Postvertriebsstück – Entgelt bezahlt – 16350 ISSN 2509-2847 Januar 2021 www.ki-zeitschrift.de

01 2021

Konstruktiver Ingenieurbau

Grundbau
Die Weiternutzung von Gründungen bei der Ertüchtigung von Brücken

Mauerwerksbau
Erhaltung und Instandsetzung von Mauerwerk

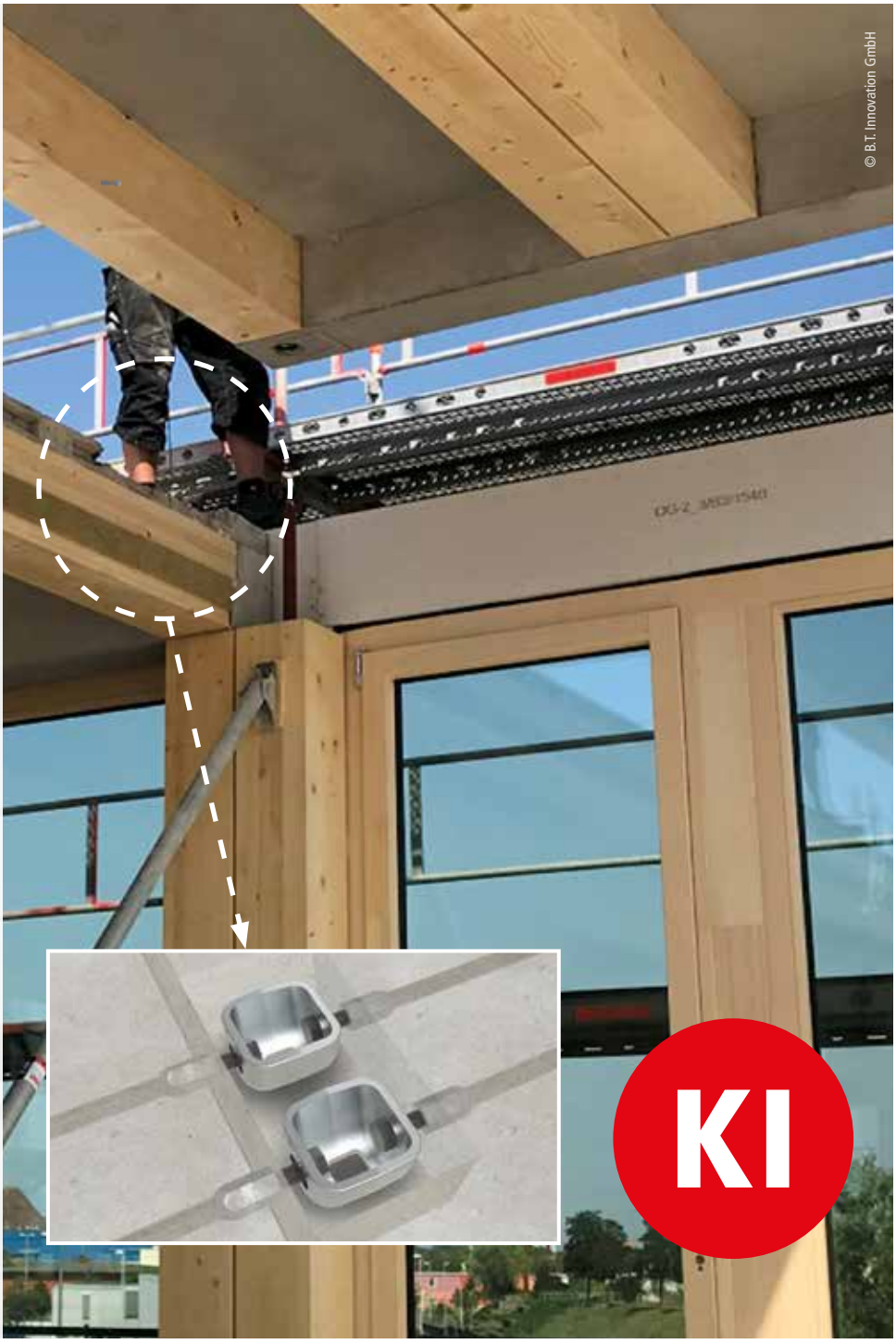
Beton
Das Prinzip der Last-umlagerung bei der Instand-setzung von Stahlbetonstützen

Holzbau
Sanierung von Holzbalken-decken im Bestand

Bestandsbewertung für Aufstockungsmaßnahmen

BIM
BIM beim Bauen im Bestand

Recht
Das EuGH-Urteil und die neue HOAI 2021



Reguvis

Der perfekte Einstieg!

Nikolay

Einführung in die Statische Berechnung von Bauwerken

3., überarbeitete und ergänzte Auflage, 2019,
ca. 530 Seiten, 17,0 x 24,0 cm, Buch (Softcover), 49,00 €
ISBN 978-3-8462-1007-9

VORTEILE

- Verständliche Erläuterung eines komplexen Themas
- Didaktisch-methodische Darstellung
- Mit vielen Beispielen und Übungen

Das inhaltliche Konzept des Buches orientiert sich am Ablauf der Statischen Berechnung. Dabei wurden die Themen didaktisch reduziert und nicht in der Tiefe, sondern in der Breite behandelt. Der Inhalt wurde um zusätzliche Erläuterungen und Skizzen bzw. Zeichnungen, die auf den Anregung der Anwender bzw. Leser basieren und dem besseren Verständnis des Stoffes dienen, ergänzt. Auch wurden zusätzliche Aufgaben zur Übung und Festigung mit den jeweiligen Lösungen hinzugefügt.

Neu in dieser Auflage wurde das Kapitel zum Verbundbau aufgenommen, da dieser immer mehr Einzug in die praktische Bautätigkeit hält.

Mehr Infos und versandkostenfrei (deutschlandweit) bestellen: ***shop.reguvis.de/1007-9***

Bestell-Hotline: 02 21/9 76 68-306
E-Mail: vertrieb@reguvis.de
Fax: 02 21/9 76 68-236 | **www.reguvis.de**
In jeder **Fachbuchhandlung**

Reguvis
Fachmedien GmbH
Amsterdamer Str. 192
50735 Köln

Reguvis

Liebe Leserinnen und Leser,

Dr.-Ing. Lutz Vogt
Fachredakteur für Grundbau

BAUGRUND DRESDEN
Ingenieurgesellschaft mbH

Kleiststraße 10 a
01129 Dresden

info@baugrund-dresden.de
www.baugrund-dresden.de

es war ein turbulentes Jahr 2020! Viele Gewissheiten wurden in Frage gestellt und viele Gewohnheiten mussten abgelegt werden. Das gilt sowohl für den privaten Bereich als auch für die Berufstätigkeit. Für mich persönlich liegen die größten Veränderungen im Berufsalltag in der starken Einschränkung von direkten Kontakten zu den Beteiligten an unseren Planungs-, Begutachtungs- und Bauaufgaben, ja sogar zu den Kollegen in unserem Büro. Es gibt praktisch keine Präsenzbesprechungen mehr und auch kein Zusammensitzen im Büro.

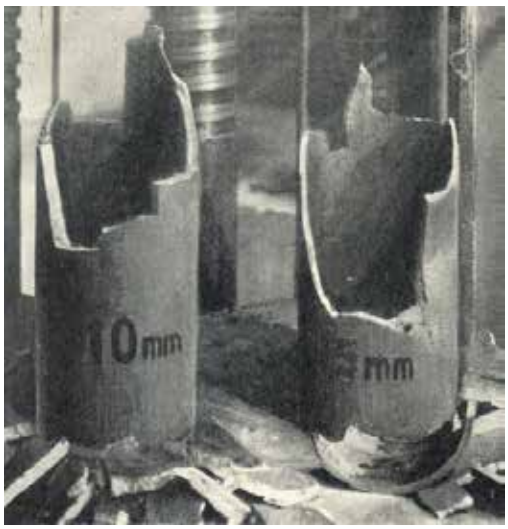
Nun hat bekanntlich alles zwei Seiten. Einerseits bin ich schon sehr froh, dass ich zu Planungsbesprechungen, zum Beispiel beim Großprojekt Stuttgart-Ulm, nicht mehr vor Ort sein muss. Die Zeitersparnis und der Bequemlichkeitsgewinn sind enorm! Der geografische Nachteil der ansonsten wunderschönen Lage von Dresden ist dadurch deutlich kleiner geworden. Dies wirkt sich – nebenbei bemerkt – positiv auf die Kalkulationssicherheit von deutschlandweiten Angeboten aus, bei denen regelmäßig die große Unbekannte die zu kalkulierende Anzahl von Besprechungen war. Andererseits fehlen mir die Gespräche rund um die Besprechungstermine und die Möglichkeit, sich die Baustelle auch einmal ohne konkreten Anlass anzusehen.

