechende Brandschutzgutachten für ihre Produkte vorweisen.

3.3.7 Erdbeben

Aufgrund der reduzierten Steifigkeiten in der Fuge sollten bei erhöhten Anforderungen an Erdbeben aussteifende Bereiche mit durchbetonierten Wandabschnitten vorgesehen werden. Die Wandbereiche mit Wärmedämmelementen beteiligen sich in Wandrichtung erst bei hohen Verformungen an der Lastaufnahme und sollten ohne detaillierten Nachweis nicht für die Gebäudeaussteifung berücksichtigt werden.

3.3.8 Wärmeschutz

Mindestwärmeschutz und rechnerische Transmissionswärmeverluste

Im Gegensatz zu wärmedämmenden Stützenanschlüssen dürfen bei wärmedämmenden Wandanschlüssen die linienförmigen Transmissionswärmeverluste nicht vernachlässigt werden. Weiterhin sind die Mindestanforderungen an den Wärmeschutz in Form der Mindestoberflächentemperatur $\theta_{si} \geq 12,6$ °C und des Temperaturfaktors $f_{Rsi} \geq 0,7$ nachzuweisen. Die Hersteller geben hierfür entsprechende Kennwerte an.

Anforderung an Passivhaus-Komponenten

Für eine Zertifizierung durch das Passivhaus Institut in Darmstadt (PHI) müssen das Energiekriterium (Beschränkung der Wärmeverluste) und das Hygiene-Kriterium (Schutz vor Schimmelpilzbildung) eingehalten werden (vgl. Abschnitt 3.2.7). Die detaillierten Nachweiskriterien finden sich in [33]. Entsprechende Produkte mit PHI-Zertifizierung sind am Markt verfügbar.

Energie-Kriterium

Die linienförmigen Wärmebrückenverluste der Anschlüsse müssen mindestens 20% niedriger sein als bei der Referenzkonstruktion einer durchbetonierten Wand-Decken-Verbindung mit Flankendämmung. Als Grenzwert für den Wärmebrückenverlustkoeffizienten gilt $\psi_{\text{Grenz}} \leq 0,8 \cdot \psi_{\text{Flankendämmung}}$. Bei segmentierten Linienanschlüssen sind ggf. unterschiedliche ψ -Werte in Abhängigkeit vom Elementabstand zu beachten.

Hygiene-Kriterium

Die Anforderungen entsprechen denen bei wärmedämmenden Stützenanschlüssen, vgl. Abschnitt 3.2.7.

3.3.9 Produkte der Hersteller/Anbieter

3.3.9.1 Erforderliche Verwendbarkeitsnachweise in D-A-CH

Für wärmedämmende Wandanschlüsse gelten in Deutschland bezüglich der Verwendbarkeit dieselben Anforderungen wie für thermisch getrennte Plattenanschlüsse; die ausführlichen Erläuterungen in Abschnitt 2.9.1 sind daher sinngemäß übertragbar.

Weichen Produkte aufgrund ihrer Konstruktion von den Regelungen der MVV TB ab und ist auch keine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (abZ) oder ETA vorhanden, ist für das Bauprodukt nach MBO § 17 eine Zustimmung im Einzelfall (ZiE) erforderlich. Entsprechendes gilt für die Bauart, sodass ohne allgemeine Bauartgenehmigung (aBG) eine vorhabenbezogene Bauartgenehmigung (vBG) zu beantragen ist. ZiE und vBG werden von der jeweils zuständigen Baurechtsbehörde erteilt.

Eine ZiE ist nicht erforderlich, wenn ein Bauprodukt „nicht wesentlich“ von der MVV TB oder einer abZ abweicht; die Grenzen sind allerdings nicht klar definiert. Gleiches gilt sinngemäß für eine vBG, wenn die Bauart keine wesentlichen Abweichungen zur MVV TB oder zu einer aBG aufweist. So kann beispielsweise

auch ein Bauprodukt mit einer ausländischen nationalen Zulassung unter die Definition „nicht wesentliche Abweichung“ fallen, sofern diese Zulassung von der Baurechtsbehörde als im Wesentlichen gleichwertig zu einer abZ gesehen wird und die erforderlichen Nachweise auf Basis gültiger Normen und damit im Rahmen der MVV TB erbracht werden können.

In Österreich kann die Verwendbarkeit von ungeregelten Produkten durch eine Bautechnische Zulassung (BTZ) des OIB oder eine Europäische Technische Bewertung (ETA) nachgewiesen werden.

In der Schweiz wurde die europäische Bauproduktenverordnung (EU-BauPVO) in Form des schweizerischen Bauproduktegesetzes (BauPG) und der schweizerischen Bauprodukteverordnung (BauPV) übernommen, sodass Produkte nach harmonisierten Europäischen Normen (hEN) oder mit einer Europäischen Technischen Bewertung und CE-Zeichen verwendbar sind (sog. „harmonisierter Bereich“). In den übrigen Fällen („nicht harmonisierter Bereich“) gibt es keine strenge Regelung, da die Hersteller die geschuldete Sicherheit ihrer Produkte durch freiwillige Herstellererklärungen nachweisen dürfen [10].

Auf europäischer Ebene ist nach Kenntnis des Verfassers kein Europäisches Bewertungsdokument (EAD) in Arbeit, welches die Voraussetzung für die Erteilung einer Europäischen Technischen Bewertung (ETA) ist, sodass bis zur ersten ETA für wärmedämmende Wandanschlüsse noch einige Jahre vergehen werden.

3.3.9.2 Produkte aller Hersteller mit Verwendbarkeit in Deutschland und Österreich

Stand 2022 ist kein Bauprodukt für wärmedämmende Wandanschlüsse auf dem Markt verfügbar, das ausschließlich auf Basis gängiger technischer Normen oder anerkannter Regeln der Technik nachweisbar ist, sodass zur Verwendung in Deutschland und Österreich die entsprechenden Verwendbarkeitsnachweise erforderlich sind. Daher wird aktuell nur das Produkt Schöck Sconnex® Typ W auf dem deutschen und österreichischen Markt angeboten (Tabelle 6). Darüber hinaus gibt es auf dem Schweizer Markt noch weitere Anbieter von Produkten ohne Verwendbarkeitsnachweis. Die Verwendung dieser Produkte ist mit dem Bauherrn abzustimmen oder eine Zustimmung im Einzelfall in Verbindung mit einer vBG einzuholen (für Deutschland).

Tabelle 6. Tragende wärmedämmende Wandanschlüsse mit bauaufsichtlichen Verwendbarkeitsnachweisen

Handelsname des Bauprodukts/ Zulassungsgegenstand	Hersteller/Antragsteller	Produktbewertung/Zulassung, ausgestellt von	Nationale Bauartgenehmigung, ausgestellt von
Schöck Sconnex® Typ W	Schöck Bauteile GmbH Schöckstraße 1 76534 Baden-Baden	Z-15.7-376, DIBt BTZ-0002, OIB	

4 Treppenanschlüsse

4.1 Allgemeines/Anwendungsbereich

Treppen spielen in der Architektur seit jeher eine bedeutende Rolle. Neben der ästhetischen Gestaltung stehen heutzutage funktionale und technische Aspekte verstärkt im Fokus. Daher gibt es bauliche Anforderungen, die sich nach Normen, Richtlinien, allgemeinen Regeln der Technik und dem Wunsch des Bauherrn richten. Diese Anforderungen werden zunehmend umfangreicher und unterliegen ständigen Veränderungen. Wesentliche Anforderungen ergeben sich vor allem an den Schallschutz und an den Brandschutz von Treppen als Flucht- und Rettungswege. Zu Beginn der Entwurfsphase müssen die jeweiligen Anforderungen bekannt sein, damit eine frühzeitige Berücksichtigung beim Entwurf möglich ist.

Um diesen Anforderungen gerecht zu werden, gibt es eine Vielzahl von schallgedämmten Treppenanschlüssen auf dem Markt. Bild 10 zeigt, in welchen Bereichen Anschlüsse prinzipiell möglich sind. Beim Anschluss von Treppenläufen an Podeste sind Varianten

mit gerader Fuge sowie mit Konsolaufleger möglich. Beim Anschluss von Treppen oder Podesten an Wände sind schallgedämmte Querkraftdornsysteme und Varianten mit einer Betonkonsole üblich. Für die Entkopplung des Treppenlaufs zur Bodenplatte existieren Anschlüsse, die häufig in Verbindung mit Dornen zur konstruktiven Lagesicherung genutzt werden. Zuverlässige Trittschallentkopplung funktioniert nur, wenn das gesamte System berücksichtigt wird und Schallbrücken vermieden werden. Ergänzend zu den tragenden Produkten gibt es Fugenplatten zur akustischen Trennung von Treppenläufen und -podesten zur Treppenhauswand, die das Schallschutzsystem komplettieren.

Im Folgenden werden die Anforderungen an den Schall- und Brandschutz in Deutschland, Österreich und der Schweiz (D-A-CH) vorgestellt. Da – den unterschiedlichen Anschlussvarianten geschuldet – keine allgemeinen Aussagen zu notwendigen Verwendbarkeitsnachweisen getroffen werden können, werden diese in den jeweiligen Abschnitten erläutert.

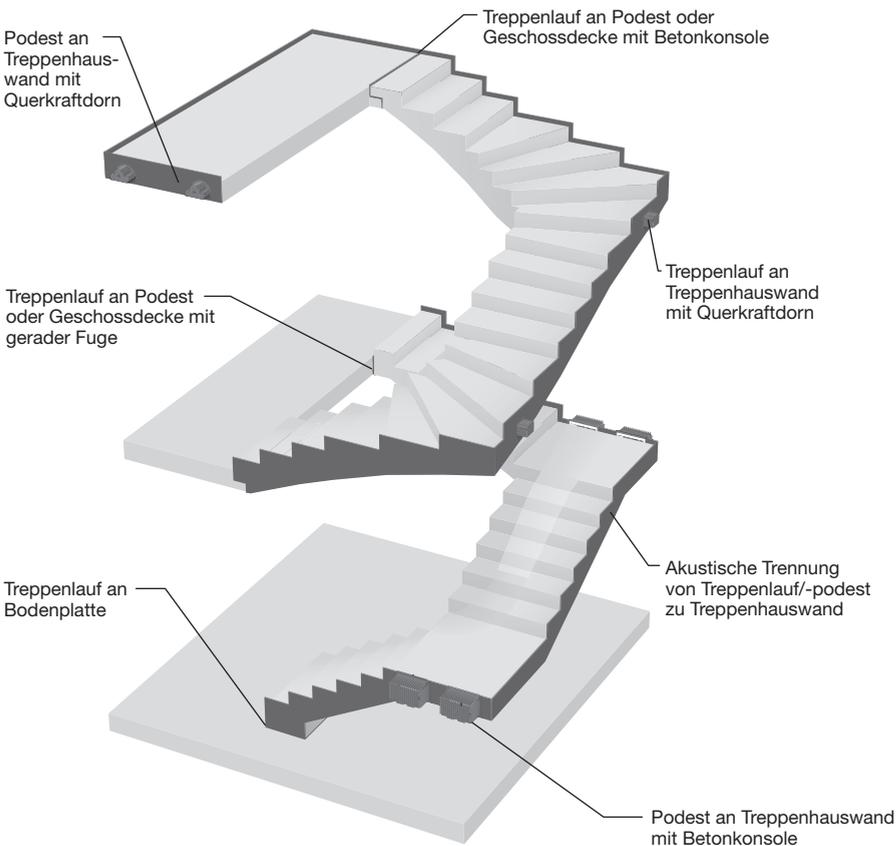


Bild 10. Anschlussmöglichkeiten im gesamten Treppenhaus

Generell ist in Deutschland ein Verwendbarkeitsnachweis erforderlich, wenn es für ein Bauprodukt keine Technische Baubestimmung oder anerkannte Regel der Technik gibt. Diese Bauprodukte müssen in Deutschland entweder national durch eine abZ/aBG oder europäisch durch eine ETA – in Ergänzung mit einer aBG oder einer vBG – geregelt sein und entweder ein Ü- oder ein CE-Zeichen tragen. Planer sind in der Pflicht zu prüfen, dass eingeplante Produkte über die zuvor benannten erforderlichen Nachweise verfügen. In Österreich kann die Verwendbarkeit durch eine Bautechnische Zulassung (BTZ) des OIB oder durch eine ETA nachgewiesen werden. Alternativ wird die deutsche abZ/aBG als Verwendbarkeitsnachweis anerkannt.

In der Schweiz wurde die europäische Bauproduktenverordnung (EU-BauPVO) in Form des schweizerischen Bauproduktgesetzes (BauPG) und der schweizerischen Bauprodukteverordnung (BauPV) übernommen, sodass Produkte nach harmonisierten Europäischen Normen (hEN) oder mit einer ETA und CE-Zeichen verwendbar sind (sog. „harmonisierter Bereich“). In den übrigen Fällen („nicht harmonisierter Bereich“) gibt es keine strenge Regelung, da die Hersteller die geschuldete Sicherheit ihrer Produkte durch freiwillige Herstellererklärungen nachweisen dürfen [10].

In allen drei Ländern dienen Typenprüfungen dem Nachweis der Korrektheit von Standsicherheitsnachweisen, welche immer auf Basis eingeführter Technischer Baubestimmungen oder Zulassungen/Bauartgenehmigungen entstehen. Typenprüfungen bilden selbst keinen Verwendbarkeitsnachweis.

4.2 Trittschallschutz

Da der Schallschutz in Gebäuden für eine ausreichende Wohnqualität immer wichtiger wird, ist die Trittschallübertragung von Bauteilanschlüssen so gut wie möglich zu minimieren. Die entsprechenden nationalen baurechtlichen Regelwerke sind im Abschnitt 2.8 aufgeführt.

Analog zur Situation bei wärmedämmten Balkon- und Laubenganganschlüssen ergibt sich auch bei Treppenanschlüssen die Notwendigkeit, über ein geeignetes Prognoseverfahren – wieder in Kombination mit zuverlässigen Trittschall-Kennwerten der Anschlusselemente als Eingangsgrößen – für die Berechnung zu verfügen, um in der Planungsphase den sich später im Gebäude einstellenden Trittschallschutz der Treppen sicher prognostizieren zu können.

Vergleichbar zum EAD-Prüfverfahren zur Ermittlung der Trittschall-Kennwerte von Balkon- und Laubenganganschlüssen existiert in Deutschland mit dem Prüfverfahren nach DIN 7396 [37] ein standardisiertes Verfahren zur trittschalltechnischen Charakterisierung von Treppenanschlusselementen. Die Eingangsgröße nach DIN 7396 für die Trittschall-Prognose ist die bewertete Lauf- oder Podest-Trittschall(pegel)minderung $\Delta L_{w, Lauf}$ bzw. $\Delta L_{w, Podest}$.

Auf europäischer Ebene ist der von der DIN 7396 abgeleitete Prüfnorm-Entwurf E DIN EN 17823 [38] Grundlage für die Ermittlung der Trittschall-Kennwerte von Treppen-Anschlusselementen. Wie bei der DIN 7396 sind im europäischen Norm-Entwurf die Trittschall-Kennwerte $\Delta L_{w, Lauf}$ und $\Delta L_{w, Podest}$ die Eingangsgrößen für die Prognoseberechnung.

Die Prognose-Berechnung von Treppen, welche mit Treppen-Anschlusselementen entkoppelt sind, erfolgt mit dem in der DIN EN ISO 12354-2 [26] angegebenen Prognose-Verfahren für Treppen. Wie bei der Prognose des Trittschallschutzes von Balkon- und Laubengangplatten ist die Grundlage für die Prognose des Trittschallschutzes von Treppen das in der Norm ausführlich beschriebene Prognoseverfahren für Decken mit trittschalldämmenden Auflagen („schwimmender Estrich“).

4.3 Brandschutz

Notwendige Treppen müssen mindestens feuerhemmend sein, in Österreich und der Schweiz muss die Feuerwiderstandsfähigkeit von Treppen der von Geschossdecken (vgl. Tabelle 1) entsprechen. Treppen sind aber üblicherweise keine raumabschließenden Bauteile; der Nachweis der Tragfähigkeit der Treppenanschlüsse ist daher ausreichend.

Die Feuerwiderstandsbewertung von Treppenanschlüssen kann, wie in Abschnitt 2.5 erläutert, anhand der Ergebnisse von Brandversuchen nach DIN EN 1365-2 [16] erfolgen und die feuerwiderstandsfähigen Treppenanschlüsse durch entsprechende Nachweise wie aBG, ETA oder VKF-Zulassung anwendbar gemacht werden.

Stellt sich die Frage nach der zulässigen Brennbarkeit von freiliegenden Fugen zwischen Treppen und Wand, so ist festzustellen, dass ein Brandbeitrag nur über die Fugenöffnung erfolgen kann. Wurde das schwerentflammbar und nicht abtropfende Brandverhalten in der Fuge nachgewiesen, so hat die Verwendung von Fugendämmstreifen keinen negativen Einfluss auf die Brennbarkeit des schwerentflammbaren Bodens.

Bei Anwendung in höheren Gebäudeklassen, in Deutschland in Hochhäusern, in Österreich ab GK 4, müssen die Plattenanschlüsse und Fugendämmstreifen jedoch nichtbrennbar ausgeführt werden.

4.4 Anschlussvarianten

4.4.1 Podest/Platte an Treppenhauswand mit Konsolaufleger

4.4.1.1 Anwendungsbereich

Trittschalldämmelemente dieser Kategorie ermöglichen den punktförmigen Anschluss von Treppenbauteilen (Podestplatten und Treppenläufen) aus Stahlbeton unter vorwiegend ruhender Belastung an Treppenhauswände mittels eines Konsolauflegers (Bild 11). Der Einsatz ist sowohl für die Fertigteil- wie auch für die

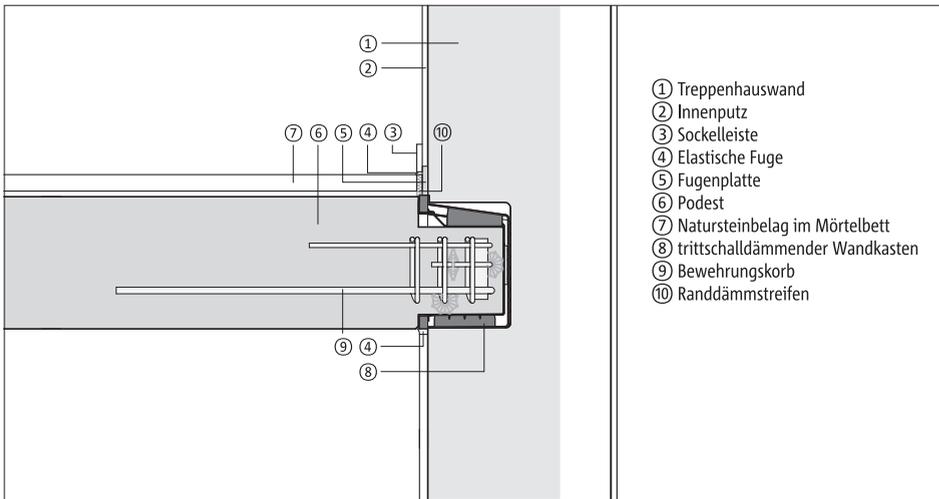


Bild 11. Beispielhaftes Anschlussdetail – Podest an Treppenhauswand mit vorgefertigtem Bewehrungskorb (Tragelement)

Ortbetonbauweise möglich. Prinzipiell können mit diesen Anschlüssen positive und negative Querkräfte in vertikaler und horizontaler Richtung sowie daraus resultierende Versatzmomente übertragen werden.

4.4.1.2 Konstruktive Durchbildung

Bei der Ausführung in Ortbetonbauweise wird ein trittschalldämmender Wandkasten in das lastabtragende Bauteil (z. B. Mauerwerks- oder Stahlbetonwand) eingesetzt. Die erforderliche Konsolbewehrung muss bis in den Wandkasten verlegt werden, wofür die Hersteller häufig vorgefertigte Bewehrungselemente anbieten. Als Betonfertigteile werden die Podest- bzw. Treppenbauteile mitsamt bewehrten Konsolen ausbetoniert und anschließend mit den Wandkästen versehen. Das Bauteil wird dann auf der Baustelle auf das lastabtragende Bauteil aufgelagert.