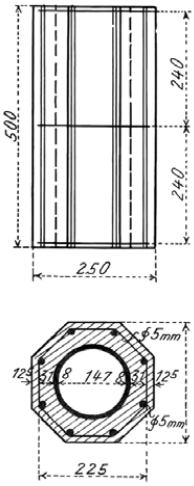
Die Videokonferenzen haben sich mittlerweile durchgesetzt. Die technischen Voraussetzungen sind überall vorhanden und man ist inzwischen geübt. Da ja keine Anreise in Betracht gezogen werden muss, sinkt auch die Scheu davor, schnell einmal eine Besprechung einzuberufen und alle möglicherweise relevanten Teilnehmer einzuladen. Dabei entsteht die Gefahr, dass der Teilnehmerkreis zu groß wird und zu viele Besprechungen angesetzt werden. Ich meine, dass Videokonferenzen mindestens den gleichen Aufwand für die Vorbereitung wie Präsenzbesprechungen und ganz sicher eine höhere Disziplin der Teilnehmer erfordert, damit die jeweilige Zielstellung erreicht wird. Die Versuchung am zweiten Bildschirm etwas „nebenbei zu machen" und die Ablenkung im eigenen Büro (vor allem bei ausgeschalteter Kamera) sind schon recht groß … Da hilft es aus meiner Sicht nur, sich zu disziplinieren und die Voraussetzungen für erfolgreiche Besprechungen mit der notwendigen Vorbereitung, der Beschränkung des Teilnehmerkreises, einer straffen Gesprächsleitung anhand der vorab verteilten Agenda und Belegung der Ergebnisse mit Verantwortlichkeiten sowie Terminen gezielt zu schaffen.

Auch die Weiterbildungsveranstaltungen sind digital geworden. Und das funktioniert! Der KI-Tag 2020 ist aus meiner Sicht ein gutes Beispiel dafür. Das vorliegende Heft enthält die schriftlichen Beiträge zu den interessanten Vorträgen, die auf dem KI-Tag gehalten wurden. Meines Erachtens kann die Wissensaufnahme bei einem Webinar sogar effektiver sein als bei einer Präsenztagung. Man kommt aber trotzdem immer wieder dazu, dass der Austausch zwischen den Teilnehmern selber deutlich erschwert ist, und dadurch „Nebeninformationen" und Erfahrungen anderer nicht zur Einordnung des aufgenommenen Wissens genutzt werden können. Notgedrungen werden wir verstärkt andere Kommunikationswege als bisher nutzen – zum Netzwerken, zur Kundenpflege und zur Gewinnung neuer dienstlicher Kontakte. Es gilt weiterhin: Immer wieder und immer weiter lernen. Dazu wünsche ich uns viel Freude!

Lutz Vogt

5





27

Grundbau

Sven Unger

Die Weiternutzung von Gründungen bei der Ertüchtigung von Brücken 5

Mauerwerksbau

Heinrich Wigger, Heiko Twelmeier

Erhaltung und Instandsetzung von Mauerwerk 13

Beton

Frank Haupenthal, Michael Siegmund

Das Prinzip der Lastumlagerung bei der Instandsetzung von Stahlbetonstützen 27

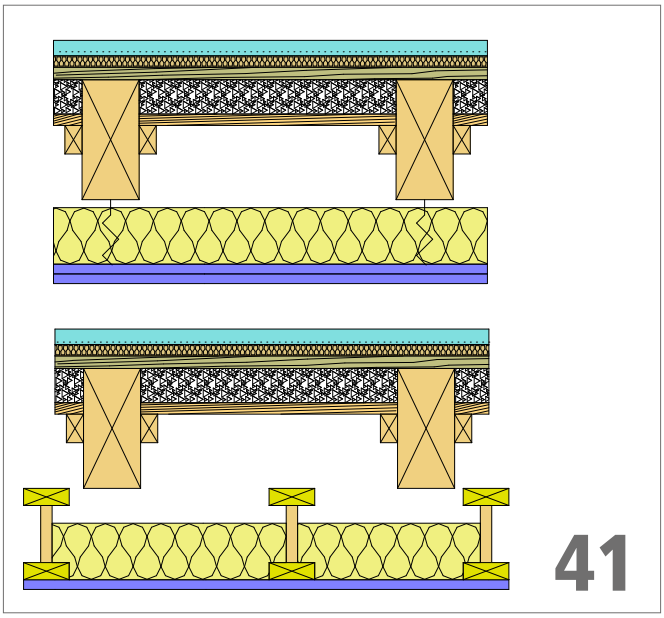
Holzbau

Adrian Blödt

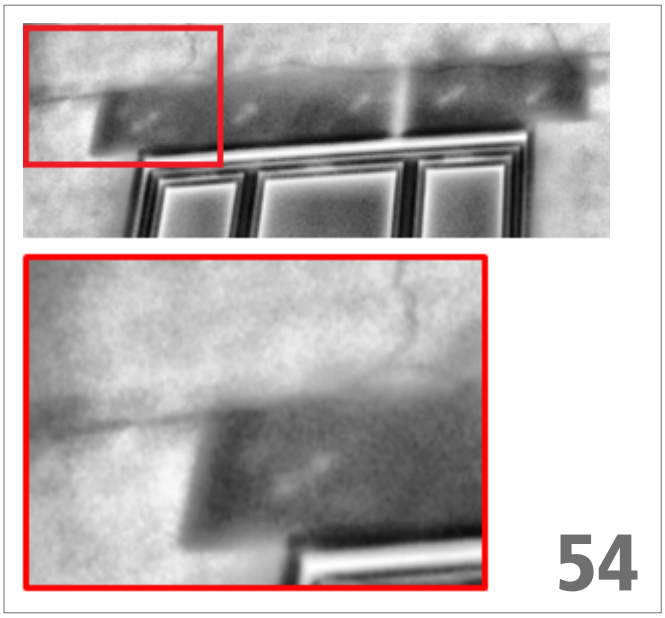
Sanierung von Holzbalkendecken im Bestand 41