Die Herstellerangaben zur bauseitigen Bewehrung sind zu beachten. Üblicherweise gilt, dass die Zugbewehrung des Tragelements mit der bauseitigen Bewehrung im angrenzenden Podest zu übergreifen und die freien Ränder am Treppenpodest zu beiden Seiten des Schalldämmelements durch Steckbügel zu sichern sind. Weiterhin ist in der Regel eine zusätzliche Querkraftbewehrung in der Platte im Bereich der Lasteinleitung aus der Konsole erforderlich.

4.4.1.3 Statischer Nachweis

Der statische Nachweis der Betonkonsole ist zu erbringen, wobei auch typengeprüfte Bemessungstabellen in Kombination mit vorgefertigten Bewehrungskörben (Tragelementen) verwendet werden können. Zusätzlich muss ein Nachweis über die Querkrafttragfähigkeit der Podestplatte erbracht werden. Die über die Seitenflächen des Wandelements eingebrachten Quer-

kräfte müssen vom umgebenden Mauerwerk oder Beton aufgenommen werden können. Die Hersteller geben hier zur Vereinfachung Mindestbetonfestigkeitsklassen bzw. erforderliche Steifigkeitsklassen und Mörtelgruppen vor.

Bei der Planung ist die zu erwartende Einfederung durch die Elastomerlager zu berücksichtigen. Aufgrund der Nichtlinearität der Kraft-Verformungskurve von Elastomerlagern stellen die Hersteller in der Regel entsprechende Bemessungsdiagramme zur Verfügung.

4.4.1.4 Produkte der Hersteller/Anbieter

Erforderliche Verwendbarkeitsnachweise in D-A-CH

Es sind keine Verwendbarkeitsnachweise erforderlich. Bei Produkten mit typengeprüften Bemessungswerten kann der statische Nachweis der Betonkonsole entfallen.

Produkte aller Hersteller mit typengeprüften Tragelementen

In Tabelle 7 sind am Markt verfügbare Anschlüsse dieses Typs mit typengeprüften Tragelementen aufgeführt. Darüber hinaus gibt es noch Anbieter ohne Typenprüfung. Bei der Verwendung dieser Produkte muss der statische Nachweis der Betonkonsole zusätzlich erbracht werden.

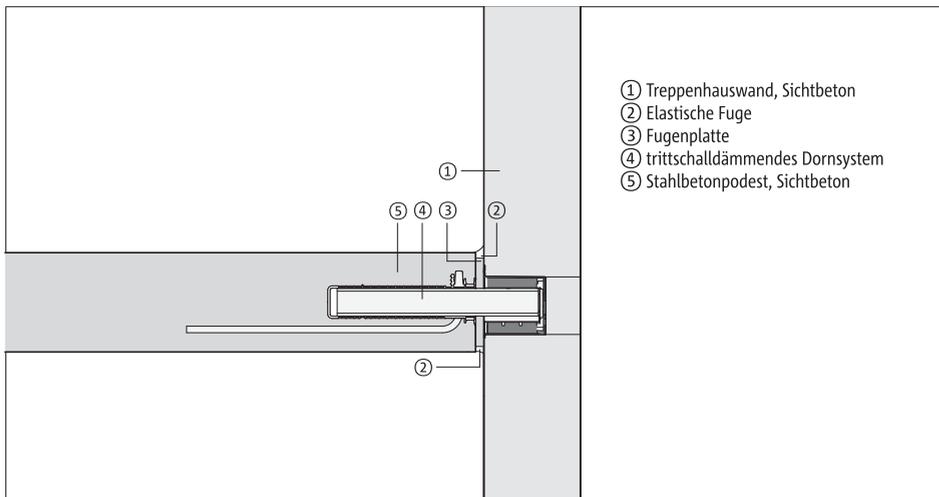
4.4.2 Dornsysteme: Podest, Platte, Treppe an Wand

4.4.2.1 Anwendungsbereich

Dornsysteme dieser Kategorie ermöglichen die trittschalldämmte Verbindung von Treppenbauteilen (Podestplatten und Treppenläufen) aus Stahlbeton mit Wänden aus Stahlbeton oder Mauerwerk nach DIN EN 1996-1-1 [39] unter vorwiegend ruhender Belastung. Es kann sich dabei sowohl um Ort- als auch

Tabelle 7. Übersicht von Produkten zum Anschluss von Podesten/Platten an Wände mit Konsolaufleger und typengeprüftem Tragelement (Stand: 15.11.2022)

Handelsname des Bauprodukts/Gegenstand der Typenprüfung	Hersteller/Antragsteller	Typenprüfung, ausgestellt von
Schall-Isobox SINTON X	H-Bau Technik GmbH Am Güterbahnhof 20 79771 Klettgau	Prüf-Nr. 12/2 Regierungspräsidium Tübingen Landesstelle für Bautechnik
Schöck Tronsole Typ Z	Schöck Bauteile GmbH Schöckstraße 1 76534 Baden-Baden	S-N/130257 Prüfam für Standsicherheit Nürnberg Landesgewerbeanstalt Bayern
Tritt-Schall-Box TSB	Pakon AG Bahnhofstrasse 33 8867 Niederurnen Schweiz	Prüf-Nr. 15/1 Regierungspräsidium Tübingen Landesstelle für Bautechnik
Trittschalldämmbox Egcosono SP	Max Frank GmbH & Co. KG Mitterweg 1 94339 Leiblfing	Nr. T 22/006/351 Landesamt für Bauen und Verkehr Brandenburg

**Bild 12.** Beispielhaftes Anschlussdetail – Treppenpodest an Treppenhauswand mittels Querkraftdorn

um Fertigbetonbauteile handeln. Prinzipiell können mit diesen Anschlüssen (s. Bild 12) positive und negative Querkräfte in vertikaler und horizontaler Richtung übertragen werden. In Dornlängsrichtung werden keine planmäßigen Kräfte übertragen. Es können – produktabhängig – Fugenbreiten von bis zu 100 mm realisiert werden.

4.4.2.2 Konstruktive Durchbildung

Mehrheitlich bestehen Dornsysteme zur akustischen Entkopplung von Treppenpodesten aus den drei funktionalen Einheiten Wandelement, Dornelement und Podest- bzw. Treppenhülse (Bild 13). Das Wandelement ist in Abhängigkeit von der Lasteinwirkungsrichtung ein- bis vierseitig mit Elastomerlagern bestückt. Eine Lastverteilplatte, auf der das Tragelement aufliegt, ermöglicht eine gleichmäßige Weiterleitung der

Last aus dem Tragelement in das Elastomerlager und die Wand.

Das Dornelement kann sowohl einen runden wie auch einen rechteckigen Querschnitt aufweisen und als Stahlhohlprofil oder Stahlvollprofil vorliegen.

Die Podest- bzw. Treppenhülse stellt die Lastweiterleitung aus dem Treppenbauteil in das Dornelement her und ermöglicht eine Verschiebung des Dorns in Längsrichtung zur Realisierung der gewünschten Fugenbreite. Zusätzliche Krafteinleitungselemente, die in der Hülse integriert sind, können die hohe Betonpresung reduzieren und den Widerstand gegen ein Ausbrechen der Betonkante erhöhen.

Bestehen Anforderungen an den Feuerwiderstand, muss das Dornteil ausreichend vor der Brandeinwirkung geschützt werden. Einige Hersteller bieten Brandschutz-Sets an, mit denen die Anforderungen erfüllt werden können.

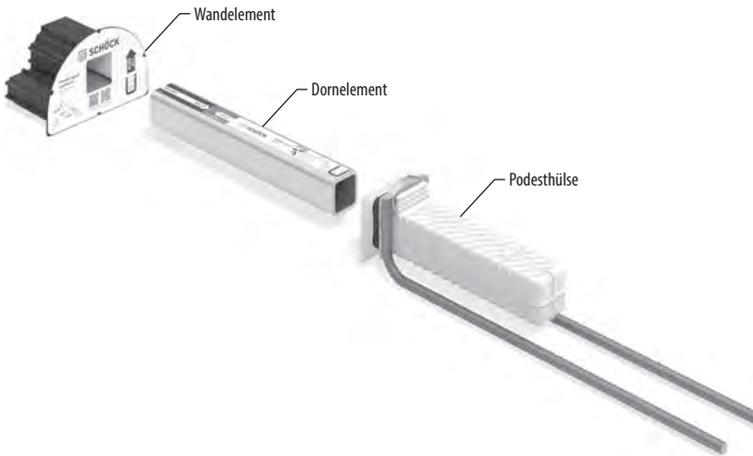


Bild 13. Typische Ausprägungsform von trittschalldämmenden Querkraftdornen mit drei funktionalen Einheiten am Beispiel von Schöck Tronsole® Typ P

4.4.2.3 Statischer Nachweis

Die Weiterleitung der Lasten zu den Auflagern der anschließenden Bauteile ist für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit für jeden Einzelfall nachzuweisen. Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist der Rissbreitennachweis nach DIN EN 1992-1-1 [27], Abschnitt 7.3, unter Beachtung der entsprechenden Abschnitte von DIN EN 1992-1-1/NA [28] zu führen. Werden die Regelungen der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen eingehalten, braucht kein zusätzlicher Nachweis für die Stirnseite der Fuge sowie im Kräfteinleitungsbereich geführt zu werden.

Die über die Seitenflächen des Wandelements eingebrachten Querkräfte müssen vom umgebenden Mauerwerk oder Beton aufgenommen werden können. Die Hersteller geben hier zur Vereinfachung Mindestbetonfestigkeitsklassen bzw. erforderliche Steinfestigkeitsklassen und Mörtelgruppen vor.

Bei der Planung ist die zu erwartende Einfederung durch die Elastomerlager zu berücksichtigen. Aufgrund der Nichtlinearität der Kraft-Verformungskurve von Elastomerlagern stellen die Hersteller in der Regel entsprechende Bemessungsdiagramme zur Verfügung.

4.4.2.4 Produkte der Hersteller/Anbieter

Erforderliche Verwendbarkeitsnachweise in D-A-CH

Querkraftdorne gehören zu den Bauprodukten ohne Technische Baubestimmung und ohne anerkannte Regeln der Technik, für die ein Verwendbarkeitsnachweis erforderlich ist. Daher müssen diese in Deutschland entweder national durch eine abZ/aBG oder europäisch durch eine ETA – in Ergänzung mit einer aBG oder einer vorhabenbezogenen Bauartgenehmigung – geregelt sein und entweder ein Ü- oder ein CE-Zeichen tragen. Planer sind in der Pflicht zu prüfen, dass eingekaufte Produkte über die zuvor benannten erforderlichen Nachweise verfügen.

In Österreich kann die Verwendbarkeit durch eine Bautechnische Zulassung (BTZ) des OIB oder durch eine ETA nachgewiesen werden. Alternativ wird die deutsche abZ/aBG als Verwendbarkeitsnachweis anerkannt.

In der Schweiz wurde die europäische Bauproduktenverordnung (EU-BauPVO) in Form des schweizerischen Bauproduktgesetzes (BauPG) und der schweizerischen Bauprodukteverordnung (BauPV) übernommen, sodass Produkte nach harmonisierten Europäischen Normen (hEN) oder mit einer Europäischen Technischen Bewertung und CE-Zeichen verwendbar sind (sog. „harmonisierter Bereich“). In den übrigen Fällen („nicht harmonisierter Bereich“) gibt es keine strenge Regelung, da die Hersteller die geschuldete Sicherheit ihrer Produkte durch freiwillige Herstellererklärungen nachweisen dürfen [10].

Typenprüfungen bilden selbst keinen Verwendbarkeitsnachweis.

Produkte aller Hersteller mit Verwendbarkeit in Deutschland und Österreich

In Tabelle 8 sind alle am Markt verfügbaren Anschlüsse dieses Typs mit Verwendbarkeitsnachweis aufgeführt. Darüber hinaus gibt es noch Anbieter ohne Verwendbarkeitsnachweis. Die Verwendung dieser Produkte ist mit dem Bauherrn abzustimmen oder eine Zustimmung im Einzelfall einzuholen.

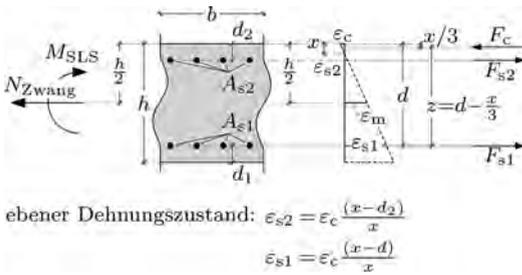


Bild 35. Kräftegleichgewicht und Verformungskompatibilität in einem Stahlbetonquerschnitt unter SLS-Belastung

Weiterhin ist zu beachten, dass eine Lösung über Mittelwerte eine Korrektur für die letztlich betrachtete Länge der gerissenen Zonen erfordert. Die zuvor in Bild 34b über einen direkten Vergleich der Zugspannung mit der Zugfestigkeit ermittelten Übergänge von gerissenen zu ungerissenen Zonen (entsprechend l_i^{II}) markieren zunächst nur jene Stellen, an denen die letzten Risse auftreten. Von dieser Stelle aus muss die Stahlkraft jedoch noch in die ungerissene Zone eingeleitet werden. Die betrachtete Länge für die gerissene Zone muss daher auf ($l_{i,corr}^{II}$) vergrößert werden, bis der Punkt ohne Schlupf zwischen Stahl und Beton erreicht ist, wie in Bild 34f gezeigt. Diese Vergrößerung des gerissenen Bereichs entspricht dabei der Einleitungslänge für den Einzelriss, die sich aus dem Gleichgewicht zwischen der Stahlkraft im Riss und der Resultierenden der Verbundspannungen in der Einleitungslänge wie folgt bestimmen lässt:

$$F_s = \sigma_s A_s = l_e u_s \tau_{sm} \rightarrow l_e = (\sigma_s d_s) / (4 \tau_{sm}) \quad (4)$$

mit

$$u_s = \pi d_s$$

$$\tau_{sm} = f(w_{Einzelriss}) \approx 1,35 f_{ctm}$$

d_s = Durchmesser der Bewehrung

Eine weitere Eingangsgröße ist die mittlere Stahldehnung ($\epsilon_{sm,i}$) im gerissenen Bereich (l_i^{II}), um die mittlere Mittendehnung $\epsilon_{mm,tot,i}$ zu erhalten. Ausgang für dessen Ermittlung sind hierbei die Stahldehnungen im ersten und letzten Riss des betrachteten gerissenen Bereichs. Diese können für das Biegemoment an der betrachteten Stelle in Kombination mit der angenommenen Zwangnormalkraft über das Kräftegleichgewicht im Querschnitt und die Annahme einer ebenen Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe bestimmt werden. Bild 35 zeigt die geometrischen Bedingungen für diese Bestimmung im SLS.

Unter Berücksichtigung der Verwendung von Beton und Stahl im SLS (linear elastisches Materialverhalten für Beton auf Druck, aber kein Beitrag auf Zug sowie linear elastisches Materialverhalten des Beton-

stahls) lauten die maßgebenden Gleichungen für das Kräftegleichgewicht:

$$\Sigma H = 0:$$

$$F_{s1} + F_{s2} - F_c = \epsilon_{s1} E_s A_{s1} + \epsilon_{s2} E_s A_{s2} - \epsilon_c E_c x b \frac{1}{2} = N \quad (5)$$

$$\Sigma M = 0:$$

$$F_c \left(d - \frac{x}{3} \right) - F_{s2} (d - d_2) = M - N \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) \quad (6)$$

In einfachen Fällen ohne Normalkraft ist die Druckzonenhöhe (x) im SLS unabhängig von der Belastung und kann direkt auf der Grundlage der geometrischen Bedingungen und der Materialeigenschaften bestimmt werden. Im Falle einer auftretenden Normalkraft hängt die Druckzonenhöhe jedoch vom Verhältnis zwischen Moment und Normalkraft ab. Durch Einsetzen von Gl. (5) in Gl. (6) kann geschrieben werden:

$$\frac{M}{N} = \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) - \frac{x \left(d - \frac{x}{3} \right) - 2 \alpha_E a_{s2} \frac{d_2 - x}{x} (d - d_2)}{x - 2 \alpha_E \left(a_{s1} \frac{d - x}{x} + a_{s2} \frac{d_2 - x}{x} \right)} \quad (7)$$

mit

$$a_{s1} = \frac{A_{s1}}{b}$$

$$a_{s2} = \frac{A_{s2}}{b}$$

$$\alpha_E = \frac{E_s}{E_c}$$

Aufgrund der Abhängigkeit von x vom Verhältnis zwischen Moment und Normalkraft hat die Normalkraft einen wichtigen Einfluss auf das Dehnungsprofil über die Höhe und damit auch auf die Mittendehnung, mit der die Verformungskompatibilität in Längsrichtung erreicht wird. Die Zwangnormalkraft ist jedoch im Voraus nicht bekannt, sodass die Druckzonenhöhe für jede angenommene Zwangnormalkraft in der iterativen Analyse erneut bestimmt werden muss, bis die Verformungskompatibilität erreicht ist.

Darüber hinaus hängt die Druckzonenhöhe auch von der Steifigkeit des Betons (E_c) ab. Bei einer andauernden Belastung, wie sie hier vorliegt, kommen zu den elastischen Dehnungen des Betons in der Druckzone zusätzliche Kriechdehnungen hinzu, die eine Vergrößerung der Druckzonenhöhe und eine Verkleinerung des inneren Hebelarms ($z = d - x/3$) bewirken. Beides wirkt sich auf das Gleichgewicht und das Dehnungsprofil im Querschnitt aus. Im Hinblick auf den angestrebten Nachweis der Verformungskompatibilität ist festzustellen, dass eine kriechbedingte Vergrößerung der Druckzonenhöhe die freigesetzte Mittendehnung infolge Biegerissbildung reduziert und daher in der Berechnung angemessen berücksichtigt werden muss. Da davon ausgegangen wird, dass die Druckzonenhöhe überwiegend aus äußerer Belastung resultiert, wird ih-

re Zunahme infolge viskoelastischer Effekte mit dem effektiven Elastizitätsmodul $E_{c,eff} = E_c / (1 + \phi)$ nach [51] und ohne den günstigen Einfluss der Relaxation berücksichtigt.