Maren Fath, Mike Sieder

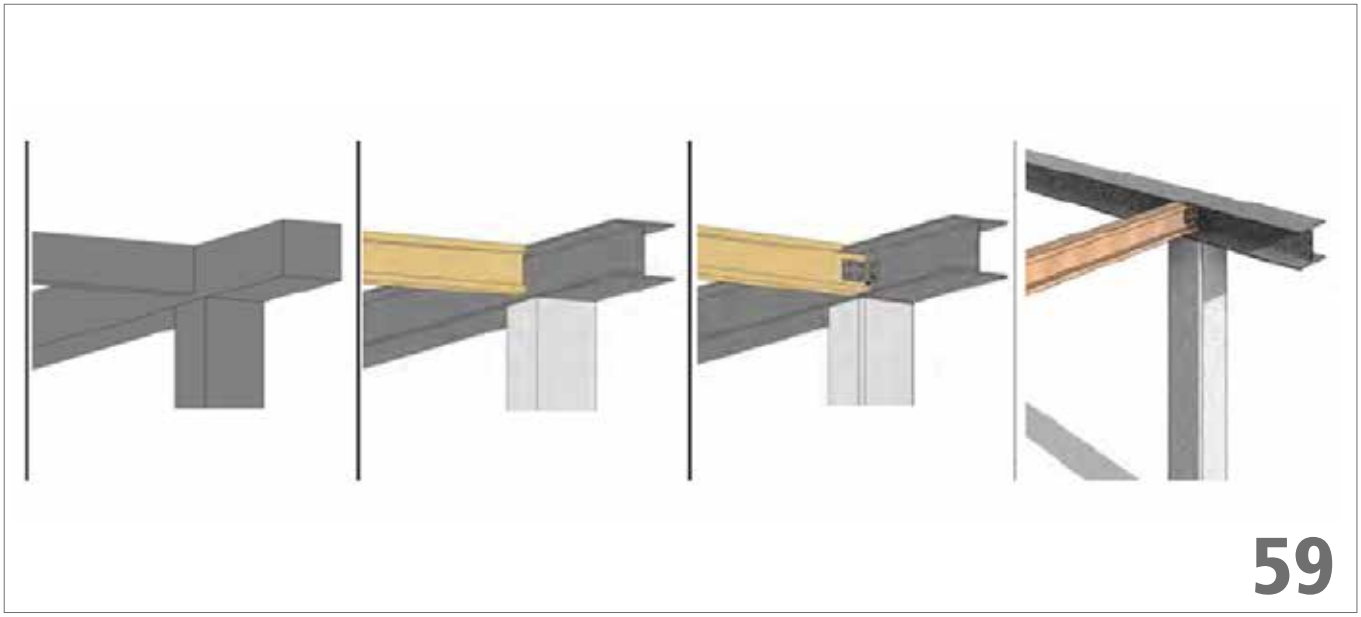
Bestandsbewertung für Aufstockungsmaßnahmen 54



41



54



59

BIM

Jens Minnert, Joaquin Diaz, Christian Baier
BIM beim Bauen im Bestand 59

Recht

Alfred Morlock
Das EuGH-Urteil und die neue HOAI 2021 67

Editorial 1

Aktuelles

News 71
Veranstaltungen 72
Impressum 72
Produktinformation 73

Coverbild:
B.T. Innovation GmbH

© Bogdanhoda

Sven Unger

Die Weiternutzung von Gründungen bei der Ertüchtigung von Brücken

Bild 1: Göltzschtalbrücke im sächsischen Vogtland

Einleitung

Planung der Ertüchtigungsmaßnahmen

Planungsgrundlagen

Nachrechnung des Bauwerkes/ Gründung

1. Geotechnische Nachweise (äußere Tragfähigkeit)
2. Baumaterial der Konstruktion (Nachweise der inneren Tragfähigkeit)

Möglichkeiten der Ertüchtigung

Praxisbeispiel: Eisenbahnbrücke über die Weiße Elster in Plauen-Chrieschwitz

Resümee

Einleitung

Bestehende Brücken können zu einem großen Teil den historischen Bauwerken zugeordnet werden. Denken wir Bauingenieure an derartige Brücken, verbinden wir damit wohl in erster Linie Gewölbebrücken mit ihrer Schönheit und Faszination – ob Pont du Gard als römisches Aquädukt mit zweitausend Jahre alter Geschichte oder das Göltzschtalviadukt im sächsischen Vogtland mit seiner Errichtung vor ca. 150 Jahren als weltgrößte Ziegelbrücke der Welt. Neben beeindruckender Spannweite und zu überbrückender Höhe bestechen sie durch das Zusammenspiel einer optisch ansprechenden Bauform und des Steines mit dessen Gestaltungspotenzial. Ferner werden sie vom Betrachter kaum als Eingriff in die Natur wahrgenommen.

Trotz dieser persönlichen und polemischen Wahrnehmung bestehender Brücken muss zunächst die grundsätzliche Frage gestellt werden: Lohnt sich eine Ertüchtigung von Brückenbauwerken? Im Vorgriff auf die weiteren folgenden Ausführungen kann man diese Frage wohl eindeutig mit einem „Ja" beantworten.

Es gibt eine große Zahl bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken in Deutschland. Über 40 % aller existierenden Eisenbahnbrücken sind älter als 80 Jahre, davon ungefähr ein Viertel Gewölbebrücken. Ein Großteil der Brücken der Bundesfernstraßen wurde im Zeitraum von 1965 bis 1985 erbaut. Über drei Viertel davon bestehen aus Spannbeton und Beton.

Im Wesentlichen ergibt sich das Erfordernis einer Ertüchtigung aus folgenden Gründen:

- → Schäden
- → Lasterhöhung
- → Nutzungsänderung

Neben Schäden, welche eine Gefährdung der Trag- und Standsichersicherheit zur Folge haben, entsteht ein Erfordernis zur Ertüchtigung der Gründung oftmals aus einer geplanten Lasterhöhung. Beispielsweise kann eine neue Fahrbahnplatte ein höheres Gewicht besitzen oder die entsprechenden Lastannahmen der heutigen Vorschriften eine derartige Ertüchtigung erfordern. Des Weiteren ist vielmals die Vergrößerung der lichten Höhe bzw. die Erhöhung der Durchfahrtshöhe bei Erhalt des Überbaus angedacht. Damit sind entsprechende Abgrabungen verbunden, welche eine Änderung der Einbindung der Fundamente und der rechnerischen Gründungstiefe hervorrufen.

Als Adäquat einer Ertüchtigung der Gründung steht der Ersatzneubau des Bauwerkes gegenüber. Aus den allgemeinen Kostenfaktoren

- → Planung
- → Zugänglichkeit
- → Platzbedarf
- → Wasserhaltung
- → Bauzeit
- → Nutzungsausfall
- → Ökologie

lässt sich im Grundsatz eine Ertüchtigung als deutlich kostengünstigere Maßnahme deklarieren. Bei der Vielzahl an Bestandsbrücken in Deutschland ist es ferner finanziell nicht möglich, alle nicht mehr ausreichend tragfähigen Brücken kurzfristig zu erneuern. Ein weiterer Punkt, welcher einen Ersatzneubau schwierig gestaltet, ist die oftmals vorhandene Einordnung als Baudenkmal.

Gründungsschäden resultieren in erster Linie aus Setzungen oder Setzungsunterschieden im Untergrund, die dort zu einer Änderung des Spannungszustandes führen. Die Problematik eines Grundbruches spielt bei bestehenden Brücken aufgrund der massiven Bauteile und ihrer Abmessungen eine untergeordnete Rolle. Aus der Ursache heraus entsteht immer eine Interaktion und wechselseitige Beeinflussung von Untergrund und Bauwerk.

Die Ursachen kann man in einwirkungsbedingt und widerstandsbedingt unterscheiden. Als einwirkungsbedingte Ursachen sind zunächst Lasterhöhungen, beispielsweise aus Aufschüttungen, zu nennen. Ebenso können Entlastungen, wie Aufgrabungen einer benachbarten Baugrube, für Setzungserscheinungen sorgen. Weiterhin zählen dynamische Einflüsse (Erschütterungen) zu den einwirkungsbedingten Ursachen. Die widerstandsbedingten Ursachen basieren auf den Eigenschaften des Untergrundes. Hierzu gehört vorrangig das Zusammendrücken gering tragfähiger Böden (organische Böden, Weichschichten) sowie das Schrumpfen und Aufweichen bindiger Böden. Die Fähigkeit bestimmter Erdstoffe und Gesteine zum Quellen spielt in der Praxis bei den in der Regel massiven Brücken kaum eine Rolle. Ein weiterer Ursachenfaktor stellt das Grundwasser bei Absenkungen und Schwankungen dar. Hierbei können auch Bäume mit ihrem Wasserentzug eine nicht unwesentliche Rolle spielen. Ferner kann Oberflächenwasser für Ausspülungen und Austragungen sowie mit der Volumenzunahme bei Frost für Schäden verantwortlich sein.