Für eine praktikable Bestimmung der Druckzonenhöhe wird Gl. (7) in die kubische Funktion Gl. (8) umgewandelt. Es sei darauf hingewiesen, dass Gl. (8) mit anderen in der einschlägigen Literatur veröffentlichten Lösungen, wie z. B. [59] oder [60] übereinstimmt. Die hier angegebene Lösung ist lediglich direkt auf der Basis von x formuliert und auf Platten mit einer Breite von einem laufenden Meter zugeschnitten.

$$0 = x^3 - 3x^2(e + d) - 6x a_{E,eff} a_{s1} \left[e + \frac{a_{s2}}{a_{s1}} (e + d + d_2) \right] + 6a_{E,eff} a_{s1} \left[e + \frac{a_{s2}}{a_{s1}} d_2 (e + d + d_2) \right] \quad (8)$$

mit

$$a_{E,eff} = \frac{E_s}{E_{c,eff}}$$

$$e = \frac{M}{N} - \left(\frac{h}{2} - d_1 \right), \text{ wobei } N \text{ für die Zugkraft positiv ist.}$$

Die Lösung von Gl. (8) zwischen null und der statischen Höhe (d) ergibt die Druckzonenhöhe. Diese bestimmt das Dehnungsprofil des gerissenen Querschnitts. Die maximale Betondehnung an der obersten Faser des gerissenen Querschnitts kann wie folgt quantifiziert werden:

$$\epsilon_c = \frac{N / (E_c b)}{\frac{x}{2} - a_E \left(a_{s1} \frac{d-x}{x} + a_{s2} \frac{d_2-x}{x} \right)} \quad (9)$$

Anschließend kann die Stahldehnung im gerissenen Querschnitt im Hinblick auf die lineare Dehnungsverteilung über die Höhe quantifiziert werden mit:

$$\epsilon_s = \epsilon_c \frac{d-x}{x} \quad (10)$$

Die ermittelte Stahldehnung im Riss (ϵ_s) gibt die maximale Stahldehnung in dessen Umgebung an. Die mittlere Stahldehnung im Rissabstand ist unter Berücksichtigung der Zugversteifung in den Übertragungslängen kleiner als ϵ_s . Ihre jeweilige Größe hängt stark vom Risszustand sowie vom Rissabstand ab. Für Biegebauteile mit Zugnormalkraft kann angenommen werden, dass sich die Risse im abgeschlossenen Risszustand befinden. Eine Bestimmung der mittleren Stahldehnung nach [51] wäre im vorliegenden Fall daher ungeeignet, da diese Formel im Hinblick auf den maximal möglichen Rissabstand entlang des Stabs ($s_{r,max}$) abgeleitet wird, um die maximale Rissbreite vorherzusagen. Zur Beschreibung des Verformungsverhaltens der gesamten gerissenen Länge muss vielmehr ein mittlerer Rissabstand betrachtet werden. Dieser mittlere Rissabstand hängt sowohl von der Streuung der Zugfestigkeit als auch des Verbundverhaltens entlang des geris-

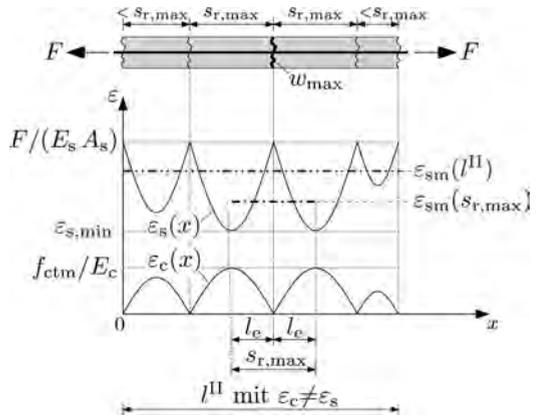


Bild 36. Maximaler Rissabstand und mittlere Stahldehnung für die Rissbreitenberechnung vs. mittlerer Rissabstand und mittlere Stahldehnung über die gesamte gerissene Länge

senen Bereichs ab. Im Einzelnen ist der mittlere Rissabstand im gesamten gerissenen Bereich kleiner als der maximale Rissabstand für die Rissbreitenberechnung und kann näherungsweise mit $s_{r,m} = 2/3 s_{r,max}$ quantifiziert werden, siehe z. B. [61]. Darüber hinaus bewirkt der verringerte mittlere Rissabstand wiederum eine Erhöhung der mittleren Stahldehnung über die gesamte gerissene Länge ($\epsilon_{sm}(l^{II})$) im Vergleich zur mittleren Stahldehnung im maximalen Rissabstand ($\epsilon_{sm}(s_{r,max})$). Bild 36 veranschaulicht diesen Zusammenhang schematisch.

Die mittlere Stahldehnung im mittleren Rissabstand kann jedoch nicht direkt aus mechanischen Überlegungen bestimmt werden, da die Verteilung der Rissabstände nicht bekannt ist. Eine vernünftige Annahme kann auf der Grundlage von [62] getroffen werden, wo die mittlere Stahldehnung im mittleren Rissabstand für wiederholte oder andauernde Belastung und $F_s/F_{cr} \sim 1,3$ mit $0,85\epsilon_s$ angegeben wird. Im Hinblick auf das langandauernde Trockenschwinden in Verbindung mit der wiederholten Beanspruchung im Betrieb wird daher aus praktischen Gründen die mittlere Stahldehnung im Schlupfbereich eines Risses angenommen mit

$$\epsilon_{sm} = 0,85\epsilon_s \quad (11)$$

Damit kann die Mittendehnung im Schlupfbereich eines Risses (ϵ_{mm}) aus ϵ_{sm} und der ermittelten Dehnungsebene über die Querschnittshöhe im zugehörigen Riss bestimmt werden. Die Annahme eines ebenen Dehnungszustands gilt hierbei strenggenommen nur an den Grenzen des betrachteten Rissabstands (den „no slip-sections“ im abgeschlossenen Risszustand). Mit Blick auf das mittlere Verhalten innerhalb eines Rissabstands kann ϵ_{mm} dennoch durch Extrapolation aus ϵ_{sm} bestimmt werden, wie in Gl. (12) angegeben.

$$\epsilon_{mm} = \epsilon_{sm} \frac{h/2 - x}{d - x} = 0,85\epsilon_s \frac{h/2 - x}{d - x} \quad (12)$$

Die mittlere Stahldehnung (ϵ_{sm}) ist nicht über die gesamte gerissene Länge konstant, sondern variiert mit dem Momentenverlauf. Die Bestimmung der mittleren Mittendehnung eines gerissenen Bereichs ($\epsilon_{mm,tot,i}$) muss diese Variation entsprechend darstellen. Aus ingenieurtechnischer Sicht kann die mittlere Mittendehnung eines gerissenen Bereichs in Anlehnung an die Momentenverteilung in diesem gerissenen Bereich abgeschätzt werden. Im Hinblick auf den parabelförmigen Verlauf der Momentenverteilung wird vorgeschlagen, Zonen mit konkaver Momentenverteilung mit einem Formfaktor von 0,8 zu bewerten, während Zonen mit konvexer Momentenverteilung mit einem Formfaktor von 1,2 bewertet werden sollten. Bei durchlaufenden Platten sind Zonen mit negativem Moment (und konkaver Momentenverteilung) über den Auflagern von der Zone mit positivem Moment (und konvexer Momentenverteilung) in Spannweitenmitte zu unterscheiden. Die mittlere Mittendehnung in den gerissenen Zonen wird daher in jeder einzelnen Zone berechnet:

- konkaver Momentenverlauf zwischen $l_{x,i}$ und $l_{x,i+1}$:

$$\epsilon_{mm,tot,i} = \min \{ \epsilon_{mm}(l_{x,i}); \epsilon_{mm}(l_{x,i+1}) \} + 0,4 (\epsilon_{mm}(l_{x,i}) - \epsilon_{mm}(l_{x,i+1})) \quad (13)$$

- konvexer Momentenverlauf zwischen $l_{x,i}$ und $l_{x,i+1}$:

$$\epsilon_{mm,tot,i} = \min \{ \epsilon_{mm}(l_{x,i}); \epsilon_{mm}(l_{x,i+1}) \} + 0,6 (\epsilon_{mm}(l_{x,i}) - \epsilon_{mm}(l_{x,i+1})) \quad (14)$$

Mit der beschriebenen Vorgehensweise kann die Integration der in Bild 34e dargestellten Mittendehnungen entlang der Spannweite vereinfacht mit den skizzierten mittleren Mittendehnungen in den gerissenen Zonen gemäß Bild 34f erfasst werden.

Insgesamt unterliegt die Kompatibilität der Verformungen einem Zusammenspiel aus der vorhandenen Bewehrung (Durchmesser und Querschnittsfläche) und der angenommenen Zwangskraft. Dies erfordert eine iterative Lösung unter Beachtung der folgenden Schritte:

1. Annahme einer Zwangnormalkraft N_{Zwang} , als Anfangsschätzung kann $N_{Zwang} = A \cdot 0,4f_{ctm}$ angesetzt werden;
2. Bestimmung der gerissenen Zonen (l_i^{II}) mit aus dem Vergleich der Zugspannungen entlang der Spannweite mit der mittleren Zugfestigkeit unter Berücksichtigung der Momentenverteilung infolge häufiger Belastung und der angenommenen Zwangnormalkraft (N_{Zwang});
3. Bestimmung der mittleren Dehnung in den gerissenen Zonen ($\epsilon_{mm,tot,i}$) = nach Gl. (13) bzw. Gl. (14) unter Berücksichtigung der Momentenverteilung bei Dauerbelastung und der angenommenen Zwangnormalkraft (N_{Zwang});
4. Quantifizierung der aufgezogenen Verformung (ϵ_{imp}) unter Berücksichtigung der effektiv aufgezogenen Dehnungen in gerissenen und ungerissenen Bereichen; und

5. Überprüfung der Verformungskompatibilität mit

$$-\epsilon_{imp} = \sum \epsilon_{mm,tot,i} l_i^{II} + \frac{N_{Zwang}}{A_c E_c (1 + \alpha_E \rho_s)} \left(1 - \sum l_i^{II} \right) \quad (15)$$

Die primäre Steuerungsvariable in der iterativen Lösung ist die angenommene Zwangnormalkraft (N_{Zwang}). Sie wird so lange erhöht oder verringert, bis die Kompatibilität erfüllt ist. Dieser Zustand ist erreicht, wenn die freigegebene Verformung gleich der aufgezogenen Verformung ist. Für eine effiziente Lösungsfindung kann von Kompatibilität ausgegangen werden, wenn die Differenz zwischen aufgezogener Verformung und freigegebener Mittendehnung kleiner als 0,01 % ausfällt.

Für die Anwendung des vorgestellten Modells zur Bestimmung von Zwangkräften und Rissbreiten im fugenlosen Hochbau sei auf [58] verwiesen. Zur Abschätzung der Dehnsteifigkeit von horizontalen Bauteilen in 3D-Gesamtmodellen ist vor allem das Zusammenspiel der Längenänderung des Biegebauteils infolge der Biegegrissbildung mit der vorhandenen Zugnormalkraft bedeutend. Im Gegensatz zu der bisherigen Betrachtung von Zwangkräften im SLS ist außerdem die Abnahme der Dehnsteifigkeit im ULS wesentlich. Hierzu kann die Querschnittsanalyse gemäß Bild 35 auf die Werkstoffgesetze im ULS mit Beton auf Mittelwertbasis umgestellt werden. Für die mittlere Stahldehnung im abgeschlossenen Rissbild unter Fließen der Bewehrung kann hier weiterhin die Umrechnung gemäß Gl. (11) verwendet werden. Dass ist insofern zielführend, da das Fließen der Bewehrung aufgrund der Momentenänderung entlang der Spannweite nicht über den gesamten gerissenen Bereich auftreten wird. Zur Abschätzung des Einflusses der axialen Nachgiebigkeit eines Biegebauteils mit Biegegrissbildung und Zugnormalkraft im 3D-Gesamtmodell kann Gl. (15) wie folgt abstrahiert werden:

$$\Delta l_{FEM} = \sum \epsilon_{mm,tot,i} l_i^{II} + \frac{N_{FEM}}{A_c E_c (1 + \alpha_E \rho_s)} \left(1 - \sum l_i^{II} \right) \quad (16)$$

mit
 Δl_{FEM} Längenänderung des Bauteils in der Simulation

N_{FEM} zugehörige Normalkraft

Kann mit den Berechnungsergebnissen der Simulation keine Verformungskompatibilität nachgewiesen werden, so empfiehlt sich eine Grenzwertuntersuchung. Ein erster Grenzfall könnte die Abminderung der Dehnsteifigkeit der betroffenen Horizontalbauteile im 3D-Gesamtmodell auf 0,1 EA^I sein. Danach folgt eine Überprüfung der Ergebnisse mit Gl. (16). Zudem sollten die Auswirkungen dieser modifizierten Dehnsteifigkeit(en) auf die Berechnungsergebnisse überprüft werden. Kann keine nennenswerte Änderung zwischen den Ergebnissen ohne und mit Modifikation der Dehn-

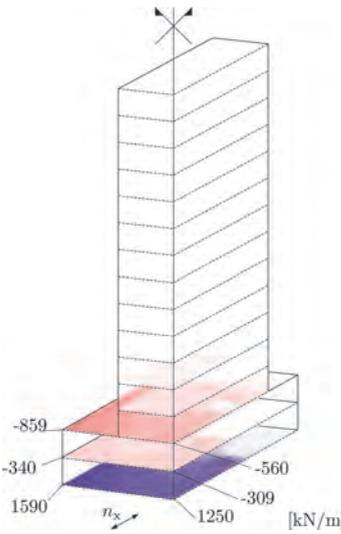


Bild 37. Normalkräfte in den Decken für Betrachtungsfall II.c mit EA

steifigkeiten der horizontalen Bauteile festgestellt werden, so haben diese keinen nennenswerten Einfluss im gegenständlichen Projekt. Wenn doch, dann sollte eine entsprechende Ermittlung von realistischen Dehnsteifigkeiten der horizontalen Bauteile im SLS und ULS durchgeführt und in der Berechnung berücksichtigt werden. Diese Vorgehensweise wird im folgenden Abschnitt anhand des Veranschaulichungsbeispiels demonstriert.

4.3 Veranschaulichung

Die Veranschaulichung der Berücksichtigung des Einflusses der Dehnsteifigkeit in den horizontalen Bauteilen wird auf dem Fall II.c (s. Bild 32) inklusive Bauablauf gemäß Abschnitt 3.4 aufgebaut. Für einen ersten Überblick zeigt Bild 37 die Membrankräfte in x-Richtung in der Fundamentplatte und den Geschossdecken, die sich infolge der Setzungsmulde ergeben. Hierbei erkennt man deutlich den eingangs beschriebenen Zusammenhang, dass sich infolge der Setzungsmulde eine Zugnormalkraft in der Fundamentplatte und Drucknormalkräfte in den darüberliegenden Geschos-

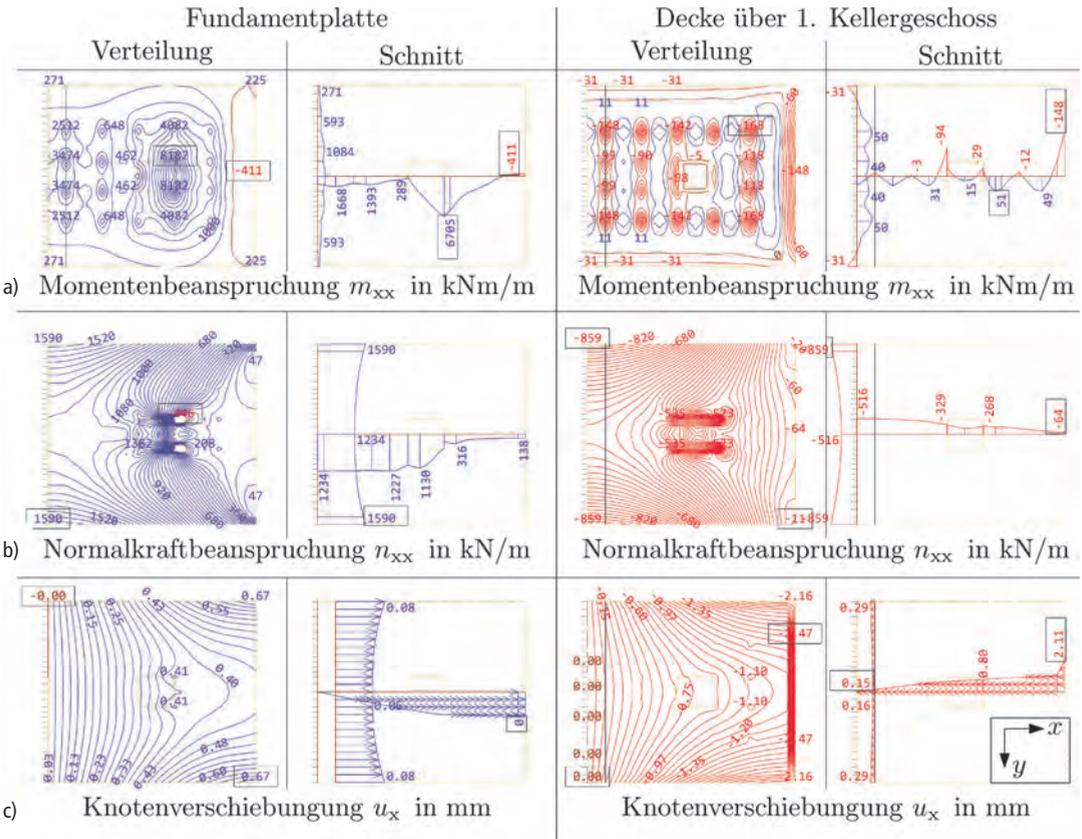


Bild 38. Momentenverteilung, Normalkraft und Knotenverschiebungen in der Fundamentplatte und der Decke über 1. Kellergeschoss

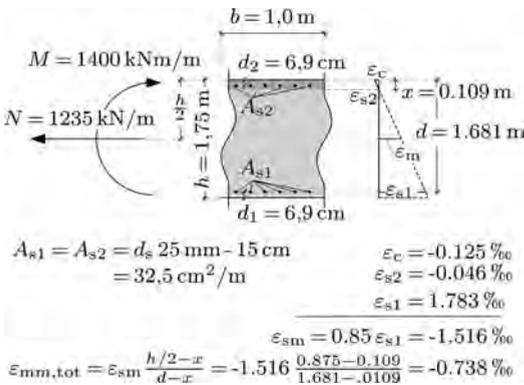


Bild 39. Querschnittsanalyse zur Bestimmung der mittleren Mittendehnung in der Fundamentplatte

sen ausbilden. Im vorliegenden Fall eines sehr steifen Kellerkastens mit darüberliegendem Stahlbetonskelettbau entstehen die größten Normalkräfte in der Fundamentplatte und der Geschossdecke über dem 1. Kellergeschoss. Zur besseren Ansicht nutzt die Darstellung die Symmetrie in x- und y-Richtung.

Im nächsten Schritt werden in Bild 38 detaillierte Ergebnisse zu den Momentenverteilungen (a), den Normalkräften (b) und den Knotenverschiebungen (c) jeweils in x-Richtung in der Fundamentplatte und der Geschossdecke über dem 1. Kellergeschoss gezeigt. Grundsätzlich ist das Verhalten im interessierenden Bereich zwischen den Aussteifungskernen sehr gleichmäßig über die Bauwerkklänge und daher kann die Betrachtung der Dehnsteifigkeit anhand eines repräsentativen Felds (hier Feld in Bauwerksmitte) durchgeführt werden.

Die Fundamentplatte wird im Bereich zwischen den Aussteifungskernen vornehmlich durch ein positives Moment in der Größenordnung von 1084 kNm/m bis 1668 kNm/m beansprucht, das im Bereich der Aufstandspunkte der Stützen lokal zunimmt. Im Mittel wurde in dem betrachteten Feld ein Moment von 1400 kNm/m berücksichtigt. Gleichzeitig hat die in diesem Bereich konstant über die Feldbreite wirkende Zugnormalkraft eine Größenordnung von ca. 1250 kN/m bzw. $1,25/(1,75 \times 1,0) = 0,71 \text{ MPa}$. Die Zugspannung infolge Biegung und Normalkraft an der Plattenunterseite beträgt damit mindestens $1,4/(1,75^2 \times 1) \times 6 + 1,25/(1,75 \times 1) = 3,45 \text{ MPa}$ und übersteigt damit im gesamten Bereich die Zugfestigkeit. Zudem weist die linear elastische Berechnung eine sehr gleichmäßig verteilte Ausdehnung in x-Richtung auf, die in dem repräsentativen Feld in der Größenordnung von 0,06 mm bzw. $0,06\text{mm}/3000 \text{ mm} = 0,02 \text{ ‰}$ liegt. Demgegenüber hat die Geschossdecke über dem 1. Kellergeschoss im Bereich zwischen den Aussteifungskernen eine typische Momentenverteilung für Flachdecken, mit Stützmomenten im Bereich von -100 bis -150 kNm/m sowie Feldmomenten von 50 kNm/m. Gleichzeitig hat die in diesem Bereich konstant über

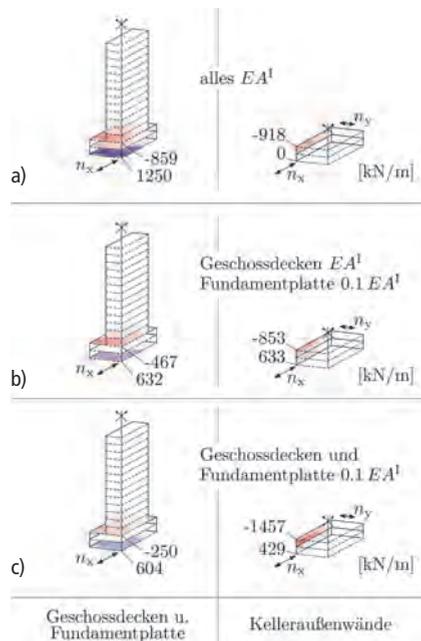


Bild 40. Einfluss der Dehnsteifigkeit in den horizontalen Bauteilen auf die resultierenden Normalkräfte

die Feldbreite wirkende Zugnormalkraft eine Größenordnung von -500 kN/m bzw. $-0,5/(0,28 \times 1,0) = -1,78 \text{ MPa}$. An der Plattenoberseite übersteigt die Zugspannung infolge Biegung und Normalkraft die Zugfestigkeit lokal im Bereich der Stützen, im restlichen Bereich bleiben die maximalen Zugspannungen unterhalb der Zugfestigkeit. Zudem weisen auch die Geschossdecken eine sehr gleichmäßig verteilte Stauchung in x-Richtung auf. In der betrachteten Decke über 1. Kellergeschoss hat die Stauchung eine Größenordnung von $-0,16 \text{ mm}/3000 \text{ mm} = -0,05 \text{ ‰}$.

Gemäß diesen Ergebnissen weist zunächst nur die Fundamentplatte einen großflächig gerissenen Bereich auf. Das Ergebnis einer Querschnittsanalyse für die zugrunde liegenden Beanspruchungen zeigt Bild 39. Aufgrund des nahezu konstanten Moments entlang der Fundamentplatte wird die ermittelte Mittendehnung über die gesamte Feldlänge von 6,0 m angesetzt und das ergibt $0,74 \text{ ‰} \times 6,0 \text{ m} = 4,44 \text{ mm}$. Gemäß der FEM-Berechnung ist die Ausdehnung in diesem Bereich aber nur $2 \times 0,06 \text{ mm} = 0,12$ und damit würde sich die Fundamentplatte infolge der Biegerissbildung in Kombination mit der Zugnormalkraft mehr als 35-mal stärker ausdehnen, als im Berechnungsmodell abgebildet. Die Dehnsteifigkeit des betrachteten Felds der Fundamentplatte könnte damit auf $0,03EA^1$ abgemindert werden. Mit Blick auf die abnehmende Momentenbeanspruchung zu den Rändern hin wurde die Dehnsteifigkeit der Fundamentplatte aber zunächst auf $0,1EA^1$ eingestellt und es wurde eine er-

Fall II.c) mit Bauablauf (40 %-Einspannung der Stützen, Decken $0,4 \cdot EI^I$ u. $0,3 \cdot I_T^I$)

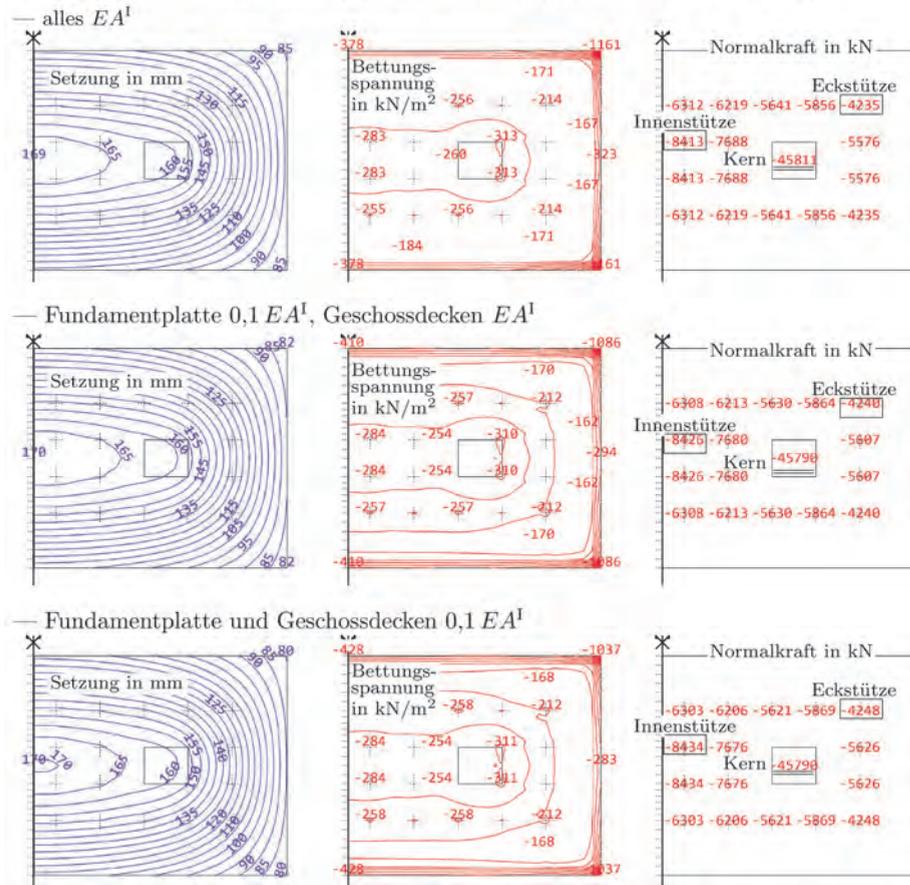


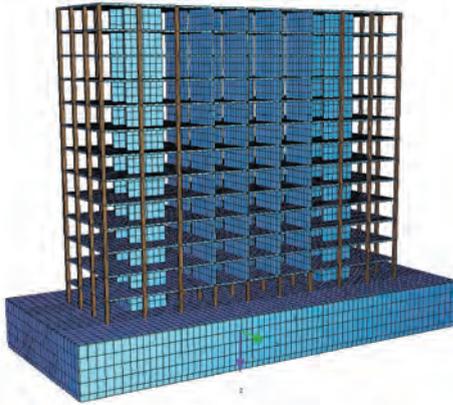
Bild 41. Einfluss der Dehnsteifigkeit in den horizontalen Bauteilen auf die Gründungslasten

neute Berechnung durchgeführt. Das Ergebnis zeigt Bild 40b. Durch diese Abminderung werden die Zugnormalspannungen in der Fundamentplatte um ca. die Hälfte abgebaut (1250 kN/m auf 632 kN/m). Gleichzeitig reduzieren sich die Drucknormalspannungen in der Geschossdecke über dem 1. und 2. Kellergeschoss deutlich. In beiden Kellergeschossdecken ist nun mit Rissbildung zu rechnen, die zu Verlängerungen der im Berechnungsmodell gedrückten Decken führen. Die einhergehende Verlängerung der Decken kann jedoch über eine Steifigkeitsmodifikation allein nicht mehr im Berechnungsmodell abgebildet werden. Allerdings wird diese Stauchung in der Realität auch zu großen Teilen durch das Schwinden in den Geschossdecken kompensiert. Unter Berücksichtigung dieser Zusammenhänge wurde im vorliegenden Modell eine weitere Grenzwertbetrachtung mit modifizierten Dehnsteifigkeit von $0,1EA^I$ in der Fundamentplatte und allen anderen Geschossdecken durchgeführt (s. Bild 40c). Neben den Normalbeanspruchungen der Fundamentplatte und Geschossdecken zeigt Bild 40 auf der rech-

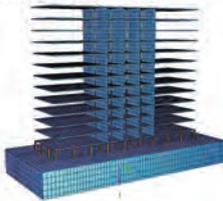
ten Seite die einhergehenden Horizontalkräfte in den Kelleraußenwänden. Mit abnehmender Dehnsteifigkeit in der Fundamentplatte und den Geschossdecken nehmen die Horizontalkräfte in den Kelleraußenwänden zu und erreichen z. B. im Szenario (b) eine Größenordnung von $0,8f_{ctm} = 2,26MPa$. In diesem Zusammenhang sei erwähnt, dass eine unrealistische Abminderung der Dehnsteifigkeiten in den horizontalen Bauteilen zu einem unrealistischen Anstieg der Horizontalbeanspruchungen in den Kellerwänden führen kann.

Insgesamt kann auf Basis der Ergebnisse festgestellt werden, dass sich die setzungsbedingte Interaktion des Horizontalsystems infolge deren Biegerissbildung abbaut. Die Berücksichtigung dieses Zusammenhangs ist insbesondere für eine zutreffende Beurteilung der Beanspruchung in den Geschossdecken relevant, da diese sonst unrealistisch günstige Drucknormalkräfte aufweisen. Die Auswirkungen dieser Dehnsteifigkeitsmodifikationen auf die Gründungslasten zeigt Bild 41. Für das vorliegende Veranschaulichungsbeispiel erge-

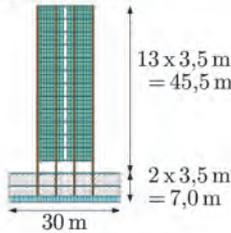
3D-Ansicht



3D-Ansicht ohne Kerne und Stützen in den OGs



Seitenansicht



Grundriss OG mit Schottwänden

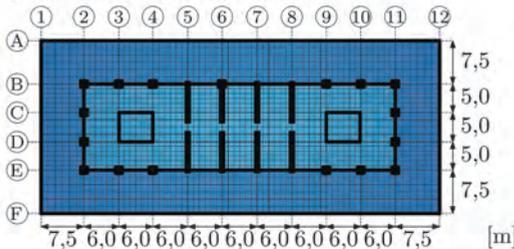


Bild 42. Angepasstes Veranschaulichungsbeispiel mit Schottwänden zur Demonstration des Effekts der Dehnsteifigkeit in den Decken

ben sich hierbei keine nennenswerten Änderungen in den Gründungslasten. Demgegenüber führt eine Reduktion der Dehnsteifigkeit in der Fundamentplatte auf 10% EA^I zu einer Vergrößerung der Differenzsetzungen um ca. 5%, die sich aus einer Abnahme der Setzung in der Ecke bei sonst gleichbleibender Maximalsetzung ergibt. Gleichzeitig nehmen die Bodenpressungen in den Ecken weiter ab. Die weitere Reduktion der Dehnsteifigkeiten in den Geschossdecken auf 10% EA^I hat im vorliegenden Veranschaulichungsbeispiel keine Auswirkungen auf die Boden-Bauwerk-Interaktion. In der bisherigen Betrachtung hatte die Reduktion der Dehnsteifigkeiten in den horizontalen Bauteilen keine erkennbare Wirkung auf die Verteilung der Gründungslasten. In klassischen Skelettbauten ist das auch nicht zu erwarten. Demgegenüber können in Schott-

Dehnsteifigkeit der Decken in Querrichtung

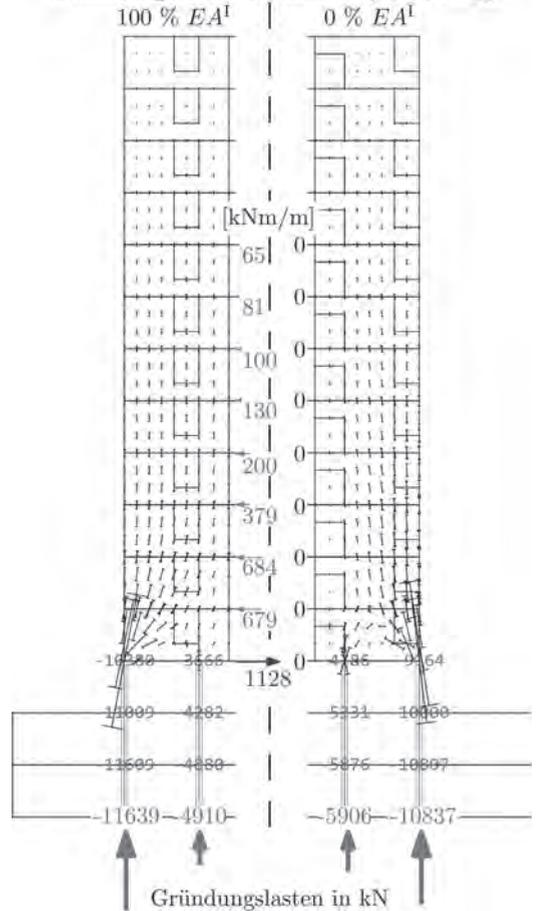


Bild 43. Einfluss der Dehnsteifigkeit in den Decken auf die Gründungslasten unter der Wandscheibe

bauweisen mit Wandscheiben über mehrere Geschosse und Verbindung dieser Wandscheiben über Deckenscheiben signifikante Beeinflussungen des vertikalen Lastflusses auftreten. Zur Demonstration dieses Effekts wurde das Veranschaulichungsbeispiel um Wandscheiben ergänzt, wie in Bild 42 dargestellt. Im Detail wurden im mittleren Gebäudebereich oberhalb des Erdgeschosses über die gesamte Obergeschosstiefe und Gebäudehöhe durchgehende Wandscheiben angeordnet. Diese Wandscheiben sind allerdings in der Mitte zur Erschließung des Gebäudes unterbrochen, wobei diese Unterbrechungen durch die Geschossdecken kraftschlüssig „überbrückt“ werden. Zur Verdeutlichung des Einflusses der Dehnsteifigkeiten in den horizontalen Bauteilen auf die Verteilung der Gründungslast in derartigen Bauwerken wurden mit diesem Modell anschließend die beiden Grenzfälle 100% EA^I und 0% EA^I simuliert. Das Ergebnis zeigt Bild 43. Man erkennt auf der linken Seite in der Berechnung mit 100% EA^I , dass sich in der untersten Ge-

schosdecke mit Verbindung zu einer Wandscheibe eine Zugkraft in Höhe von 1128 kN/m ausbildet, was einer Zugspannung von 4,03 MPa entspricht. Da diese Zugspannung bereits ohne die in diesem Bereich auftretenden Biegespannungen größer als der obere Quantilwert der Zugfestigkeit ($f_{ctk,0.95}$) ist, wird in weiterer Folge in diesem Bereich von einem abgeschlossenen Rissbild ausgegangen. Für die Nachweise im ULS kann diese Zugkraft natürlich über Bewehrung abgedeckt werden. Andererseits kann mit der Abschaltung der Dehnsteifigkeit der Decken überprüft werden, ob es sich hier nur um ein Kompatibilitätsproblem handelt und das Gleichgewicht auch ohne diese Deckenkraft gefunden werden kann, wie im vorliegenden Fall. Auf der rechten Seite von Bild 43 ist das Ergebnis dieser Betrachtung dargestellt. Wichtig ist in diesem Zusammenhang, dass hierdurch eine signifikante Umlagerung in den Gründungslasten auftritt. In der Innenstütze wächst die Vertikalkraft von -4910 kN auf -5906 kN um ca. 17% an.

Vereinfacht kann dieses Verhalten mit dem einhergehenden Systemwechsel vom Durchlaufträger zum Einfeldträger mit Kragarm erklärt werden. Das bedeutet aber auch, dass das Ausmaß der Umlagerung sehr stark von den Rasterabständen der Stützen abhängen kann.

5 Überlegungen zur Nachweisführung mit 3D-Gesamtmodellen

Nachfolgend werden Überlegungen zur Anwendung und Konfiguration von 3D-Gesamtmodellen für die Bauteilbemessung sowie zum Nachweis bestimmter Anforderungen in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit angestellt. Diese Überlegungen basieren auf möglichst mechanisch konsistenten Modellvorstellungen und haben zum Ziel, dass die statische Analyse und Bemessung allein im 3D-Gesamtmodell, d. h. ohne pragmatische Vermischung mit den Ergebnissen von 2D-Kraftflussanalysen, vollzogen wird.

Darüber hinaus wird die derzeitige Vorgehensweise bei der Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Interaktion in 3D-Gesamtmodellen mittels einer expliziten Bettung in der Aufstandsfläche des Gebäudes kritisch hinterfragt und alternative Möglichkeiten zur Abbildung der Boden-Bauwerk-Interaktion in 3D-Gesamtmodellen diskutiert. Hierbei werden die Abbildung des Gesamtsystems in Kombination mit einem expliziten Bodenkörper mit hochwertigen Stoffgesetzen als möglichst exakte Vorgehensweise und die Abbildung der Setzungsmulde mittels Knotenverschiebungen in einem eigenständigen Lastfall als ingenieurmäßige Vorgehensweise im Detail erörtert. Letzteres wird anhand des Veranschaulichungsbeispiels demonstriert.

Last, but not least wird die heutige Vorgehensweise bei den Durchstanznachweisen für Fundamentplat-

ten, die einer lokalen Betrachtung entspricht, kritisch hinterfragt und einer alternativen Betrachtung unter Berücksichtigung des globalen Verformungszustandes der Fundamentplatte gegenübergestellt.

5.1 Überlegungen zur Anwendung und Konfiguration von 3D-Gesamtmodellen

5.1.1 Generelle Vorgehensweise

Grundsätzlich haben die vorangegangenen Überlegungen und Veranschaulichungen gezeigt, dass eine statische Analyse am 3D-Gesamtmodell diverser Modifikationen bedarf, um das typische Material- und Bauteilverhalten realistisch und im Kontext des Gesamttragverhaltens abzubilden. Die Konfiguration des Modells hängt dabei zum einen von der Boden-Bauwerk-Interaktion ab, zum anderen sollten aber auch unterschiedlicher Modifikationen je nach betrachtetem Grenzzustand vorgenommen werden. Eine alleinige Berechnung mittels linear elastischem 3D-Gesamtmodell ist in der Regel nicht zielführend. Besonders in frühen Planungsphasen sollten Sensitivitätsanalysen hinsichtlich des Einflusses von Anschluss- und Bauteilsteifigkeitsreduktionen auf den Kraftfluss und die Boden-Bauwerk-Interaktion durchgeführt werden, um so früh wie möglich im Entwurfs- und Planungsprozess Einfluss auf die effiziente Gestaltung der primären Tragstruktur zu nehmen. Die Modellierung des Bauablaufs erscheint grundsätzlich sinnvoll und sollte mit einem vereinfachten Bauablauf, der den allmählichen Aufbau der Rahmenwirkung abbildet, in der Berechnung berücksichtigt werden. Die konkrete Abbildung der Boden-Bauwerk-Interaktion ist von sehr großer Bedeutung für die letztendlichen Bemessungsschnittgrößen und wird in einem eigenen Abschnitt 5.2.2 näher erörtert.

Auch in späteren Planungsphasen sollten Sensitivitätsanalysen zur Plausibilisierung des Berechnungsmodells durchgeführt werden. Solche Sensitivitätsanalysen sollten allerdings vorrangig mit Grenzwertbetrachtungen am 3D-Gesamtmodell erfolgen. Die Plausibilisierung der Ergebnisse eines 3D-Gesamtmodells durch Vergleiche mit den Ergebnissen einer 2D-Analyse erscheint auf Basis der bisherigen Ausführungen nicht sinnvoll. Die Vernachlässigung der Verformungskompatibilität in 2D-Kraftflussanalysen wird immer zu mehr oder weniger gravierenden Unterschieden im Vergleich mit 3D-Gesamtmodellen führen, da der Kraftfluss im statisch hochgradig unbestimmten Gebäude mittels herausgelösten und gekoppelten Teilmodellen zwar ingenieurmäßig, jedoch aufgrund der Verletzung der Verformungskompatibilität nicht realistisch ermittelt wird.

5.1.2 Vorschlag für die Modifikation von Anschluss- und Bauteilsteifigkeiten

Grundsätzlich sollten 3D-Gesamtmodelle für die Schnittgrößenermittlung im SLS anders konfiguriert werden als für die Schnittgrößenermittlung im ULS. Für die Betrachtungen im SLS sollte mit vollen Anschlusssteifigkeiten zwischen Stützen und Decken sowie Wänden und Decken gerechnet werden. Mit Blick auf die Rissbildung von Biegebauteilen im Gebrauchszustand sollte deren Biege- und Torsionssteifigkeit entsprechend herabgesetzt werden. Als Faustformel für Geschossdecken könnte hier eine Modifikation der Biegesteifigkeit auf 60 % EI^I und 30 % I_T vorgenommen werden. Die Fundamentplatte sollte mit Blick auf die Gebrauchstauglichkeitsanforderungen, insbesondere bei WU-Konstruktionen, für die Nachweise im SLS linear elastisch (ungerissen) berücksichtigt werden.