Als typische Schadensbilder am Bauwerk mit möglichem Hinweis auf Gründungsprobleme sind zu nennen:

- → Risse
- → Verformungen
- → Ausbrüche
- → Hohlräume

Im Straßen- und Eisenbahnbau existieren entsprechende Vorschriften zur Zustandsbewertung der Brücken und Kategorisierung von Schäden. Damit werden regelmäßige Kontrollen und Inspektionen mit letztendlicher Beurteilung des Handlungsbedarfes durchgeführt. Im Straßenbau wird dazu die DIN 1076, Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung (RI-EBW-PRÜF), genutzt. Sie unterscheidet die einzelnen Schäden in drei Kategorien mit Benotungen von 0 bis 4. Im Eisenbahnbau agiert die Vorschrift Ril 804 „Eisenbahnbrücken (und sonstige Ingenieurbauwerke) planen, bauen und instandhalten“ mit den Schadensstufen bzw. Zustandskategorien 1 bis 4.

Letztendlich muss die Bauwerksbewertung immer ein summarisches Ergebnis der Beurteilung des Bauwerkszustandes und der rechnerischen Bewertung sein.

Planung der Ertüchtigungsmaßnahmen

Planungsgrundlagen

Als Grundlage für die Planung sollte die Kenntnis über folgende Sachverhalte vorhanden sein:

- → Bauwerkskonstruktion
- → Bauwerkssubstanz und verwendete Materialien
- → Baugrund
- → Bauwerksgeometrie und Abmessungen
- → Historie und Baugeschichte
- → Last- und Modellannahmen der ursprünglichen Standsicherheitsnachweise

Zu Beginn der Planung sollten neben der vermessungstechnischen Aufnahme eine Untersuchung des Baugrundes und des Bauwerkes mit seiner Bausubstanz und die Erstellung der entsprechenden Gutachten veranlasst werden. Vorhandene Bestandsunterlagen können die Planungssicherheit weiter erhöhen. In der Praxis sind jedoch erfahrungsgemäß zumeist nur wenige Altunterlagen verfügbar. Deren Angaben sollten zudem immer sorgfältig hinterfragt werden. Oftmals spiegeln Bestandszeichnungen nicht die Bauausführung wieder. Der Planungsprozess muss eine Interaktion von Tragwerksplaner, Baugrundgutachter, Materialgutachter und Vermesser darstellen. Nur im Zusammenspiel von erfahrenen Fachspezialisten unter Einbeziehung des Bauherrn ist eine sinnvolle und kostengünstige Ertüchtigung möglich.

Für die Erkundung des Baugrundes sollte je Gründungskörper der Brücke zunächst mindestens eine Bohrung durchgeführt werden. Hinter der Begrifflichkeit einer Bohrung verbirgt sich ein maschinen- bzw. LKW-gebundenes Bohrgerät mit einem Bohrdurchmesser von in der Regel ca. 100 bis 250 mm. Dieses Entnahmeverfahren garantiert Bodenproben in ausreichender Menge und Qualität. Die Erkundungstiefe ist praktisch unbegrenzt. In der Praxis stellt sich die Durchführung einer derartigen Bohrung aufgrund eingeschränkter Zugänglichkeit oftmals schwierig dar. Es sollte jedoch nicht darauf verzichtet werden. Auch finanzielle Erwägungen zum Verzicht einer Bohrung sollten im Hinblick auf die letztendlich im Raum stehenden Baukosten keine Rolle spielen. Bei in der Regel üblicherweise ca. 10 bis 15 m breiten Gründungskörpern sollte neben der Bohrung mindestens eine

Bild 2: Baugrunderkundung mittels Bohrung

Bild 3: Erkundung des Gründungsbereiches mit Kernbohrung

Kleinbohrung bzw. Bohrsondierung (früher auch als Rammkernsondierung bezeichnet) ausgeführt werden. Hierbei handelt es sich um Bohrungen mit einem Durchmesser von 30 bis 80 mm, welche mit einem tragbaren Handgerät und Rammenergie schlagend niedergebracht werden. Die Erkundungstiefe ist verfahrensbedingt auf ca. 10 m begrenzt. In Ergänzung zu den Bohrungen wird die Durchführung von Rammsondierungen zur Ermittlung der Lagerungsdichte empfohlen.

Zur Erkundung des Bauwerkes selbst sollten immer in erster Linie Kernbohrungen durchgeführt werden. Damit erhält man Kenntnis über

- → Baumaterial
- → inneres Gefüge
- → Bauteilgeometrie
- → Gründungsordinate
- → Boden im unmittelbaren Sohlbereich

Kernbohrungen zur Beurteilung der Bausubstanz werden üblicherweise mit einem Bohrdurchmesser von 100 bis 150 mm in der Regel im Nassbohrverfahren zur Ausführung gebracht. Weitere zerstörungsfreie Untersuchungsmethoden, wie Ultraschall oder Radar, stellen Ergänzungen dar und bedürfen immer einer Referenz und dem Abgleich mit Kernbohrungen. Sie können somit Kernbohrungen im Grundsatz nicht ersetzen.

Eine weitere ergänzende Untersuchungsmöglichkeit stellen Schürfe dar. Sie können mit Hand oder Bagger ausgeführt werden. Für die statische Nachrechnung sind auch die geometrischen Parameter von großer Bedeutung; zudem kann die Erkundung von möglicherweise vorhandenen Fundamentvorsprüngen relevant werden. Auch sind mit Schürfen eventuell eingebrachte Packlagen unter der Gründung zu lokalisieren. Weiterhin besteht bei Pfahlgründungen die Möglichkeit, genauere Erkenntnisse über den Aufbau und Zustand zu gewinnen.

Für die statische Nachrechnung gibt es im Straßenbau die „Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie)". Sie unterscheidet 4 Bewertungsstufen. Im Eisenbahnbau besteht als Äquivalent die Vorschrift Ril 805 „Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken" mit ebenfalls 4 Bewertungsstufen.

Insgesamt sollte hinsichtlich der statischen Nachrechnung auf die derzeit bestehende Diskrepanz zwischen den Möglichkeiten der mechanischen Modellierung und den verfügbaren Sicherheitsnachweisen in den Vorschriften, insbesondere bei Gewölbebrücken, hingewiesen werden. Hier besitzt der Spruch eines unbekannten Verfassers, dass Gewölbebrücken alles ertragen können, nur keine statische Berechnung, leider in einigen Fällen seine Gültigkeit. Die Praxis zeigt, dass bestehende Brücken bei guter handwerklicher Ausführung und entsprechendem Bauwerkszustand über beachtliche Tragreserven verfügen können und in den meisten Fällen den heutigen Sicherheitsansprüchen genügen.

Nachrechnung des Bauwerkes/Gründung

1. Geotechnische Nachweise (äußere Tragfähigkeit)

Grundsätzlich sind als Nachweis der äußeren Tragfähigkeit die geotechnische Nachweise der Grundbruchsicherheit, der Setzungen bzw. Differenzsetzungen und der Kippsicherheit zu führen. Die Grundbruchsicherheit,

welche ein seitliches Ausweichen des Untergrundes betrachtet, stellt in der Praxis an bestehenden Brücken und ihren in der Regel großen Abmessungen der Gründungskörper selten ein Problem dar. Ebenso ist die Verkippung der Gründung im Bestand kaum ein Thema. Bezüglich der Setzungen sind insbesondere die Setzungsdifferenzen oftmals von Interesse. Ist beispielsweise als Ertüchtigung eine Verbreiterung der Fundamente angedacht, weist der Baugrund eine unterschiedliche Vorbelastung auf. Hier sind dann unterschiedliche Setzungen im neuen Gründungsbereich die Folge. Dieser geotechnische Nachweis stellt jedoch heute mit den verfügbaren Mitteln der FEM-Berechnung kein renommiertes Baugrundbüro mehr vor Probleme.

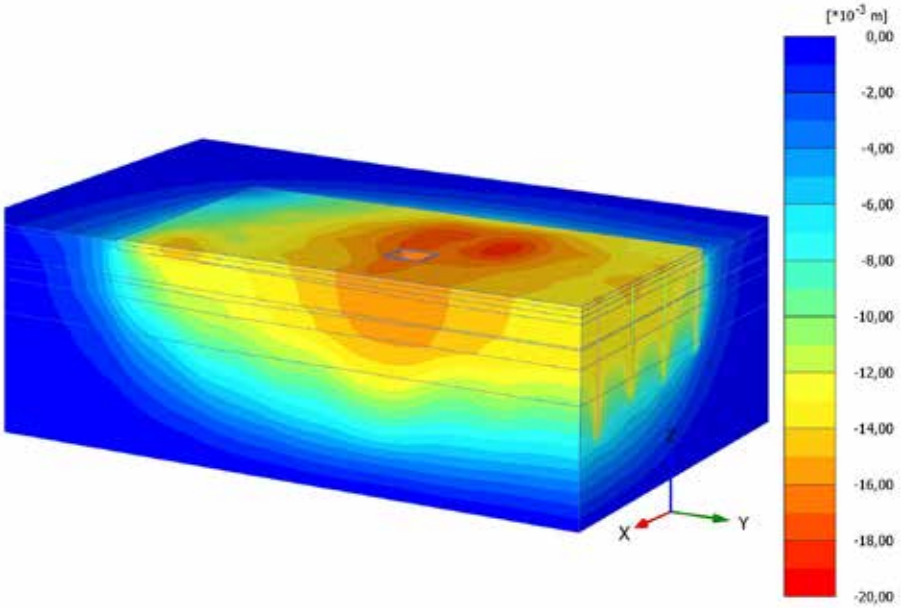


Bild 4: Beispiel des grafischen Ergebnisses einer 3-D-FEM-Berechnung

Ein weiteres Problem kann für den Tragwerksplaner bei der statischen Nachrechnung von vorhandenen Holzpfahlgründungen entstehen. Zumeist sind bei einer derartigen Gründung keine verlässlichen Angaben zum Bestand vorhanden. Selbst wenn Informationen zu Anzahl, Länge oder Durchmesser der gerammten Holzpfähle vorliegen, ist der eigentliche Zustand kaum oder gar nicht bekannt. Nachfolgendes Bild vom Bau der Berliner U-Bahn um 1900 zeigt recht deutlich, wie offensichtlich unregelmäßig im Raster und in der Höhe die Pfähle eingebracht wurden. Die Technologie und Ausführung musste sich in erster Linie an die Baugrundverhältnisse anpassen. Damit sollte die Nachrechnung von Pfahlgründungen von einem erfahrenen geotechnischen Sachverständigen und Fachplaner durchgeführt werden. Oftmals kann der Bestand mit entsprechenden Vergleichsberechnungen statisch zum Ansatz gebracht und damit erhalten werden.

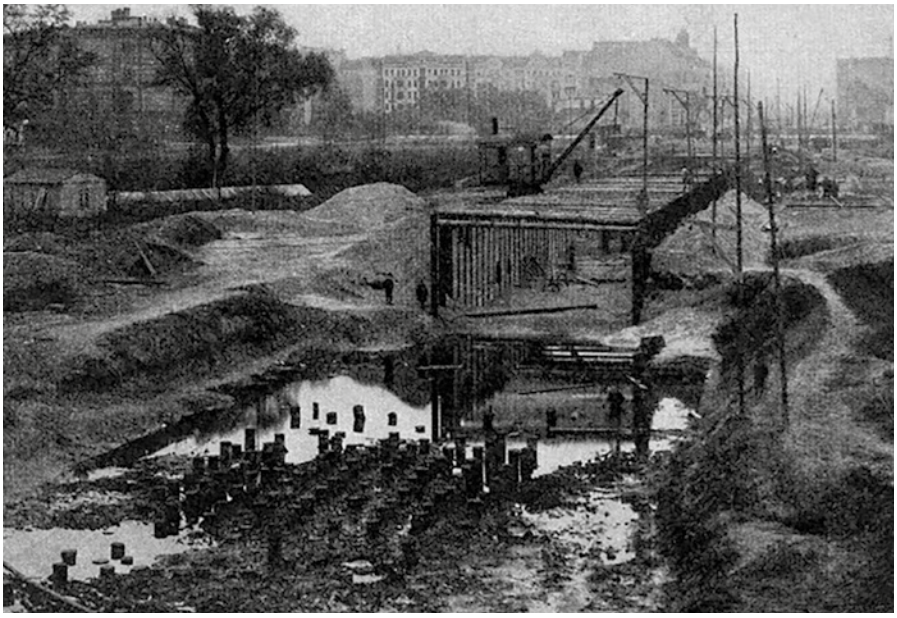


Bild 5: Herstellung Holzpfahlgründung beim Bau der Berliner U-Bahn um 1900 [www.u-bahn-archiv.de]

2. Baumaterial der Konstruktion (Nachweise der inneren Tragfähigkeit)

Neben den Nachweisen der äußeren Tragfähigkeit sind die Nachweise der inneren Tragfähigkeit zu führen. Damit wird das Bau-material der Konstruktion bzw. die Bauteilfestigkeit bewertet. Neben der DIN EN 1996-1-1/NA (EC 6) sind für Brücken im Eisenbahnbau die Ril 805 und im Straßenbau die Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie) von Relevanz. Allen Vorschriften liegen für Mauerwerk verschiedene Modelle zur letztendlichen Ermittlung der zentrischen Druckspannung zugrunde. In diese verschiedenen Modelle gehen in unterschiedlicher Weise elastische und plastische Materialeigenschaften von Stein und Mörtel ein. Dementsprechend ist keine pauschale Festlegung eines geeigneten Berechnungsmodells möglich. Somit muss ein erfahrener Materialgutachter in Interaktion mit dem Tragwerksplaner den jeweiligen Einzelfall bewerten. Nachfolgendes Diagramm zeigt eindrucksvoll den Vergleich von Versuchsergebnissen und verschiedenen Bruchmodellen an drei Mauerwerksarten aus Naturstein.

Möglichkeiten der Ertüchtigung

Als grundsätzliche Möglichkeiten zur Ertüchtigung des Baugrundes für die Gewährleistung der äußeren Standsicherheit sind zu nennen:

- → Verbreiterung der Gründung
- → Vertiefung der Gründung
- → Bodenverbesserung des Untergrundes

Diese Möglichkeiten können auch in Kombination zur Anwendung kommen. Die Verbreiterung des Fundamentes bewirkt eine

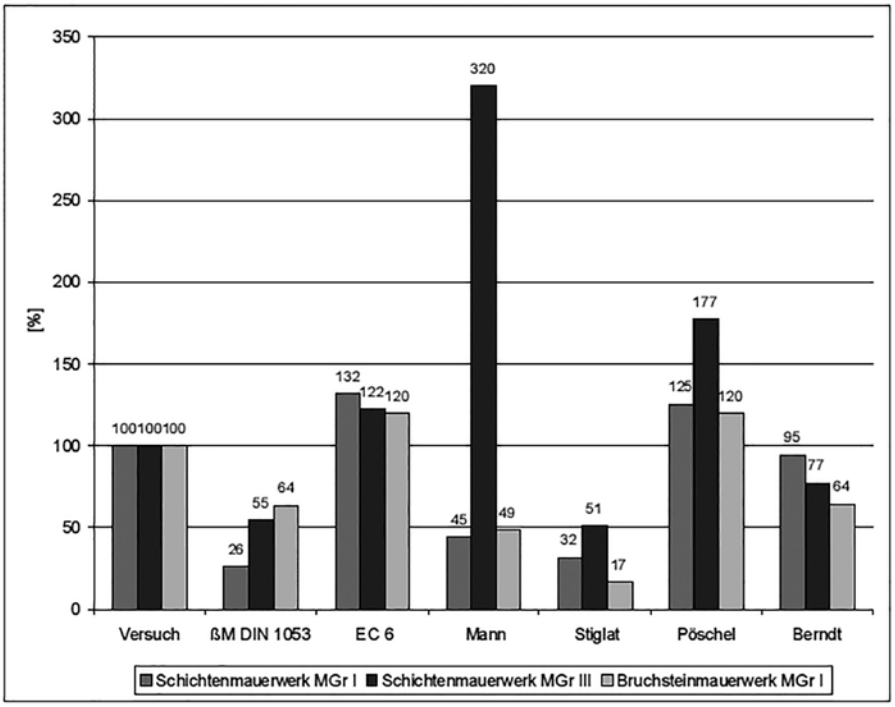


Bild 6: Bezogene Versagensspannungen aus Versuch und Berechnung [Dissertation U. Huster, Uni Kassel]

Bild 7: Flusspfeiler der Eisenbahnbrücke über die Weiße Elster

Verringerung der Lasteinwirkung aufgrund der Verteilung auf eine größere Fläche. Mit der größeren Fundamentfläche steigt die Grundbruchsicherheit und die geringere Lasteinwirkung hat eine Reduzierung der Setzungen zur Folge. Eine Vertiefung der Gründungsordinate ist zunächst in der Regel aufgrund des Austausches von leichterem Bodenmaterial mit schwererem Konstruktionsbeton mit einer Erhöhung der Lasteinwirkung verbunden. Da in vielen Fällen jedoch die Steifigkeit des Baugrundes mit der Tiefe zunimmt, kommt es mit einer Vertiefung der Gründung auch zu einer Verringerung der Setzungen.