Für die Nachweise im ULS sollte die Schnittgrößenermittlung sowohl mit modifizierten Anschluss- als auch Bauteilsteifigkeiten erfolgen. Der Anschluss der Stützen an die Decken könnte hier z. B. mit einer 40%igen Einspannung vorgesehen werden, für die Fundamentplatte und die Geschossdecken könnte mit 40 % EI^I und bis zu 15 % I_T gerechnet werden. Die Dehnsteifigkeit in den horizontalen Bauteilen sollte im ULS zumindest hinsichtlich ihrer Bedeutung über Grenzwertbetrachtungen evaluiert werden. Im Falle großer Normalkräfte bzw. signifikanter Umlagerungen bei Abminderung der Dehnsteifigkeit in den horizontalen Bauteilen sollte eine detaillierte Analyse dieses Zusammenhangs erfolgen.

5.2 Überlegungen zur Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Interaktion

5.2.1 Auswirkungen der Bettung von 3D-Gesamtmodellen auf die Bemessungsschnittgrößen

In der statischen Analyse werden üblicherweise Einzellastfälle am linear elastischen Berechnungsmodell betrachtet, z. B. Eigengewicht, Ausbau, Fassade, Nutzlast. Die resultierenden Schnittgrößen dieser Einzellastfälle werden dann für die Bemessung miteinander kombiniert und je nach betrachtetem Grenzzustand (SLS quasi-ständig, häufig oder selten; ULS; Bauzustände etc.) durch Kombinations- und Teilsicherheitsbeiwerte modifiziert und zu Bemessungsschnittgrößen zusammengefasst.

Bei der Schnittgrößenermittlung im gebetteten 3D-Gesamtmodell ist es nun so, dass sich die Schnittgrößen der Einzellastfälle unvermeidlich zu einem Teil aus Last und zu einem Teil aus Zwang infolge Baugrundverformung zusammensetzen. Im Detail treten in jedem Einzellastfall Untergrundverformungen auf, in die das Bauwerk hineingezwungen wird. Das wiederum ruft bauteil- und bauwerksteifigkeitsabhängige Schnittgrößenverteilungen hervor, die als Zwangbeanspruchung einzuordnen sind. Bei dieser Zwangbeanspruchung handelt es sich um einen etagenweisen Ei-

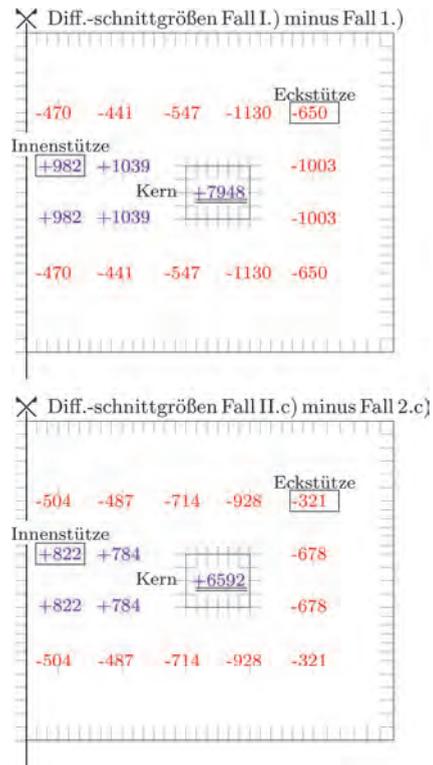


Bild 44. Differenzschnittgrößen der Gründungslasten der Berechnungsfälle starre Lagerung und nachgiebige Bettung des 3D-Gesamtmodells bei sonst gleichen Anschluss- und Bauteilsteifigkeiten (Darstellung ohne Vertikalkräfte der Kelleraußenwände)

genspannungszustand, bei dem manche Bauteile entlastet und andere zusätzlich belastet werden, während die Gesamlast (ΣV) in jeder Etage im Vergleich zu einer Berechnung mit starrer Lagerung des 3D-Gesamtmodells unverändert bleibt. Diesen Zusammenhang kann man sehr gut am Vergleich der Gründungslasten aus der starr gelagerten und der nachgiebig gebetteten Berechnung nachvollziehen. Hierzu zeigt Bild 44 die jeweiligen Differenzschnittgrößen zwischen einer starr gelagerten und nachgiebig gebetteten Berechnung für die beiden Fälle linear elastisch ohne Modifikation der Anschluss- und Bauteilsteifigkeiten (starr gelagert: Fall 1.) und nachgiebig gebettet: Fall I.) sowie mit Modifikation der Anschluss- und Bauteilsteifigkeiten (starr gelagert: Fall 2.c) und nachgiebig gebettet: Fall II.c)). Den Eigenspannungszustand kann man am Vorzeichenwechsel der Differenzschnittgrößen erkennen. Anzumerken ist, dass sich die dargestellten Werte hier erst zu null ergeben, wenn auch die Differenzschnittgrößen in den Kelleraußenwänden in die Betrachtung mit einbezogen werden. Diese wurden aber zur Wahrung der Übersichtlichkeit im gesamten Beitrag nicht abgebildet.

Für die Nachweise im ULS sollte grundsätzlich zwischen Last- und Zwangsschnittgrößen unterschieden

werden, denn infolge der Rissbildung und des Stahlfließens kommt es zu einer Änderung der Bauteil- und Bauwerksteifigkeit, die wiederum die Zwangbeanspruchung abbaut, siehe z. B. [56]. Aufgrund des etagenweisen Eigenspannungszustands ist dieser Zwangabbau allerdings für einige Bauteile entlastend; bei anderen steigen die Schnittgrößen infolge des Zwangabbaus an. Für eine Bemessung auf der sicheren Seite könnte also im ULS argumentiert werden, dass sogar eine getrennte Behandlung von Schnittgrößenanteilen aus Last und aus Zwang zu erfolgen hat. Das Ausmaß des Zwangabbaus im ULS kann bei den hochgradig statisch unbestimmten Gebäuden jedoch a priori nicht eindeutig bestimmt werden. Eine ingenieurmäßige Vorgehensweise wäre, entlastende Anteile infolge Zwangs aus der Setzungsmulde zu null zu setzen und belastende Anteile unter Berücksichtigung des zu erwartenden Zwangabbaus zu faktorisieren. Eine Berechnung am gebetteten Gesamtmodell mit verschmierten Last- und Zwangsschnittgrößen kann diese Trennung allerdings nicht bewerkstelligen.

Eine andere Problematik bei der Betrachtung von Einzellastfällen und deren Modifikation und Kombination für die Bemessung ergibt sich aus der grundsätzlichen Spannungsabhängigkeit der Bodensteifigkeit. Je nach Argumentation des Teilsicherheitskonzepts ist die Lasterhöhung im ULS entweder setzungsrelevant (Annahme, dass die Lasterhöhung im ULS tatsächlich auftreten kann) oder nicht setzungsrelevant (Annahme, dass die Lasterhöhung im ULS nur zur Sicherstellung des Sicherheitsniveaus dient, aber nicht auftritt). Bei der Annahme, dass die Lasterhöhung im ULS tatsächlich auftreten kann, müsste für den ULS eine weitere Analyse der zu erwartenden Setzungsmulde für das gesteigerte Lastniveau erfolgen, da die Bodensteifigkeit bzw. die Sohldruckverteilung sehr stark vom Lastniveau abhängen kann. Aus bodenmechanischer Sicht muss an dieser Stelle auch der Effekt einer möglichen Überkonsolidierung des Bodens erwähnt werden. Kommt es im Zuge der Steigerung des Lastniveaus zu einem Überschreiten der Vorbelastungsspannung, so hat dies natürlich auch einen signifikanten Einfluss auf die zu erwartenden Verformungen und in weiterer Folge auf das gesamte Boden-Bauwerk-Interaktionsverhalten.

Insgesamt zeigen die vorangegangenen Überlegungen, dass mit einer statischen Analyse und Bemessung am gebetteten Gesamtmodell zum Teil sehr unterschiedliche Bemessungsschnittgrößen ermittelt werden können, die mehr oder minder mechanisch konsistent und/oder im Einklang mit dem heutigen Verständnis zum Zwangkraftabbau im ULS sind. Zur Klärung der Frage nach einer konsistenten Vorgehensweise bei der statischen Analyse und Bemessung mit 3D-Gesamtmodellen wird daher seitens der Autoren noch großer Forschungsbedarf gesehen. Erste Überlegungen zur Tragwerksanalyse am 3D-Gesamtmodell mit realistischer Abbildung der Bodenverformung werden im folgenden Abschnitt ausgeführt.

5.2.2 Tragwerksanalyse am 3D-Gesamtmodell mit realistischer Abbildung der Bodenverformung

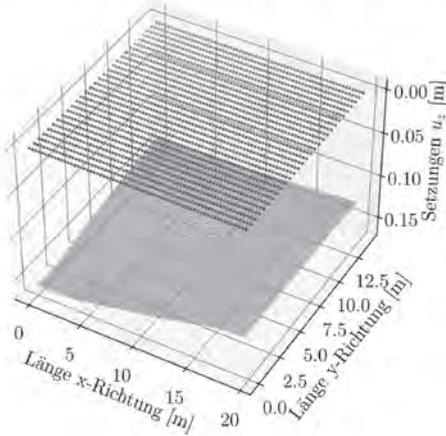
Mit Blick auf die vorangegangenen Ausführungen gelingt eine zutreffende Übertragung der Setzungsmulde des geotechnischen Berechnungsmodells in das statische Gesamtmodell eigentlich nur auf zwei Wegen:

1. kombiniertes Berechnungsmodell aus geotechnischem Berechnungsmodell und statischem 3D-Gesamtmodell oder
2. Statische Analyse am starr gelagerten 3D-Gesamtmodell und separate Ermittlung der infolge Bodenverformung hervorgerufenen Zwangbeanspruchung durch Aufzwingen der Setzungsmulde(n) gemäß geotechnischem Berechnungsmodell über Knotenverschiebungen.

Die erste Möglichkeit des kombinierten Berechnungsmodells ist verlockend, da hier die spannungsabhängige Steifigkeit oder Überkonsolidierung bzw. zeitliche Effekte des Bodens für jede Baugeschichte und Lastkombination zugehörig analysiert werden könnten. Mit heutigen Mitteln kann diese Vorgehensweise allerdings (noch) nicht realisiert werden, da der Berechnungsaufwand einfach nicht handhabbar ist. Dies bezieht sich einerseits auf das Erfordernis eines enorm feinen Berechnungsnetzes im geotechnischen Berechnungsmodell (mit zumindest quadratischem Verformungsansatz für die einzelnen finiten Elemente), um die Plastizität zutreffend abbilden zu können. Mit den heutigen Rechenkapazitäten geht das allein schon für die isolierte Betrachtung am geotechnischen Berechnungsmodell mit grenzwertigen Berechnungsdauern für die Praxis einher. Andererseits wirft das nichtlineare Materialverhalten des Bodens in einem kombinierten geotechnisch/statischen Gesamtmodell ganz neue Fragen auf, über die mit heutigem Wissenstand noch nicht einmal gesagt werden kann, ob sie sich überhaupt allgemeingültig beantworten lassen. Eine zentrale Frage ist, wie realistisch die Bau- und Lastgeschichte berücksichtigt werden muss (bzw. a priori bekannt sein muss), um die Boden-Bauwerk-Interaktion in kombinierten geotechnisch/statischen Gesamtmodellen zielicher prognostizieren zu können. Dies hat entscheidenden Einfluss auf die Anzahl der zu berechnenden Gesamtlastfälle in der praktischen Umsetzung. Diesbezüglich besteht noch großer Forschungsbedarf. Darüber hinaus wird das zuvor diskutierte Erfordernis einer Trennung zwischen Last- und Zwangsschnittgrößen für die ULS-Bemessung in einem solchen komplexen Modell nicht automatisch vollzogen, sodass sich das Ausmaß des Zwangkraftabbaus nur über nichtlineare Abbildung der Rissbildung im Stahlbeton berücksichtigen ließe. Insgesamt steigt der Berechnungsaufwand damit überproportional an, wie u. a. in [63] aufgezeigt wurde.

Die zweite Möglichkeit hingegen erlaubt weiterhin getrennte Analysen in statischem und geotechnischem Berechnungsmodell, sodass die in der Praxis etablierte Vorgehensweise einer Berechnung von Einzellast-

- a) Knoten in der Gründungsebene des Tragwerkmodells ($u_z = 0$) und verformtes Netz aus geotechnischer Berechnung ($u_z = 0,13$ bis $0,16$ m)



- b) interpolierte Setzungen auf Tragwerkmodellknoten

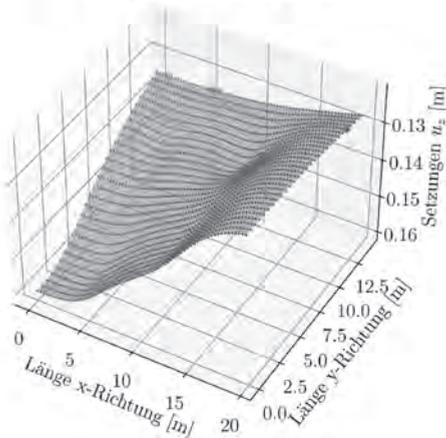


Bild 45. Transformation der knotenweisen ermittelten Setzung: Interpolation von Daten [64]

fällen und anschließender Lastfallkombination für die Bemessung weiterhin angewendet werden kann. Darüber hinaus ließe sich eine getrennte Behandlung von Schnittgrößenanteilen infolge Last und Zwangs in der Bemessung vornehmen. Im Detail würde das statische Berechnungsmodell zunächst starr gelagert werden. Daraus ergibt sich der Kraftfluss bzw. die Schnittgrößenverteilung ohne Einfluss der Setzungsmulde. Die zusätzlichen Zwangsschnittgrößen aus der Setzungsmulde könnten in diesem Modell als eigener Lastfall durch Aufzwingen der Knotenverschiebungen gemäß der geotechnischen Analyse bestimmt werden. Die zuvor angeführten Probleme der unterschiedlichen Netzteilungen im geotechnischen und statischen Berech-

nungsmodell stellen hierbei eine gewisse Hürde dar, die aber mit weiteren Überlegungen anwendungsfreundlich überwunden werden kann. Wie z. B. in [7] und [38] gezeigt wurde, können die Knotenverschiebungen aus dem geotechnischen Modell über eine Interpolationsmethode anwendungsfreundlich in das statische Berechnungsmodell transferiert werden, wie in Bild 45 veranschaulicht.

Ferner ließen sich mit dieser Methode auch grenzstandsabhängige Setzungsmulden in den Berechnungslauf integrieren. Anzumerken ist, dass diese Vorgehensweise noch immer einen iterativen Abstimmungsprozess zwischen Tragwerksplanung und Geotechnik erfordert, solange im geotechnischen Berechnungsmodell nur mit einem Modellausschnitt (Fundamentplatte, steifer Kellerkasten o. Ä.) gerechnet wird. Dieser iterative Abstimmungsprozess ließe sich merklich abkürzen, wenn in der geotechnischen FE-Analyse bereits die aufgehenden Bauteile in der Modellbildung erfasst werden. Hierbei könnte das spannungsabhängige Bodenverhalten mittels hochwertiger Stoffgesetze unter Berücksichtigung der Belastungsgeschichte einschließlich verschiedener Bauzustände, komplexer Spannungumlagerungen (infolge plastischen Materialverhaltens), spannungsabhängiger Änderungen des Materialverhaltens sowie zeitabhängigen Verhaltens in die Untersuchung der Boden-Bauwerk-Interaktion einfließen. Die Unschärfen für die Berechnungsergebnisse, die sich aus den diesbezüglichen Annahmen ergeben, sind freilich gleich groß wie bei einem kombinierten geotechnisch/statischen Berechnungsmodell. Mit der Trennung beider Berechnungsmodelle ergibt sich aber der entscheidende Vorteil, dass sich unterschiedliche Grenzfälle in geotechnischem und statischem Berechnungsmodell überhaupt kombinieren lassen.

5.3 Überlegungen zum Durchstanznachweis der Fundamentplatte

Hinsichtlich des Durchstanznachweises der Fundamentplatte wird nach aktueller Norm [65] ein lokaler Nachweis auf Basis der Vertikalkräfte der Einzelbauteile auf der Fundamentplatte erbracht. Aus Gleichgewichtsüberlegungen heraus dürfen zudem die Bodenpressungen unter der Fläche innerhalb des kritischen Rundschnitts in Abzug gebracht werden, wobei hier nur die Bodenpressungen abzüglich dem Anteil aus Eigengewicht der Fundamentplatte genutzt werden sollten. Damit entspricht der Durchstanznachweis einer herausgelösten Betrachtung im Sinne eines 2D-Lastabtrags, bei dem die für das Durchstanzversagen erforderliche Verformbarkeit des „einwirkenden“ Bauteils als gegeben vorausgesetzt wird.

In 3D-Gesamtmodellen wird diese Vorgehensweise üblicherweise so umgesetzt, dass im Falle von Stützen die Anschlusskräfte der Stäbe auf den Schalenelementen der Fundamentplatte verwendet werden und diese um die vorhandenen Bodenpressungen innerhalb der zugehörigen Flächen des jeweiligen kritischen Rund-

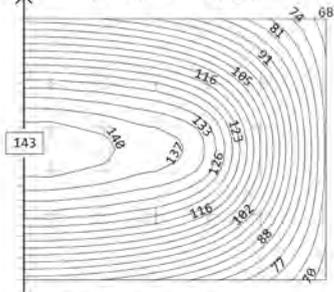
schnitts verringert werden. Demgegenüber werden die Durchstanzkräfte bei Wandenden und -ecken üblicherweise aus den Plattenquerkräften entlang des kritischen Rundschnitts ermittelt. Diese Plattenquerkräfte beinhalten bereits die reduzierende Wirkung der Bodenpressungen (inklusive Anteil aus dem Eigengewicht der Fundamentplatte), sodass der Anteil der Bodenpressungen infolge des Eigengewichts der Fundamentplatte hinzuaddiert werden muss. Letzteres kann dabei vereinfacht direkt über das Eigengewicht der Fundamentplatte erfolgen. Eine Betrachtung, inwiefern die erforderliche Verformung aufgebracht wurde, sodass sich der für das Durchstanzen ursächlich verantwortliche Druckring um die Aufstandsfläche des „einwirkenden Bauteils“ ausbildet, wird hierbei ebenfalls nicht überprüft.

In gebetteten 3D-Gesamtmodellen, in denen die Bemessungsschnittgrößen aus Einzellastfällen und ohne Unterscheidung zwischen Last- und Zwangsschnittgrößen zusammengestellt wurden, unterliegt derartigen Durchstanznachweisen zudem eine implizit vergrößerte Setzungsmulde gegenüber der Setzungsmulde aus der geotechnischen Analyse. Einerseits wurde die Setzungsmulde der geotechnischen Analyse mit einer setzungsrelevanten Lastfallkombination ermittelt, die in der Regel eine gegenüber der ULS-Lastfallkombination abgeminderte Nutzlast beinhaltet. Andererseits wird diese größere Setzungsmulde gemäß der ULS-Lastfallkombination noch um die Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungsseite für äußere Lasten vergrößert. Bild 46 veranschaulicht dies mit einer Gegenüberstellung der Setzungsmulden für die setzungsrelevante Lastfallkombination und die der ULS-Bemessung am Beispiel von Fall II.c) mit Bauablauf und modifizierten Dehnsteifigkeiten der Fundamentplatte und der Geschossdecken.