Als Technologie für eine Gründungsertüchtigung kommen in erster Linie Unterfangungen, Injektions- und Düsenstrahlverfahren sowie Pfähle zur Anwendung. Unterfangungen können als eine Variante konventionell aus Beton bzw. Stahlbeton gefertigt werden. Des Weiteren lassen sich Unterfangungen mit Hilfe von Injektions- und Düsenstrahlverfahren herstellen. Als weitere Technologie für eine Gründungsertüchtigung kommen Pfähle in Frage. Hier gibt es ebenfalls ein breites Spektrum. Bevorzugt werden in der Praxis Verpresspfähle und Mikropfähle verwendet.

Für die Gewährleistung der inneren Standsicherheit der Gründung bieten sich im Grundsatz folgende Ertüchtigungsmaßnahmen an:

- → Nachverpressung Mauerwerk/Beton
- → Rissverpressung
- → Vernadelungen
- → Verankerungen
- → Betonschale Widerlager/Pfeiler

Mit einer Nachverpressung, dem Einbringen einer Bindemittelsuspion unter entsprechendem Druck, kann im Allgemeinen eine Erhöhung der Gebrauchsfähigkeit und Dauerhaftigkeit von Bauteilen aus Mauerwerk oder Beton erreicht werden. Unter gewissen Voraussetzungen ist auch für lokale Bauwerksbereiche eine entsprechende Tragfähigkeitserhöhung möglich. Grundsätzlich gilt für eine Nachverpressung, dass zu festes Suspensionsmaterial zur Änderung von Kraftverläufen und damit zu schädlichen Spannungen im Bauteil führen kann. Die Rezeptur des Materials sollte sich an den bestehenden Mörtel anlehnen. Festigkeit sowie möglichst Art und ein Anteil des Bindemittels sollten eine entsprechende Ähnlichkeit besitzen. Weitere Kriterien zur Wahl des Suspensionsmaterials

stellen Abbindeprozess, Verarbeitbarkeit und Absetzverhalten dar. Damit wird in der Praxis vorwiegend der Verwendung von Feinstsuspensionen aus Zement oder Kalk-Zement der Vorrang gegeben. Zur Vermeidung von eventuellen Treiberscheinungen sind ferner bevorzugt Trass bzw. Anteile an Trass Bestandteil der Suspension. Trass besteht aus gemahlenem vulkanischem Tuff und ist ein natürliches Puzzolan. Er zeichnet sich durch eine hohe Geschmeidigkeit und damit gute Verarbeitbarkeit aus. Des Weiteren neigt Trass mit seinem entsprechenden Vermögen zur Bindung von Kalk zu wesentlich weniger Ausblühungen als reine Zemente. Ferner sollte das Bindemittel der Suspension grundsätzlich hochsulfatbeständig sein.

Praxisbeispiel: Eisenbahnbrücke über die Weiße Elster in Plauen-Chrieschwitz

Bei dieser zweifeldrigen Bahnbrücke wurde eine Ertüchtigung des aus dem Jahr 1915 stammenden Flusspfeilers aus Natursteinmauerwerk erforderlich. Der Pfeiler besteht in der Ansicht aus einer Schale aus regelmäßigem Schichtenmauerwerk. Die Füllung wurde aus einem Bruchsteinmauerwerk hergestellt. Zur Gewährleistung der Standsicherheit und Verhinderung einer zusätzlichen Auskolkung wurde im Rahmen der Sanierung eine Umwehrung des Fundamentes mittels überschnittener Mikropfahlwand hergestellt. Diese unbewehrten Pfähle besaßen einen Durchmesser von 30 cm und eine Länge von 2,20 m. Sie durchteuften die vorhandenen Flusssedimente und banden in den darunter anstehenden Festgesteinshorizont ein.

Des Weiteren wurde die Gründungssohle mit einer vorhandenen Packlage zur Herstellung eines definierten Gründungskörpers nachverpresst. Im Zuge dieser Arbeiten erfolgte auch eine Nachverpressung im Mauerwerk. Ferner wurde zur Verbesserung der Mauerwerksfestigkeit in einem entsprechenden Raster eine horizontale Vernadelung aus nichtrostendem Betonrippenstahl mit d = 8 mm eingebracht.

Resümee

Die Praxis zeigt in den allermeisten Fällen, dass eine Ertüchtigung (einer Gründung) die kostengünstigere Variante gegenüber einem Ersatzneubau darstellt. Die Voraussetzungen dazu werden u.a. mit einer ausreichenden Untersuchung des Baugrundes und Bestandes, einer realistischen Einschätzung der Bausubstanz und dem Einsatz eines erfahrenen Tragwerksplaners geschaffen. Dabei ist das augenscheinliche Erscheinungsbild oft schlechter als die tatsächliche Bausubstanz bzw. Tragfähigkeit. Die Bewertung des Baugrundes und der Bausubstanz verlangt neben umfangreicher Erfahrung des Gutachters in Interaktion mit dem Tragwerkplaner ein entsprechendes Mindestmaß an Erkundungsumfang und Laborprüfungen. Auch sollte für die eigentlichen Ertüchtigungsarbeiten eine fachtechnische Bauüberwachung eingesetzt werden.

Bild 8: Herstellung der Mikrobohrpfahlwand

Literatur

DIN EN 1996-1-1/NA: 2012-05: Eurocode 6: Mauerwerksbauten

Ril 804, Eisenbahnbrücken (und sonstige Ingenieurbauwerke) planen, bauen und instandhalten, 11/2018

Ril 805, Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken, 11/2010

UIC-Kodex 778-3 (07/1995 und 04/2011), Empfehlungen für die Bewertung des Tragvermögens bestehender Gewölbebrücken aus Mauerwerk und Beton, Internationaler Eisenbahnverband, 1. Auflage, 1995 und 2. Auflage, 2011

Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), Ausgabe 05/2011

Dirk Proske, Peter Lieberwirth und Pieter van Gelder: Sicherheitsbeurteilung historischer Bogenbrücken, Sonderdruck zum 16. Dresdner Brückenbausymposium, Dirk Proske Verlag, Dresden 2006

Frank Purtak, Karsten Geißler, Peter Lieberwirth: Bewertung bestehender Natursteinbrücken, Bautechnik 84 (2007), Heft 8, Ernst & Sohn Verlag, Berlin

Karsten Geißler: Handbuch Brückenbau – Entwurf, Konstruktion, Berechnung, Bewertung und Ertüchtigung, Ernst & Sohn Verlag, Berlin 2014

Ulrich Huster: Tragverhalten von einschaligem Natursteinmauerwerk unter zentrischer Druckbeanspruchung, Dissertation, Uni GH Kassel, 2000

Dipl.-Ing. Sven Unger
Projektleiter

BAUGRUND DRESDEN
Ingenieurgesellschaft mbH

www.baugrund-dresden.de
unger@baugrund-dresden.de

Hohe Praxisrelevanz und nachvollziehbare Rechenbeispiele

NEUAUFLAGEN

Dörken · Dehne · Kliesch
Grundbau in Beispielen Teil 1
nach Eurocode 7
Gesteine, Böden, Bodenuntersuchungen, Grundbau im Erd- und Straßenbau, Erddruck, Wasser im Boden