Insgesamt liegt die beschriebene Vorgehensweise insofern auf der sicheren Seite, als dass es in der Praxis keine Beobachtungen zum Durchstanzen in Fundamentplatten gibt. Eine alternative Herangehensweise wäre, die Durchstanzkräfte direkt über das Aufzwingen der Setzungsmulde der setzungsrelevanten Lastfallkombination aufzubauen. Dies könnte praxisgerecht mit der in Abschnitt 5.2.2 beschriebenen Vorgehensweise über das Aufzwingen von Knotenverschiebungen gemäß der Setzungsmulde aus der geotechnischen Analyse in das 3D-Gesamtmodell erfolgen. Hieraus ergibt sich eine Biege- und Querkraftbeanspruchung in der Fundamentplatte, wobei die Durchstanzkräfte nun aus den Plattenquerkräften in den jeweiligen kritischen Rundschnitten zu ermitteln sind. Der Abzug der Bodenpressungen innerhalb des betrachteten Rundschnitts erfolgt hierbei implizit, da diese bei Aufzwingen der Setzungsmulde durch Knotenverschiebungen bereits in den Plattenquerkräften enthalten sind. Da diese jedoch auch die Bettungsanteile aus dem Eigengewicht der Fundamentplatte enthalten, sind diese für die Ermittlung der Durchstanzkräfte auch hier zu addieren. Die sich daraus ergebenden Unterschiede je nach Berechnungsansatz zeigt Bild 47 anhand des Vergleichs

Fall II.c) mit Bauablauf (40%-ige Stützeineinspannung, Decken $0.4 EI^1$, $0.3 I_T^1$ u. $0.1 EI^1$)

setzungsrelevante Lastfallkombination
 $(g_0 + g_1 + 0.75 \sum q)$



ULS-Lastfallkombination
 $(\gamma_G(g_0 + g_1) + \gamma_Q \sum q)$

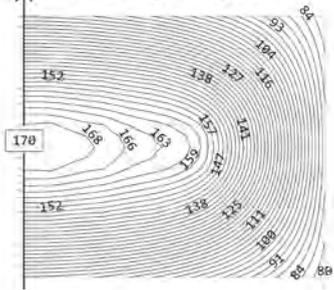


Bild 46. Setzungsmulde für die setzungsrelevante Lastfallkombination und implizit vergrößerte Setzungsmulde im gebetteten 3D-Gesamtmodell durch die ULS-Lastfallkombination und Teilsicherheitsbeiwerte für äußere Lasten in ULS

der Durchstanzkräfte im gebetteten 3D-Gesamtmodell (Bild 47a) sowie für das Aufzwingen der Setzungsmulde über einen eigenen Lastfall mit Teilsicherheitsbeiwerten für äußere Lasten (Bild 47b) und mit Teilsicherheit von 1,0 für Zwangbeanspruchung (Bild 47c). Die Durchstanzkräfte in der Fundamentplatte werden grundsätzlich nur aus dem Einzwängen des Bauwerks in die Setzungsmulde hervorgerufen. Eine Veränderung dieser Setzungsmulde wirkt sich direkt auf die Durchstanzlasten aus.

Der Vergleich der Durchstanzlasten für das gebettete 3D-Gesamtmodell (Bild 47a) und das Aufzwingen der Setzungsmulde aus der geotechnischen Analyse über einen eigenen Lastfall mit Teilsicherheitsbeiwerten für äußere Lasten (Bild 47b) lässt einen Rückgang der maximalen Durchstanzkräfte im maßgebenden Punkt der Wandecke des Kerns von $-11\,307\text{ kN}$ auf -9950 kN um ca. 12% erkennen. Hinsichtlich der Durchstanzkräfte an den Lasteinleitungspunkten der Stützen ist ein Rückgang in ähnlicher Größenordnung zu verzeichnen. Diese Abnahme der Durchstanzkräfte resultiert aus der reduzierten Differenzverformung infolge setzungswirksamer Lastfallkombination gegenüber der sich rechnerisch ergebenden Setzungsmulde infolge ULS-Lastfallkombination im gebetteten Berechnungsmodell.

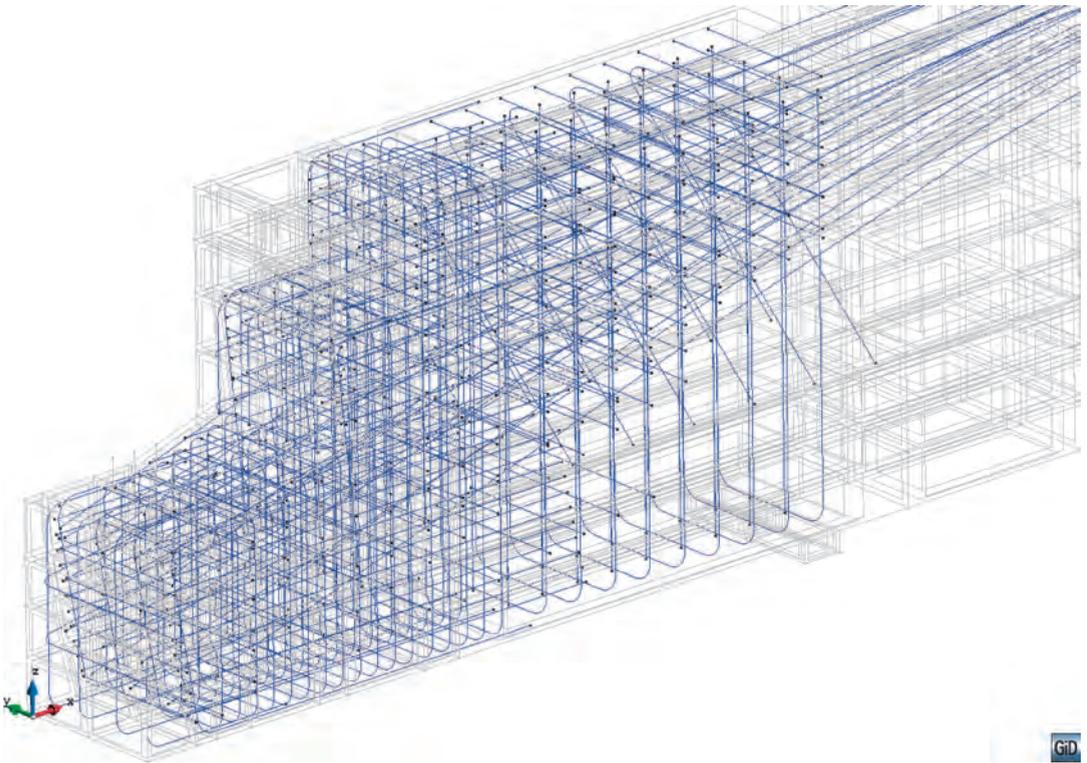


Bild 6. Brückenteil mit Volumenelementen und diskreten Bewehrungselementen

nerischen Strukturmodelle möglich. Diese ein- und zweidimensionalen Strukturmodelle sind in dem räumlichen Modell zusammengefügt und aus ihrer Wechselwirkung ergibt sich das räumliche Tragverhalten. Die einfachste Art sind räumliche Fachwerksysteme, insbesondere aus Holz oder Metall, die ausschließlich aus axial belasteten Stäben bestehen. Eine Erweiterung sind Strukturmodelle, die aus Balkenelementen bestehen. Diese werden unter anderem im Brückenbau eingesetzt für Systeme, in denen der Überbau, die Unterbauten und die Gründung in einem System sind. Eine erneut verkomplizierte Stufe sind Strukturmodelle, die aus verschiedenen Elementtypen zusammengesetzt sind. Diese Modelle werden unter anderem im Hochbau eingesetzt. Diese erste Gruppe an Tragwerken zeichnet sich dadurch aus, dass im Wesentlichen auf die üblichen Bemessungsmodelle zurückgegriffen werden kann.

Die zweite Gruppe an Tragwerken ist so komplex, dass sie nicht mehr in grundlegende Strukturmodelle mit den spezialisierten Vorgehensweisen bei Analyse und Bemessung aufgeteilt werden kann. Hier muss das Tragwerk komplett erfasst und modelliert werden, wobei auch als Querschnitt identifizierbare Teile aufgelöst werden. Dies erfolgt beispielsweise mit Schalenelementen (z. B. können komplizierte Falterwerke und Kastenquerschnitte von Spannbetonbrücken so abgebildet

werden) oder eventuell sogar mit Kontinuums-elementen in gewissen Bereichen. Zu dieser Gruppe gehören auch Strukturmodelle, in denen die Bewehrung diskret abgebildet wird (Bild 6). Für diese zweite Gruppe müssen die klassischen Bemessungsmodelle auf Basis der mechanischen Grundlagen angepasst werden.

Voraussetzung für die Möglichkeit, derartige Strukturmodelle berechnen zu können, war die Entwicklung der Computer und der numerischen Rechenverfahren, im Wesentlichen die FEM.

Gesamtmodelle sind nicht grundsätzlich schlecht oder gut, sondern eine sinnvolle Erweiterung des Werkzeugkastens des Ingenieurs. Die Wahl des Strukturmodells und der damit inhärent verknüpften Detaillierung und Modellierungstiefe sollte immer auf die Notwendigkeit der Aufgabe angepasst sein, die im Wesentlichen der Nachweis der Standsicherheit ist. Dabei gilt es abzuwägen zwischen der Komplexität der Modelle und der angestrebten/erforderlichen Realitätsnähe. Für eine höhere Realitätsnähe spricht der potenziell effizientere Materialeinsatz, jedoch nimmt die Gefahr der fehlerhaften Modellbildung durch die Zunahme der Komplexität zu.

Die Modelle werden komplexer und fehleranfälliger, je verschiedenartiger die Elementtypen sind. Auch wenn die Elemente geometrisch an den Knoten gekoppelt sind, können nur die Freiheitsgrade berücksichtigt wer-

den, die in zusammengeführten Elementtypen auch abgebildet werden.

Zur Erschaffung der räumlichen Modelle gibt es unterschiedliche Ansätze.

Der traditionelle Weg ist, dass das Strukturmodell auf der Grundlage von Entwurfsplänen durch den Nachweisführenden aufgebaut wird. Dafür gibt es sowohl textbasierte als auch grafische Editoren. Diese originäre Modellierung durch den Nachweisführenden ist eine gute Voraussetzung für ein qualitativ hochwertiges Modell, da bewusste Expertenentscheidungen getroffen werden müssen.

In jedem Fall ist besondere Sorgfalt auf die Bildung des mechanischen Modells zu legen.

Für das numerische Modell erfolgt die Diskretisierung in der Regel programmintern. Der Verfasser des Standsicherheitsnachweises hat darauf zu achten, dass die vorgeschlagene Diskretisierung nicht nur für die Berechnung der Zustandsgrößen, sondern auch für die nachlaufende Bemessung geeignet ist.

Die Softwarehersteller entwickeln Lösungen, mit denen entweder über generische Schnittstellen oder proprietäre Ansätze die Objektmodelle in Strukturmodelle überführt werden. Diese Strukturmodelle sind durch die Verfasser intensiv auf ihre Konsistenz zu prüfen [34].

Gesamtmodelle können sowohl linear-elastisch als auch geometrisch oder physikalisch nichtlinear berechnet werden. Die linear-elastischen Berechnungen sind meist für die allgemeine Bemessung der Bauteile geeignet. Der große Vorteil liegt in der Möglichkeit der Superposition von Lastfällen. Auch können diese Modelle, zumindest bei regelmäßigen Tragstrukturen, auch in Subsysteme zerlegt werden.

Für die Aussteifung von komplexeren Tragwerken oder Fragen der Stabilität sind geometrisch nichtlineare Verfahren notwendig. Hierzu sind Lastfallkombinationen zu bilden. Die Zustandsgrößen können für die weitere Bearbeitung in die Bemessungsmodelle überführt werden.

Für physikalisch nichtlineare Berechnungen muss beim Stahlbeton die Bewehrung in den Strukturmodellen spezifisch berücksichtigt werden. Diese Berechnungen können durchgeführt werden, indem ein Bemessungsmodell in den numerischen Lösungsweg eingeschaltet ist oder die Bewehrung als diskrete Elemente in das Strukturmodell eingebunden ist.

Gesamtstrukturen haben das Potenzial, das mechanische Verhalten einer Tragstruktur wirklichkeitsnäher abzubilden, da die Steifigkeitsverteilung und die Kinematik des Systems unter Berücksichtigung der Interaktion der einzelnen Tragwerksteile untereinander konsistent erfasst werden kann.

Nachfolgend werden exemplarisch Beispiele für die Anwendung von Gesamtmodellen aufgezeigt. Weiterführende Hinweise zur Anwendung der FEM im Stahlbetonbau und bei Gesamtmodellen finden sich in [35, 36].

7.1 Hochbau

Im Hochbau sollte das Strukturmodell an die Komplexität des Tragwerks angepasst sein. Für eine regelmäßige Tragstruktur, in der die tragenden Bauteile übereinanderstehen, ist die Positionsstatik das sinnvolle Herangehen. Wechseln die Tragstrukturen innerhalb eines Gebäudes, weil die Nutzung in den Geschossen variiert, kann ein Gesamtmodell zum Verständnis des Tragverhaltens sehr gut sein. Solche komplexen Tragstrukturen sind heute durchaus schon im normalen Geschossbau anzutreffen, wenn beispielsweise die Tragstruktur zwischen Tiefgarage, Nutzung des Erdgeschosses für Einzelhandel, einer Kindertagesstätte im ersten Obergeschoss und in den weiteren Geschossen für Wohnungen variiert (Bild 7).

Gesamtmodelle im Hochbau werden verschiedenartig genutzt [37]. Der am weitesten gehende Ansatz ist, ein Strukturmodell für das Gesamttragwerk aufzustellen, das Gesamtsystem in mechanische Modelle zu überführen und die weiteren Nachweise zu führen.

Gegen ein solches Vorgehen, das als „Black Box“-Denken aufzufassen ist, ist einzuwenden, dass der Nachweisführende wenig Einblick in die Berechnungen hat. Ein ingenieurmäßiges Nachvollziehen der Ergebnisse ist schwierig.

Alternativ ist eine hybride Verwendung des Gesamtmodells: Das Gesamtmodell wird zur Erfassung des grundsätzlichen Tragverhaltens einer Struktur, der Aussteifung und die Untersuchung der Lastweiterleitung gebildet. Decken, Wände und Stützen werden in Subsystemen untersucht. Für die Subsysteme können angepasste mechanische Modelle verwendet werden. Beispielfähig werden in einem Gesamtsystem für wandartige Träger Scheibenelemente als mechanisches Modell verwendet. In dem Nachweis der Bauteile selbst kann dann auf ein Stabwerkmodell umgestellt werden. Ein Vorteil ist, dass im Gesamtmodell für die wandartigen Träger eine gröbere Diskretisierung gewählt werden kann, als für eine Bemessung erforderlich wäre. Ähnlich verhält es sich bei Deckensystemen. In einem Gesamtmodell sind diese mit Schalenelementen zu modellieren, um die Scheibenwirkung der Decken in dem System zu erfassen, und im Einzelnachweis sind Plattenelemente ausreichend, die im Bereich von Störstellen mit kleineren Elementen diskretisiert werden können.

Zwischen Subsystemen und Gesamtmodell können sich jedoch Unterschiede in den Zustandsgrößen einstellen. Wesentlich hierfür sind Abweichungen in der Steifigkeit und die Berücksichtigung des Baufortschritts.

Ein weitgespannter Unterzug, auf dem Stützen der obliegenden Stockwerke stehen, wird in einer Positionsstatik als Biegebalken mit den Einwirkungen aus den Stützen bemessen. Das System ist eindeutig. In einem Gesamtsystem kann sich ein anderes Tragverhalten einstellen, insbesondere, wenn die Tragstruktur über dem Unterzug steifer ist. Die Stützen auf dem Unterzug können dann sogar als Zugstäbe wirken und den weitgespannten Unterzug nach oben hängen.

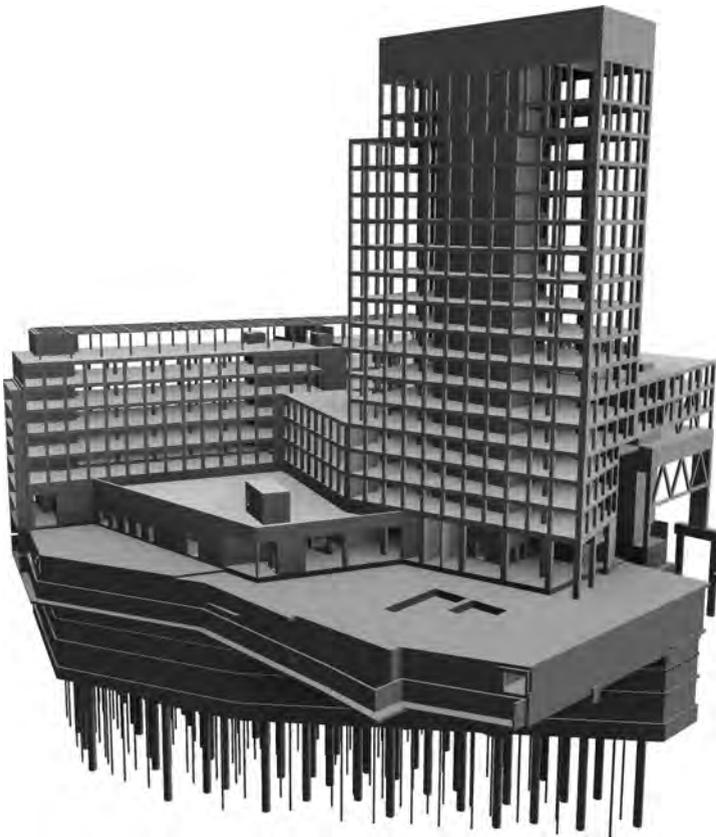


Bild 7. Gesamtmodell für einen komplexen Hochbau

Welches Ergebnis richtig ist, hängt typischerweise vom Bauablauf ab. Ist das weitgespannte Bauteil bis zum Abschluss der Bauarbeiten in den oberen Geschossen unterstützt, kann sich das Tragsystem nahe dem Gesamtmodell einstellen, da das Eigengewicht erst aktiviert wird, wenn die Steifigkeitsverteilung im Gesamtsystem erstellt ist. Wird jedoch ohne Unterstützung gebaut, ist das Subsystem der Wirklichkeit näher. Aber auch im ersten Fall kann sich der Kraftfluss abweichend einstellen, wenn die unter Zugbeanspruchung stehenden Stützen reißen. Dann wird zumindest der weitgespannte Träger nicht nach oben aufgehängt, sondern muss mehr Last selbst tragen.

Auch in einem regelmäßigeren System können sich Unterschiede einstellen, wenn die Bauphasen vernachlässigt werden. Beispielsweise kann dies bei Tragwerken bestehend aus Treppenhaukern mit Wänden und Stützen auftreten. In einem Gesamtsystem werden die Lasten aufgrund der Steifigkeitsverhältnisse rechnerisch zu den Kernen wandern und die Stützen entlasten. Dieser Effekt ist größer, je höher das Gebäude ist, da die Stützen im Vergleich zum Kern immer weicher sind. Im real gebauten Gebäude stellt sich dieser Effekt nicht ein, da die elastische Verkürzung der Stützen in jedem Bauabschnitt ausgeglichen wird [36, 38]. Werden in dem Strukturmodell Bauphasen abgebildet, tritt der Fehler nicht auf.

In einem Gesamtstrukturmodell werden wandartige Träger mit Scheibenelementen abgebildet. Für die Elemente werden als Zustandsgrößen Spannungen ausgerechnet, die direkt in Bewehrungsquerschnitte umgerechnet werden können. Dieser Ansatz entspricht der Elastizitätstheorie. Das Vorgehen weicht von dem in der Norm und der Literatur aufgezeigten Weg, die Bemessung von wandartigen Trägern mit Stabwerkmodellen durchzuführen, ab.

Wenn die Wandscheiben in den Zustand II übergehen, weicht das Tragverhalten von der elastischen Lösung deutlich ab. Im oberen Bereich bildet sich eine Druckzone und die untere Lage der Bewehrung wird stärker beansprucht als die obere Bewehrung.

Vergleichsberechnungen zeigen, dass für wandartige Träger, die mit einer ausreichend feinen Diskretisierung berechnet werden, die Abweichungen nicht zu groß sind.

Abweichungen in den Ergebnissen zeigen sich auch bei Treppenhaukernen, die der Aussteifung dienen. Bei einer Modellierung mit schubstarrtem Biegebalken, der über die Decken in den Untergeschossen eingespannt ist, werden sich abweichende Kräfte im Vergleich zu einer Modellierung des Bauteils mit Scheibenelementen einstellen. Die Verformungen werden infolge der Schubverzerrungen größer ausfallen.

7.2 Brückenbau

Der einfachste Ansatz einen Brückenüberbau nachzuweisen, ist die Modellierung mit Balkenelementen. Dieser Ansatz setzt voraus, dass es sich um einen einfachen Querschnitt handelt und dass die Längsrichtung im Vergleich zur Querrichtung groß ist. Insbesondere bei kurzen Brücken, schiefwinkligen oder komplexen Geometrien sind Modelle, die nur auf Balkenelementen aufbauen, zu sehr vereinfachend, selbst wenn diese als Trägerrost idealisiert werden. Im Folgenden werden einige Aspekte der Modellierung bei Brücken herausgegriffen und diskutiert.

7.2.1 Brückenüberbauten als Kastenquerschnitt

Bei großen Spannweiten kommen Kastenquerschnitte zur Anwendung. Der Kastenquerschnitt trägt dabei als Faltwerk die einwirkenden Lasten zu den stützenden Bauteilen ab. Aus dem dreidimensionalen Tragverhalten ergeben sich Membran- und Biegebeanspruchungen in den einzelnen Teilquerschnitten. Bei exzentrischer Laststellung ist das Tragverhalten der Längs- und der Querrichtung miteinander verknüpft. Die Lastverteilung auf die einzelnen Kastenstege ist von der Torsions- und Quersteifigkeit des Kastens abhängig. Nach DIN EN 1992-2 kann in Abhängigkeit der äußeren Abmessungen des Kastenquerschnitts und dem Abstand der aussteifenden Querträger das Tragverhalten in Längsrichtung vereinfachend nach der Theorie des torsionssteifen Stabs berechnet werden. Werden die darin beschriebenen Grenzwerte nicht eingehalten, sind die Ermüdungsnachweise unter Berücksichtigung der Faltwerkwirkung zu ermitteln. Für die Nachweise der Querrichtung ist die Profilverformung zu berücksichtigen.

Neben der Berechnung an ebenen Ersatzmodellen erfolgt die Schnittgrößenberechnung von Kastenquerschnitten im Wesentlichen an räumlichen FE-Modellen. Hierbei werden die einzelnen Konstruktionselemente des Hohlkastens durch Schalenelemente abgebildet. Die Schnittgrößen am räumlichen Berechnungsmodell werden nach der Elastizitätstheorie berechnet und bilden die überlagerten Beanspruchungen aus der Längs- und Quertragwirkung ab. Aus der Verknüpfung der Längs- und Quertragwirkung begründet sich deren gegenseitige Beeinflussung. So ergeben sich aus großen Druckspannungen der Längsrichtung, wie sie beispielsweise in der Bodenplatte bzw. den Hohlkastenstegen im Stützbereich auftreten, flache Winkel der Hauptspannungsrichtung. Je flacher der Winkel ist, desto geringer sind die zugehörigen Hauptzugspannungen und damit die resultierende Bewehrungsmen-

ge. Eine Winkelbegrenzung der Hauptdruckspannungen, wie sie in Analogie zur Querkraftbemessung bei Balkenquerschnitten nach DIN EN 1992 gefordert wird, ist zusätzlich zu betrachten (Bild 8).

Eine elementweise Bemessung am Faltwerk ist somit nicht zielführend. Die Beanspruchungen der Längs- und Quertragrichtung sind getrennt zu betrachten und entsprechend den normativen Vorgaben zu überlagern. Hierfür werden Integrationsschnitte über den Querschnitt gelegt, mit denen die lastfallweise auftretenden Spannungen zu Stabschnittgrößen aufintegriert werden. Der Einfluss aus der Profilverformung geht dabei verloren. Hierfür sind getrennte Betrachtungen erforderlich, bei denen aus den exzentrischen Verkehrslaststellungen Erhöhungsfaktoren aus den elastischen Spannungsverläufen am Faltwerk abgeleitet werden. Sollen bei einem mehrzelligen Kastenquerschnitt die Schnittgrößen für jeden einzelnen Kasten ausgegeben werden, weil diese einzelnen bemessen werden, ist bei der Integration darauf zu achten, dass die Schubspannungen entlang der Schnittkante berücksichtigt werden.

7.2.2 Rahmenbauwerke

Bei Brücken, bei denen eine Tragrichtung nicht mehr dominiert, müssen die Fahrbahndecks als Platten abgebildet werden. Im Falle von Lagerungen, die Verdrehungen zulassen, ist eine zweidimensionale Platte ausreichend. Werden die Bauwerke integral mit den aufgehenden Widerlagern verbunden, ist ein dreidimensionales Strukturmodell notwendig, insbesondere bei größeren Schiefwinklichkeiten.

Besonderes Augenmerk ist auf die Abbildung der Gründung zu legen, da nicht nur vertikale Kräfte in den Untergrund abgeleitet werden, sondern auch horizontale. Die horizontale Lastweiterleitung in den Baugrund erfolgt über Reibung in der Gründungssohle. Der Widerstand ist abhängig von der vertikalen Auflast. Die Modellierung kann über sinnvoll gewählte Federn erfolgen.

Werden anstatt der Federn feste Lager eingeführt, ist die Anordnung und die daraus auf die Schnittgrößenermittlung resultierende Auswirkung genau zu bewerten. Grundsätzlich kann von einem erdstatischen Gleichgewicht ausgegangen werden. Erfolgt die Lastweiterleitung nicht direkt in der Gründungssohle, wird das Bauwerk für den Ausgleich in Anspruch genommen.

Besondere Beachtung ist im Bemessungsmodell auf die Rahmenecken zu legen. Bei einer typischen FEM-Diskretisierung auf Strukturebene wird bei Stahlbeton das

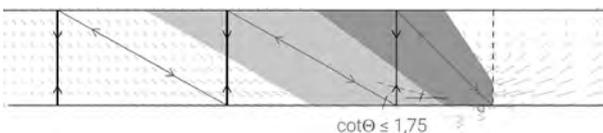


Bild 8. Hauptzugspannungen im Steg (Ansicht)

Tragverhalten nicht im Detail erfasst. In den Ergebnissen werden lokale Schnittgrößen ausgegeben. An der Rahmenecke wird das Biegemoment im Riegel und Stiel gleich groß sein. Aus der Querkraft im Riegel wird die Normalkraft im Stiel. Konstruktiv wird dabei leicht übersehen, dass zum einen die Bewehrung im Riegel im Stiel verankert werden muss und dass das Rahmeneck ein D-Bereich ist, dessen Belastung üblicherweise mit Stabwerkmodellen abgebildet wird. Es ist auf jeden Fall eine gesonderte Untersuchung für die Rahmenecke durchzuführen.

7.2.3 Widerlager

Widerlager werden heute kastenförmig ausgeführt. Auf sie wirken die Einwirkungen aus dem Überbau und dem Erddruck ein. Diese Widerlager haben ein ausgeprägt räumliches Tragverhalten. Eibl [39] veröffentlichte Monogramme, um diese Bauwerke zu berechnen. Die weitere baustatische Entwicklung war die Aufteilung in Platten, die computergestützt berechnet wurden. Heute werden die Unterbauten in der Regel als räumliches Strukturmodell abgebildet. Das Tragverhalten der einzelnen Bauteile wird dabei durch eine Kombination aus Schalen- und Balkenelementen erfasst. Gründungsbauteile, wie beispielsweise Pfahlkopfbalken oder Flachfundamente, entsprechen von den Abmessungen oftmals balkenartigen Bauteilen nach DIN EN 1992. Werden diese Konstruktionselemente als Scheiben modelliert und bemessen, ergibt sich die erforderliche Bewehrungsmenge und -verteilung anhand des elastischen Schnittgrößenverlauf der Bemessungseinwirkungen.

Bei reiner Biegebeanspruchung wird die erforderliche Bewehrung gemäß Spannungsverteilung auf die obere und untere Fundamentseite verteilt und nicht wie bei der Querschnittsbemessung von Balken im Zustand II am äußeren Rand der Zugzone. Dem entsprechend ist die Bewehrung über die vertikale Seite des Fundamentes einzubauen.

Damit sind bei der Bemessung von balkenartigen Querschnitten mittels Schalenelementen für die konstruktive Durchbildung und Bewehrungsanordnung

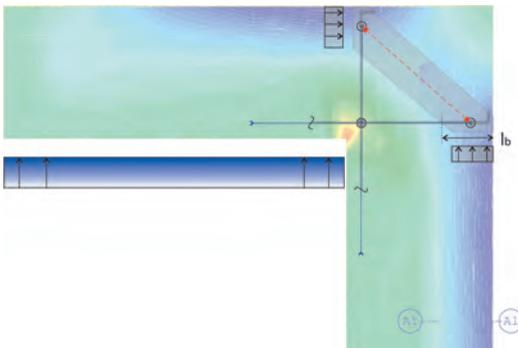


Bild 9. Darstellung der Bewehrungsverteilung

ingenieurmäßige Überlegungen erforderlich. Dies betrifft insbesondere die konstruktive Durchbildung der Diskontinuitätsbereiche, die sich in den Eckbereichen vom Flügel zur Widerlager- bzw. Rahmenwand einstellen (Bild 9).

7.2.4 Brückenüberbauten als Vollquerschnitt

Für kleine bis mittlere Spannweiten stellen Vollquerschnitte von Überbauten eine wirtschaftliche Querschnittsform dar. Der typische Überbauquerschnitt besteht dabei aus einer massiven Platte mit angrenzenden Kragarmen (Bild 10). Bei einer Modellierung des Bauwerks als räumliches FE-Modell wird der Überbau mit Platten- bzw. Schalenelementen abgebildet. Werden Schalenelemente verwendet, hängen die auftretenden Schnittgrößen und deren Verteilung von der Ausrichtung der Elemente hinsichtlich der Gesamtmittelfläche ab. Dies begründet sich damit, dass in Schalenelementen Membrankräfte auftreten können, wodurch die Schwerpunktlage der einzelnen Elemente einen Einfluss auf die Schnittgrößen hat.

Wird die Elementoberkante an der Brückenquerschnittsoberkante ausgerichtet, entstehen in den Schalenelementen aufgrund der unterschiedlichen Schwerpunktlage der Teilquerschnitte zusätzliche Membranschnittgrößen. Neben den inneren Biegemomenten stehen die Membrankräfte im Gleichgewicht mit den einwirkenden Bemessungsschnittgrößen. Für die Kragarme, bei denen der Schwerpunkt der Teilquerschnittsfläche oberhalb des Gesamtschwerpunktes liegt, entstehen in den Stützbereichen mehrfeldriger Bauwerke zusätzliche Membranzugspannungen. Diese stehen innerhalb des Querschnitts mit betragsmäßig gleichgroßen Membrandruckspannungen der Überbauplatte im Gleichgewicht.

Werden die Elemente mit ihrer Scherpunktlage in die Scheibenebene gelegt, treten keine Membrankräfte in den Elementen auf. Das äußere Biegemoment verteilt sich entsprechend der Biegesteifigkeit auf die einzelnen Elemente. Dies ist eine Vereinfachung hinsichtlich des realen Querschnittstragverhaltens.

Bild 11 stellt die Schnittgrößen in Abhängigkeit der Elementausrichtung gegenüber. Dabei wird zum einen die Verteilung der Längsschnittgrößen in Querrichtung dargestellt. Zusätzlich sind die Ergebnisschnittgrößen

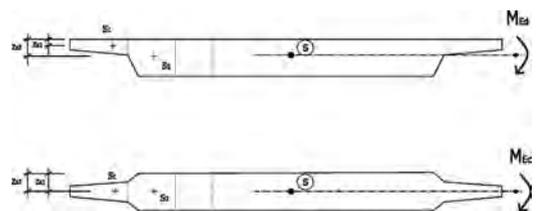


Bild 10. Realer Querschnitt und Modellierung unter Vernachlässigung der Exzentrizität der Kragarme

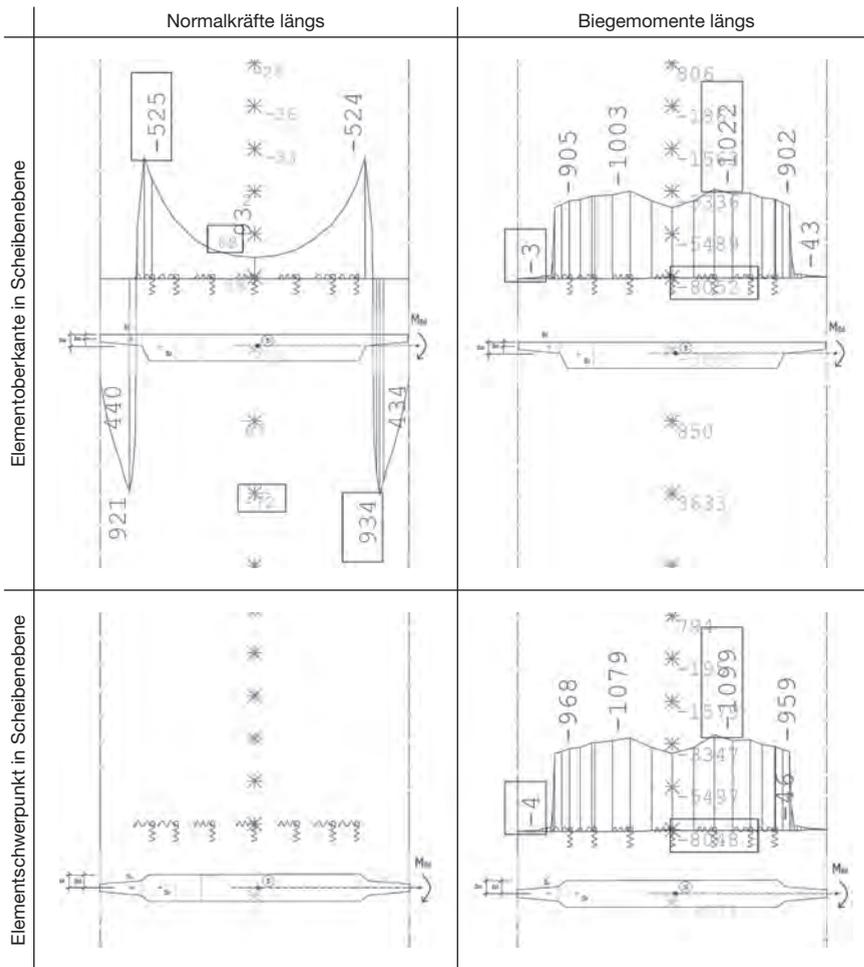


Bild 11. Schnittgrößenverteilung in den Querschnitten, abhängig von der Modellierung

aus der Integration der Spannungsverteilung (graue Zahlenwerte) angegeben.

Der Vergleich der Schnittgrößen zeigt, dass das Gesamtbiegemoment im Querschnitt und damit die Bewehrungsmenge in diesem Beispiel relativ unabhängig von der Elementausrichtung ist. Unterschiede stellen sich vor allem bei der elementweisen Bemessung in der Verteilung der erforderlichen Bewehrung ein.

Bei einer Modellierung des Überbaus mit korrekt ausgerichteten Elementen wird die Steifigkeit des Überbaus realitätsnah erfasst. Aufgrund der unterschiedlichen Schwerpunktlage der einzelnen Teilquerschnitte teilt sich das äußere Biegemoment auf Biege- und Membranschnittgrößen in den Elementen auf, die in der Bemessung stringent zu berücksichtigen sind.

7.3 Ingenieurbau

Typische Ingenieurbauten außerhalb des Brücken- und Tunnelbaus sind Behälter und Silos.

Für Behälter und Silos können für bestimmte Lastfälle, Geometrien und Lagerungsbedingungen analytische Lösungen ermittelt werden. Der Anwendungsbereich der analytischen Lösungen ist jedoch auf grundlegende, ideale Konfigurationen (wie z. B. Rotationsschalen mit entsprechender Lagerung) begrenzt, weshalb beispielsweise Störstellen durch Öffnungen oder Einzellaagerungen damit nicht untersucht werden können. Es ist heute Stand der Technik, diese Bauwerke mittels FEM und Modellierung mit Schalenelementen zu berechnen und nachzuweisen (Bild 12).

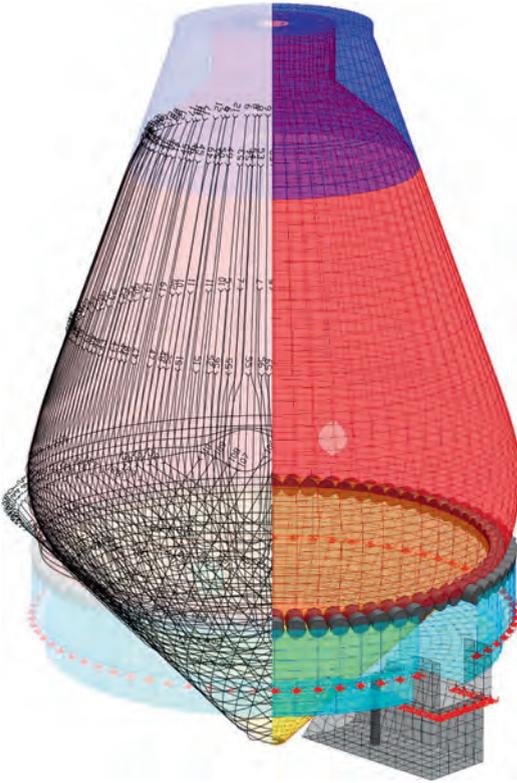


Bild 12. Strukturmodell und FE-Diskretisierung vom Faulbehälter Gut Großlappen [40]

8 Prüfen der Gesamtsysteme

Ein Gesamtsystem lässt sich nicht durch Nachrechnen des vorliegenden Zahlenwerks prüfen. Zum Prüfen ist ein eigenständiges Modell des Prüfeningenieurs unabdingbar [41, 42]. Der Prüfeningenieur hat darüber zu entscheiden, ob er analog zum Nachweisführenden ein Gesamtsystem aufbaut oder das Tragwerk in Subsysteme zerlegt [36].

Er muss die Aufgabe so angehen, dass die Ergebnisse des Nachweisführenden bestätigt werden können oder im berechtigten Fall korrigiert.

Damit definiert sich auch die Qualität der Prüfung. Eine analytische Lösung ist exakt und die Ergebnisse sind eindeutig, die numerische Lösung ist nur eine Näherung. Wenn sowohl Nachweisführende als auch Prüfende mit Näherungslösungen an eine Tragstruktur herangehen, ist es möglich, dass sich die Ergebnisse unterscheiden. Abweichungen zwischen den Berechnungen ergeben sich nicht nur aus dem numerischen, sondern auch dem mechanischen Modell.

Grundsätzlich kann angenommen werden, dass in beiden Modellen unter Berücksichtigung der gewählten Randbedingungen ein Gleichgewicht gefunden wird. Ein einfacher, aber kein guter Ansatz zur Auflösung der differierenden Ergebnisse wäre es, beide Ergebnisse in

eine Bemessung zu überführen. Dieser Weg ist weder wirtschaftlich noch nachhaltig.

Der Prüfende muss sich mit dem Modell des Nachweisführenden auseinandersetzen und der Nachweisführende muss ihn dabei unterstützen. Beide Parteien sollten ihr Modell so weit abgleichen, dass zumindest die mechanischen Unterschiede ausgeräumt sind. Unterschiede im numerischen Modell sind unter Umständen nicht zu klären (weil sie z. B. durch in der FEM-Software nicht klar erkennbare Unterschiede in den Elementtypen oder Lösungsverfahren begründet sind).

Für den Abgleich der Strukturmodelle ist die Ermittlung der Zustandsgrößen von Bemessungsergebnissen zu trennen. Das bedeutet, dass nicht die berechneten Bewehrungsquerschnitte verglichen werden, sondern im ersten Schritt innere und äußere Kraft- und Weggrößen. Damit können mögliche Fehler in den Bemessungsmodellen sowohl in der Bildung der Lastfallkombinationen als auch bei der Bemessung selbst herausortiert werden. Die Zustandsgrößen sollten für einzelne Lastfälle getrennt ausgegeben werden. Hierfür ist es typischerweise nicht zwingend notwendig jeden Lastfall auszuwerten. Wesentlich sind die bei der jeweiligen Struktur dominierenden Lastfälle, wie z. B. Eigengewicht oder Wind. Vergleichsgrößen sind die Lastsummen, die Summe der Auflagerreaktionen, die Verformungen und Schnittgrößen. Für vertikale Einwirkungen eignen sich die Normalkräfte in den lastabtragenden Bauteilen. Horizontale Einwirkungen lassen sich entsprechend über die aussteifenden Bauteile verfolgen.