7., aktualisierte Auflage, 2020, 500 Seiten, 17,0 x 24,0 cm, Buch (Softcover), 39,00 €
ISBN 978-3-8462-1136-6

Dörken · Dehne · Kliesch
Grundbau in Beispielen Teil 2
nach Eurocode 7
Kippen, Gleiten, Grundbruch, Setzungen, Flächengründungen, Stützkonstruktionen, Rissanalysen an Gebäuden

7., aktualisierte Auflage, 2020, 438 Seiten, 17,0 x 24,0 cm, Buch (Softcover), 39,00 €
ISBN 978-3-8462-1137-3

Dörken · Dehne · Kliesch
Grundbau in Beispielen Teil 3
nach Eurocode 7
Baugruben und Gräben, Spundwände und Verankerungen, Böschungs- und Geländebruch

5., aktualisierte Auflage, 2020, 550 Seiten, 17,0 x 24,0 cm, Buch (Softcover), 39,00 €
ISBN 978-3-8462-1138-0

Mehr Infos und versandkostenfrei (deutschlandweit) bestellen: ***shop.reguvis.de***

Bestell-Hotline: 02 21/9 76 68-306
E-Mail: bau-immobilien@reguvis.de
Fax: 02 21/9 76 68-236 | **www.reguvis.de**
In jeder **Fachbuchhandlung**

Reguvis
Fachmedien GmbH
Amsterdamer Str. 192
50735 Köln

Reguvis

Mauerwerksbau

KI

© AndreaS – shotshop.com

Heinrich Wigger, Heiko Twelmeier

Erhaltung und Instandsetzung von Mauerwerk

Konstruktion und Tragfähigkeit

1 Zielsetzung, Geltungsbereich, Begriffsbestimmung und Vorgehensweise
2 Ermittlung des Istzustands
3 Bewertung des Istzustands
4 Konzeptentwicklung und Ableitung des Handlungsbedarfs
5 Rechnerischer Nachweis und Ausführungsplanung
6 Maßnahmen und Instandhaltungs-/ Instandsetzungsverfahren
7 Bauunterhaltung und Wartung

Die Wissenschaftlich-Technische Arbeitsgemeinschaft für Bauwerkserhaltung und Denkmalpflege e.V. (WTA) ist ein internationaler Verein, der sowohl aus ordentlichen als auch aus fördernden Mitgliedern besteht und Wissenschaftler, Sachverständige, Architekten, Ingenieure, Denkmalpfleger sowie Institutionen und Unternehmen aus dem Gebiet der Bauwerkserhaltung und Denkmalpflege vereint.

Die Arbeitsgebiete der WTA e.V. untergliedern sich in zehn Fachreferate. In den Referaten werden von in Arbeitsgruppen ehrenamtlich tätigen Vereinsmitgliedern sowie fachlich Interessierten aus der Praxis Merkblätter erarbeitet, die über die Geschäftsstelle der WTA e.V. vertrieben werden.

1 Zielsetzung, Geltungsbereich, Begriffsbestimmung und Vorgehensweise

1.1 Zielsetzung

Jede Erhaltungsmaßnahme an Mauerwerk erfordert ein auf den Einzelfall abgestimmtes Vorgehen. Das gilt sowohl für die Auswahl und Planung von technischen Lösungen als auch für die Umsetzung der an das Erhaltungskonzept gestellten denkmalpflegerischen Anforderungen. Der Erfolg jeder Erhaltungsmaßnahme wird bereits von der Beurteilung des Istzustandes und der Konzeptentwicklung wesentlich beeinflusst.

Für die Erhaltung von Mauerwerk existieren derzeit keine nationalen technischen Regelwerke. Ziel dieses Merkblatts ist es, den Entscheidungsträgern aus dem Bereich der Bauwerkserhaltung eine Hilfestellung für die

- → Ermittlung des Istzustands bestehenden Mauerwerks,
- → Bewertung des Istzustands bestehenden Mauerwerks,
- → Entwicklung von Erhaltungskonzepten und
- → Ausführungsplanung

unter Anwendung moderner Abrechnungsverfahren zu geben.

Der Bewertung des Istzustandes kommt dabei eine besondere Bedeutung zu, da sie Grundlage für Aussagen zur Dauerhaftigkeit, Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit des betrachteten Mauerwerks ist.

1.2 Geltungsbereiche

Das Merkblatt 7.3 der WTA e. V. ersetzt das WTA-Merkblatt 4-3-98. Es befasst sich mit der Planung, der Erhaltung sowie der Wiederherstellung de

- → Tragfähigkeit,
- → Gebrauchstauglichkeit und
- → Dauerhaftigkeit

von Mauerwerk. Der Schwerpunkt liegt dabei auf der Konstruktion und der Tragfähigkeit. Bei der Beurteilung der Tragfähigkeit liegt der Fokus auf dem möglichen Einsatz von Tragmodellen.

Die Beurteilung von Mauerwerk bedarf in den Voruntersuchungen und der Einschätzung der Dauerhaftigkeit der Mauerwerksdiagnostik. Diese wird nur am Rande behandelt. Hier wird auf [WTA-4-5] verwiesen. Mit Gipsmörtel im Mauerwerksbau beschäftigt sich [WTA-2-11].

Mögliche Instandsetzungsverfahren werden nur kurz beschrieben. Bei Bedarf sind ergänzend [N 9], [WTA-4-6], [WTA-4-7], [WTA-3-8], [WTA-3-11], [WTA-3-12] und [WTA-5-20] hinzuzuziehen.

1.3 Begriffsbestimmung

Folgende Begriffe werden in der Literatur unterschiedlich beschrieben. In diesem Merkblatt gelten in Anlehnung an DIN 31051 [N 5], DIN 1055-100 [N 2], SIA 269 [N 11] und SIA 469 [N 12] folgende Definitionen:

Istzustand
Zu einem gegebenen Zeitpunkt bestehender tatsächlicher Zustand.

Sollzustand
Zustand, in dem sich ein Bauwerk oder Bauteil zu einer bestimmten Zeit befinden soll.

Tragfähigkeit
Fähigkeit eines Bauwerks und seiner tragenden Bauteile, allen auftretenden Einwirkungen zu widerstehen, denen es während der Errichtungs- und Nutzungsdauer planmäßig standhalten soll.

Gebrauchstauglichkeit
Fähigkeit eines Bauwerks und seiner Bauteile, die uneingeschränkte Nutzung für den vorgesehenen Zweck zu gewährleisten.

Dauerhaftigkeit
Fähigkeit eines Bauwerks und seiner Bauteile, Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit während der gesamten Nutzungsdauer sicherzustellen.

Erhaltung
Gesamtheit aller Tätigkeiten und Maßnahmen zur Sicherstellung des Bestandes sowie der materiellen und kulturellen Werte eines Bauwerks.

Instandhaltung
Erhaltung des Sollzustands (Gebrauchstauglichkeit) durch einfache und regelmäßige Maßnahmen und dadurch Vorbeugung von Verschlechterungen (Erhöhung der Lebensdauer).

Instandsetzung
Wiederherstellung eines ehemaligen Istzustands (Tragfähigkeit, Dauerhaftigkeit) für eine festgelegte Dauer ohne Erhöhung des Bauteilwiderstands.

Ertüchtigung
Erhöhung des Bauteilwiderstands durch statisch wirksame Maßnahmen.

Restaurierung
Instandsetzen eines Bauwerks von bedeutendem kulturellen Wert unter Bewahrung der vorhandenen Bausubstanz.

Rekonstruktion
Nachbilden von früheren, nicht mehr vorhandenen Teilen eines Bauwerks.

Ausfall
Verlust der Fähigkeit eines Bauwerks oder eines Bauteils, die Tragfähigkeit oder Gebrauchstauglichkeit sicherzustellen.

Inspektion
Feststellen und Bewerten des Istzustands durch gezielte, i.d.R. visuelle und einfache Untersuchungen.

Überwachung
Feststellen und Bewerten des Istzustands mit Empfehlungen für das weitere Vorgehen.

Monitoring
Messtechnisches Überwachen von ausgewählten Kenngrößen.