Mögliche Fehlerquellen können unter anderem falsche Lagerungsbedingungen, Verknüpfungen an den Knoten zwischen verschiedenen Elementen oder die falsche Wahl der Elementansätze sein.

Kommen Nachweisführende und Prüfende auf gleiche Ergebnisse, kann das Strukturmodell als valide angenommen werden. Im weiteren Schritt ist zu klären, ob alle Lastfälle berücksichtigt sind. Hierzu ist es hinreichend, Lastsummen zu vergleichen.

Die relevanten Bemessungsergebnisse im Stahlbetonbau sind die Betonspannungen und die Bewehrungsmenge. In den Kontinuitätsbereichen wird das Bemessungsergebnis bei gleichen Ergebnissen der Strukturmodelle hinreichend gleich sein. In den Diskontinuitätsbereichen kann es zu Abweichungen kommen. Ursächlich kann unter anderem die Elementgröße sein. An diesen Punkten ist eine entsprechend sorgfältige Prüfung und ggf. verfeinerte Modellbildung notwendig.

9 Zukünftige Entwicklungen

Wie bereits eingangs dieses Beitrags erläutert wurde, ist der aktuelle Stand der Baustatik (und der Baudynamik) das Ergebnis stetiger Weiterentwicklungen, die durch den Wandel in Technik, Wissenschaft und den gesellschaftlichen sowie natürlichen Randbedin-

gungen angetrieben werden [43]. Diese fachliche Evolution wird deshalb auch zukünftig weitergehen und im Folgenden sind einige charakteristische Aspekte und Entwicklungen genannt, die bereits heute die moderne Tragwerksanalyse und die Prüftätigkeit beeinflussen und deutliche Impulse für eine moderne Baustatik in Zukunft ergeben [44]. Die einzelnen Punkte sind auch kombiniert betrachtbar bzw. bedingen sich auch gegenseitig:

- Standsicherheitsnachweise am Gesamtmodell;
- nichtlineare Berechnungen, die z. B. komplexes Materialverhalten, beliebig große Verformungen und Kontaktmechanik berücksichtigen;
- Verknüpfung von Entwurfs- mit dem Analysemodell, weitergehende CAD-Integration der Berechnungsverfahren und weitere Einbindung der Strukturanalysen und Prüftätigkeit in die BIM-Abläufe;
- verbesserte Auswertungs- und Visualisierungsmethoden;
- verfeinerte Bemessungsansätze für komplexere, integrale Tragwerksmodelle;
- Evaluierungsmethoden für komplexere Strukturmodelle;
- Entwicklung weitergehender Analyse- und Bewertungsmethoden im Rahmen der komplexen Strukturanalyseverfahren, wie z. B. (adjungierte) Sensitivitätsanalysen auf der Basis der FEM für Strukturen [45, 46];
- Einsatz von Methoden der Strukturoptimierung für den Entwurf von hocheffizienten, ressourcenschonenden Tragwerken mit Freiformgeometrien, die sich meist den klassischen Bemessungsansätzen verschließen;
- neue Herstellverfahren wie z. B. additive Fertigung, die komplett neuartige Strukturbauteile im Bauwesen ermöglichen, was einerseits leistungsfähige Methoden für den (digitalen) optimierten Strukturentwurf und andererseits auch für Analyse und Bemessung erfordert;
- neue, die klassische FEM ergänzende, Diskretisierungsverfahren und Lösungsmethoden zur Lösung der Grundgleichungen, wie z. B. Partikelmethoden (Discrete-Element-Method (DEM), Material-Point-Method (MPM)) [47] oder Nutzbarmachung alternativer Ansatzfunktionen zur CAD-Integration (Isogeometric Analysis (IGA)) [48]; die damit einhergehenden neuartigen Analysemethoden müssen vom Prüfenden in ihrer Aussagekraft nachvollziehbar sein;
- vermehrte systematische Nutzung von größeren Datenmengen und Aufbereitung v. a. der Familie der Machine-Learning-Algorithmen zum Einsatz in Tragwerksanalyse, -bemessung, -prüfung;
- Weiterentwicklung und zielgerichtete Kombination z. B. der in der Baustatik seit Langem etablierten FEM und der aktuellen Machine-Learning-Methoden hin zu hybriden Herangehensweisen; neueste Entwicklungen hin zu physik-informierten Machine-Learning-Methoden (Physics-In-

formed Neural Networks (PINNS), Deep Energy Method (DEM), ...), welche inhärente Physikkonsistenz aufweisen [49, 50]

- detailliertere Erfassung von Belastungsszenarien durch eigenständige, komplexe Simulationen und deren Ankopplung an die Tragwerksanalyse, wie z. B. Windlastermittlung mittels numerischen Strömungssimulationen (Computational Wind Engineering (CWE)) [51–53];
- Einbindung der Strukturanalysen in komplexe Gesamtsimulationsszenarien durch Kopplung mit anderen Lösungsverfahren zur Berücksichtigung von Wechselwirkungsphänomenen, wie z. B. Fluid-Struktur-Interaktion (FSI) bei aeroelastischen Problemstellungen [54];
- Integration von Sensordaten in der Berechnung und Nutzbarmachung von sogenannten digitalen Zwillingen in verschiedensten Anwendungsszenarien wie z. B. Monitoring und vorausschauende Wartung sowie Instandhaltung [55];
- Tragwerksanalyse bei Bauen im/mit Bestand.

An diesen Entwicklungen wird teilweise schon seit Jahren geforscht und sie sind zum Teil schon in den Normen oder Merkblättern verankert.

10 Fazit

Die Baustatik entwickelt sich weiter, auch wenn sich die fundamentalen mechanischen Grundlagen selbst nicht ändern. Seit der technischen Nutzung der Wissenschaft wurden stets neue Methoden entwickelt, mit denen die anstehenden Aufgaben gelöst werden können. Es gab immer ein Wechselspiel zwischen der Weiterentwicklung von Baustoffen, mathematischen Ansätzen, Lösungsmethoden und der Leistungsfähigkeit von Hilfsmitteln. Die FEM hat dem Ingenieur Möglichkeiten gegeben, nahezu jede Geometrie zu berechnen. Damit können Gebäude auch gesamtheitlich abgebildet werden, ohne aufwendig Subsysteme zu schaffen. Die Gesamtmodelle bilden die Tragstruktur eines Systems besser ab als eine separierte Ansammlung von Subsystemen, da insbesondere an den Übergängen zwischen verschiedenen Bauteilen die Kinematik eingehalten ist. Trotzdem geben die Gesamtmodelle die Realität auch nur eingeschränkt wieder, da in den komplexeren Modellen mehr Informationen eingearbeitet werden müssen, wie zum Beispiel die Bauphasen.

Der Trend zu Gesamtmodellen wird sich verstärken. Ein Treiber ist BIM. Auch wenn ein dreidimensionales Modell noch kein BIM ist und BIM noch kein Strukturmodell liefert. Trotzdem wird es die Regel, dass in BIM die geometrischen Modelle dreidimensionale Abbildungen sind. Zusammen mit den Attributen zu den Objekten können daraus auch Strukturmodelle für die rechnerischen Nachweise der Standsicherheit entstehen. Es ist zwingend notwendig, die Ergebnisse der Nachweise wieder in die BIM-Modelle einfließen zu

lassen, um eine umfassende und stimmige Datenlage zu einem Bauwerk zu haben. Diese Entwicklung berührt auch die Arbeiten der Prüfeningenieure, die sich in die Prozesse eingliedern werden. Mit dem Hinwenden zu computergestützt erzeugten, komplexen Strukturmodellen wird sich die Aussage des Prüfens verändern. Bei analytischen Lösungen an einfachen statischen Modellen gibt es exakte Lösungen, deren Richtigkeit der Prüfeningenieur geprüft hat. In einem Strukturmodell auf der Grundlage numerischer Rechenverfahren gibt es keine exakte Lösung mehr. Die Aufgabe des Prüfeningenieurs wird es sein, zu bestätigen, dass das Modell grundsätzlich geeignet ist, die Standsicherheit nachzuweisen, ohne die Richtigkeit jedes Zahlenwerts genau zu bestätigen.

Dieser Wandel müsste sich auch in der juristischen Verantwortung der Prüfeningenieure widerspiegeln, da nicht mehr die Vollständigkeit und Richtigkeit für alle Ergebnisse bestätigt werden kann. Davon betroffen sind insbesondere die Ergebnisse im Hinblick auf die Gebrauchstauglichkeit.

In den eingeführten technischen Baubestimmungen sind Gesamtmodelle nur bedingt berücksichtigt. Diese Entwicklung zu Gesamtstrukturen muss sich stärker in der Norm wiederfinden. Dazu gehört beispielsweise, Strukturmodelle mit Scheibenelementen in der Bemessung anzuwenden oder Regeln zur Bildung von Lastfallkombinationen.

Für die Mitarbeit zu dem Beitrag bedanken sich die Verfasser bei Frau Paulina Sala, Herrn Marco Heinze, Sebastian Gagesch und Matthias Rudolph.

Literatur

- [1] Bischoff, M. (2015) *Ein Jahrhundert Baustatik in Wissenschaft und Praxis*. Bauingenieur 90, H. 7/8, S. 281–285.
- [2] Kurrer, K.-E. (2008) *The History of the Theory of Structures. Searching for Equilibrium*. Berlin: Ernst & Sohn.
- [3] Rombach, G.A. (2006) *Anwendung der Finite Element Methode im Betonbau*. Berlin: Ernst & Sohn.
- [4] Bundesrepublik Deutschland (1949) *Grundgesetz für die Bundesrepublik Deutschland*.
- [5] Argebau (2020) *Musterbauordnung – MBO*, Stand 25.09.2020. IS-Argebau. [Online] <https://www.is-argebau.de/verzeichnis.aspx>
- [6] Arbeitsgemeinschaft der für das Bau- und Siedlungswesen zuständigen Minister und Senatoren der Länder (1998). *50 Jahre Argebau. Festschrift anlässlich der Jubiläumsveranstaltung am 4. Dezember im Rathaus der Freien Hansestadt Bremen*. Bremen: ASCO-Druck.
- [7] Bundesrepublik Deutschland (2021) *Straßenverkehrs-Ordnung (StVO)*.
- [8] Bundesrepublik Deutschland (2019) *Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung (EBO)*.
- [9] Bundesrepublik Deutschland (2019) *Verordnung über den Bau und Betrieb der Straßenbahnen (Straßenbahn-Bau- und Betriebsordnung – BOStrab)*.
- [10] Bayerisches Staatsministerium für Wohnen, Bau und Verkehr. bauministerium.bayern.de. [Online] <https://www.stmb.bayern.de/buw/baurechtundtechnik/bautechnik/standsicherheit/index.php>. [Zugriff am: 10.02.2023]
- [11] Argebau (2020) *Muster einer Verordnung über Bauvorlage und bauaufsichtliche Anzeigen (Musterbauvorlageverordnung) – MbuVorIV*, Stand 25.09.2020. IS-Argebau. [Online] <https://www.is-argebau.de/verzeichnis.aspx>.
- [12] Deutsches Institut für Bautechnik (2021). *Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen (MVV TB)*. 2021/1.
- [13] Dettmer, H.; Klein, C. (2020) *Die Aufgaben und Stellung der Prüfeningenieure für Standsicherheit und Brandschutz im Bauordnungsrecht*. Der Prüfeningenieur 57, H. 11, S. 6–13.
- [14] Argebau (2008) *Muster-Verordnung über die Prüfeningenieure und Prüfsachverständigen (M-PPVO)*.
- [15] Saeland, K. (2020) *Die historische Entwicklung des Bauordnungsrechts und der Prüfeningenieur im Bauwesen*. Der Prüfeningenieur 57, H. 11, S. 20–26.
- [16] Hertle, R., Brehm, E.; Wetzel, M. (2020) *Design Review – The Necessity to go International*. Der Prüfeningenieur. Special Edition 2020, 75.
- [17] Deutsches Institut für Normung (DIN) (1981) *Grundlagen für Standsicherheitsanforderungen an baulichen Anlagen*. Berlin: Beuth.
- [18] DB Netz AG (2003) Modul 804.0101 Technische Bearbeitung. *RIL 804 Eisenbahnbrücken (und sonstige Ingenieurbauwerke) planen, bauen und instand halten*.
- [19] Bundesministerium für Digitales und Verkehr (2022) *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauwerke (ZTV ING)*. Teil 1 Allgemeines, Abschnitt 2 Technische Bearbeitung.
- [20] VDI 6201 Blatt 1:2015-12 (2015) *Softwaregestützte Tragwerksberechnung; Grundlagen, Anforderungen, Modellbildung*. Düsseldorf: VDI e. V.
- [21] Griebenow, G. (2001) *Richtlinie für das Aufstellen und Prüfen EDV – Unterstützter Standsicherheitsnachweise*. Der Prüfeningenieur 50.
- [22] Bundesvereinigung der Prüfeningenieure (BVPI) (2001) *Ri-EDV-AP-2001. Richtlinie für das Aufstellen und Prüfen EDV-unterstützter Standsicherheitsnachweise*.
- [23] Stracke, J.; Kepplin, R. (2020) *Der BIM-Prozess in der Tragwerksplanung*. Beton- und Stahlbetonbau 115, H. 4, S. 324–331.
- [24] Hennecke, M. (2002) *Die Digitalisierung wird die traditionellen Arbeitsweisen und Planungsmethoden grundlegend ändern*. Der Prüfeningenieur 58.

- [25] Harte (2014) *Hintergründe zur VDI-Richtlinie 6201 – Softwaregestützte Tragwerksberechnung*. Baustatik – Baupraxis.
- [26] Lenz, P. (2021) *Die Schwächen des analogen Prüfens sind eklatant: Allein das Hin und Her der Unterlagen dauert sieben Tage*. Der Prüfenieur 58.
- [27] Eisler, R. (2021) *Prüfakte NRW; Digitaler Austausch von Daten und Unterlagen der bautechnischen Prüfung*. Der Prüfenieur 58.
- [28] Hamann, M.; Dettmer, H. (2023) *Digitaler Datenaustausch bautechnischer Unterlagen*. Deutsches Ingenieurblatt, H. 6, S. 50–52.
- [29] Vismann, U. (1995) *Zuverlässigkeitstheoretische Verifikation von Bemessungskriterien im Stahlbeton*. Technische Universität München.
- [30] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (2019) *Heft 631 – Hilfsmittel zur Schnittgrößenermittlung und besondere Detailnachweise im Stahlbetonbau*. Berlin: Beuth.
- [31] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (2019) *Heft 630 – Bemessung nach DIN EN 1992 in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit*. Berlin: Beuth.
- [32] Zilch, K. et al. (2016) *Eurocode 2 für Deutschland*. Berlin: Beuth, Ernst & Sohn.
- [33] Schlaich, J.; Schäfer, K. (1993) *Konstruieren im Stahlbetonbau* in: Gotthard, F. [Hrsg.] *Beton-Kalender 1993*. Berlin: Ernst & Sohn.
- [34] Fastabend, M. et al. (2009) *Zur sinnvollen Anwendung ganzheitlicher Gebäudemodelle bei der Tragwerksplanung von Hochbauten*. Beton- und Stahlbetonbau 104, H. 10, S. 657–663.
- [35] Rombach, G.A. (2007) *Probleme bei der Berechnung von Stahlbetonkonstruktionen mittels 3-dimensionalen Gesamtmodelle*. Beton- und Stahlbeton 102, H. 4.
- [36] Bischoff, M. (2010) *Statik am Gesamtmodell: Modellierung, Berechnung und Kontrolle*. Der Prüfenieur.
- [37] Rombach, G.A. (2008) *Risiken und Probleme beim Einsatz komplexer Gebäudemodelle von Stahlbetontragwerken in der Baupraxis*. Baustatik – Baupraxis 10, Universität Karlsruhe.
- [38] Laggner, T.; Schlicke, M. Nguyen, D.; Tue, V.; Denk, W.-D. (2021) *Statische Analysen mit 3D-Gebäudemodellen unter Berücksichtigung zeitabhängiger Verformungen in den vertikalen Bauteilen*. Beton- und Stahlbetonbau 116, H. 6, S. 419–430.
- [39] Eibl, I.; Schambeck (1973) *Berechnung kastenförmiger Brückenwiderlager*. Düsseldorf: Werner Verlag.
- [40] Müller, A., Schmid, C.; Stettner, C.; Zilch, K. (2007) *Klärwerk Gut Großlappen – Bemessung und Konstruktion der vier neuen Faulbehälter*. Bauingenieur 82.
- [41] Oltmanns, H.-G.; Oltmanns, H.; Dirks, A. (2019) *BIM-Modelle und die Bearbeitung durch Prüfenieure*. Bautechnik 96, H. 3, S. 250–258.
- [42] Rombach, G.A. (2008) *Die Prüfung der Standsicherheit am ganzheitlichen Gebäudemodell*. Der Prüfenieur 52.
- [43] Deutsches Institut für Bautechnik (2022) *Zum 40-jährigen Bestehen „GruSiBau 1981“ Vorschlag für eine Fortschreibung*. Berlin: DIBt.
- [44] Bischoff, M. (2021) *Computerstatik und Tragwerksmodellierung – Vorschläge und Impulse für eine moderne universitäre Baustatiklehre*. Der Prüfenieur.
- [45] Fußeder, M., Wüchner, R.; Bletzinger, K.-U. (2021) *Sensitivitätsanalyse mit verallgemeinerten Einflussfunktionen zur Tragwerksbewertung bei Modellparametervariationen*. Bauingenieur 96, S. 191–200.
- [46] Fußeder, M., Wüchner, R.; Bletzinger, K.-U. (2022) *Towards a computational engineering tool for structural sensitivity analysis based on the method of influence functions*. Engineering Structures.
- [47] Sautter, K. Bern et al. (2023) *Advanced Modeling and Simulation of Rockfall Attenuator Barriers Via Partitioned DEM-FEM Coupling*. Frontiers in Built Environment.
- [48] Breitenberger, M. et al. (2015) *Analysis in computer aided design: Nonlinear isogeometric B-Rep analysis of shell structures*. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering 284, S. 401–457.
- [49] Raissi, M.; Perdikaris, P.; Karniadakis, G.E. (2019) *Physics-informed neural networks: A deep learning framework for solving forward and inverse problems involving nonlinear partial differential equations*. Journal of Computational Physics 378, pp. 686–707.
- [50] Nguyen, Thanh, Vien Minh, Zhuang, Xiaoying, Rabczuk, Timon (2020) *A deep energy method for finite deformation hyperelasticity*. European Journal of Mechanics – A/Solids 80.
- [51] Wüchner, R. et al. (2020) *Gekoppelte numerische Simulationen im Windingenieurwesen – Potenziale und Anwendungsszenarien*. in: Bischoff, M.; von Scheven, M. Oesterle, B. [Hrsg.] *Berichte der Fachtagung Baustatik – Baupraxis 14*. Universität Stuttgart, S. 917–925.
- [52] Höffer, R. et al. (2022) *Aktuelle Modelle und Methoden zur Windlastermittlung* in: Ulrike Kuhlmann [Hrsg.] *Stahlbau Kalender 2022*. Berlin: Ernst & Sohn, S. 577–639.
- [53] WTG (2023) *WTG-Merkblatt über numerische Methoden in der Bauwerksaerodynamik*.
- [54] Winterstein, A., Warnakulasuriya, S., Bletzinger, K.-U., Wüchner, R. (2023) *Computational wind-structure interaction simulations of high rise and slender structures and validation against on-site measurements – Methodology development and assessment*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics.
- [55] Botz, M. et al. (2020) *Überwachung und Modellierung der Tragstruktur von Windenergieanlagen – Beitrag zu einem Digitalen Zwilling*. Beton- und Stahlbeton 115, S. 342–354.