Bauunterhalt
Inspektion und Durchführung kleinerer Reparaturen (gleichzeitig/anschließend).

1.4 Vorgehensweise

In Bild 1 ist die Vorgehensweise für die Erhaltung von Mauerwerk schematisch dargestellt.

In dieser Darstellung finden sich Verweise zu den unterschiedlichen Abschnitten des Merkblatts 7.3 der WTA e. V. wieder.

2 Ermittlung des Istzustands

2.1 Bestandsaufnahme und Voruntersuchung

2.1.1 Allgemeines

Im WTA-Merkblatt 4-5 „Beurteilung von Mauerwerk – Mauerwerksdiagnostik" [WTA-4-5] wird die Bestands- und Schadensaufnahme detailliert beschrieben. In diesem Abschnitt erfolgt deshalb nur ein kurzer Überblick mit den für das vorliegende Merkblatt relevanten Aspekten.

2.1.2 Geometrie

Für die Beurteilung der Tragfähigkeit der Konstruktion ist die Geometrie mit allen Unregelmäßigkeiten (verformungsgetreues Aufmaß) in vertikalen und horizontalen Schnitten, in Handzeichnungen oder technischen Zeichnungen zu erfassen. Je nach erforderlicher Genauigkeit sollte die Aufnahme als Handaufmaß oder digital (z. B. Photogrammetrie oder Laserscan) erfolgen.

2.1.3 Konstruktion

Die baukonstruktive Bestandsaufnahme von Bauabschnitten, nachträglichen An- und Einbauten, zugemauerten Öffnungen usw. beschreibt die Konstruktion und kann durch visuelle Untersuchungen und die Sichtung von Bauakten/Archiven zusammengestellt werden. Von besonderem Interesse sind Mauerwerksverband und -abmessungen sowie die Stein- und Fugengeometrie in der Ansicht und in der Tiefe. Zur näheren Beschreibung können zerstörungsfreie Untersuchungen (z. B. Ultraschall, Radar), zerstörungsarme (z. B. Endoskopie) oder zerstörende Untersuchungen (z. B. an Bohrkernen) eingesetzt werden [N 15].

2.1.4 Material

Die durchzuführenden Untersuchungen sind mit dem Fachplaner abzustimmen. Dabei ist darauf zu achten, dass nur solche Untersuchungen durchgeführt werden, die für das Objekt und die Aufgabenstellung relevant sind.

Zur Beschreibung und Untersuchung der verbauten Steine sollten für Naturstein DIN EN 771-6 [N 9] und für Ziegel EN 771-1 [N 8] oder DIN 105-100 [N 1] herangezogen werden.

Der Mörtel sollte über die qualitative Beschreibung des Bindemittels beurteilt werden. Wichtig ist der Nachweis, ob es sich um Kalkmörtel, gipshaltige Kalkmörtel oder Gipsmörtel [WTA-2-11] handelt. Die weitere Beschreibung des Mörtels kann in Anlehnung an [WTA-2-7] erfolgen.

2.1.5 Zustand

Die Schäden an den Steinen und Mörteln sollten über eine Schadenskartierung anlehnend an VDI 3798, Blatt 3 [N 15] aufgenommen

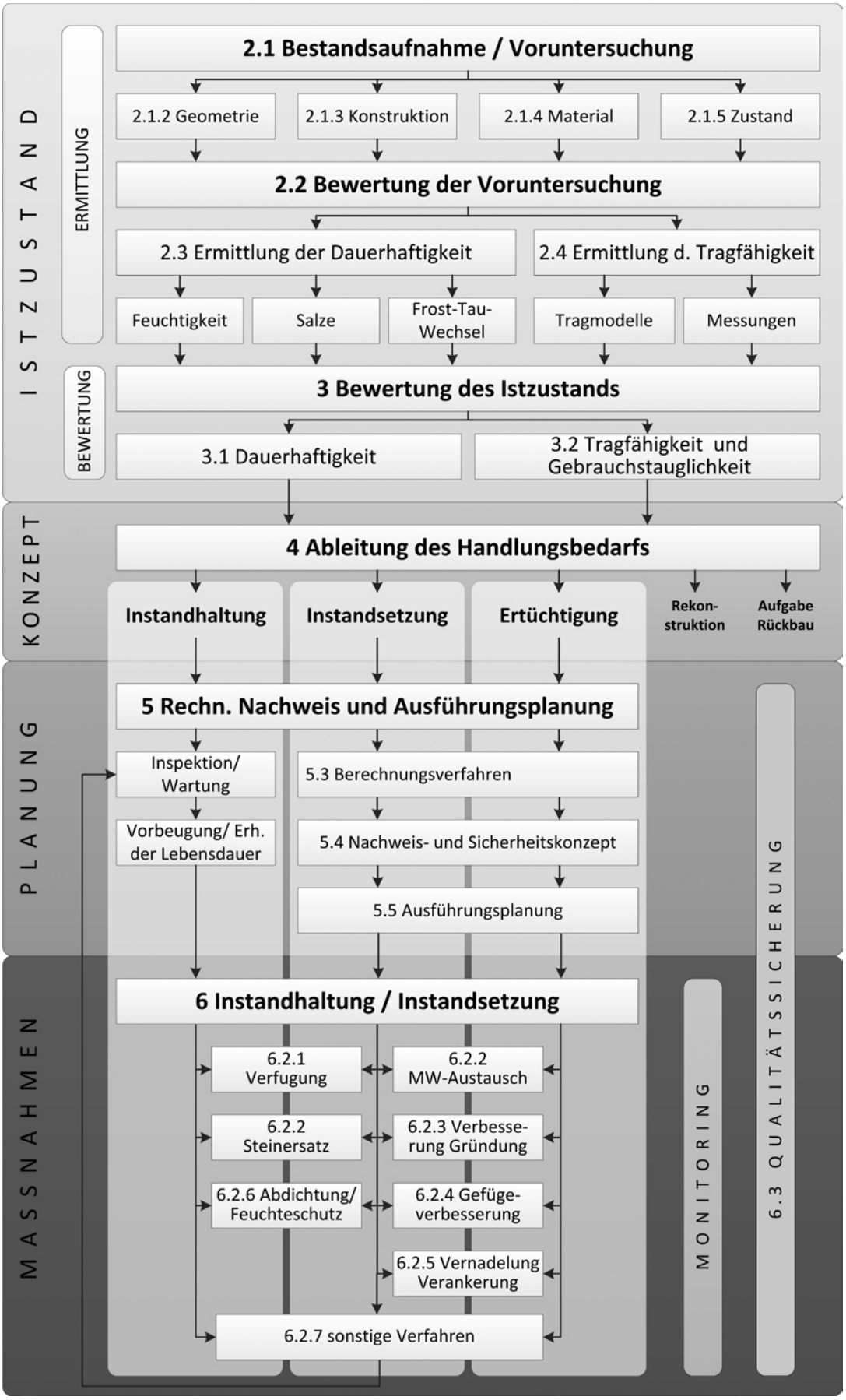


Bild 1: Ablaufschema für die Erhaltung von Mauerwerk

werden. Gefügeschädigungen, wie z. B. Risse oder Ausbauchungen, sind in der Ansicht und über die Tiefe zu dokumentieren. Feuchteschäden, ggf. auch hygroskopische Feuchteflecken, sollten vermerkt werden. Schädigungen durch Gründung sind anzugeben. Ggf. können über Langzeitmessungen Schiefstellungen, Klaffungen oder Risse beobachtet werden (geometrisches Monitoring).

2.2 Bewertung der Voruntersuchungsergebnisse

Eine breit angelegte Voruntersuchung bildet die Grundlage für die objektbezogene Wertung der Befunde. Grundsätzlich müssen alle Aspekte in die Bewertung einbezogen werden. Der Befund eines festen Zementmörtels als Fugenmörtel beispielweise wirkt sich positiv auf die Tragfähigkeit des Mauerwerks aus, kann aber das Austrocknungsverhalten und die Dauerhaftigkeit negativ beeinflussen. Die Benennung der Befunde muss zunächst wertneutral erfolgen.

Da sich die aufgedeckten Schäden und Mängel unmittelbar auf die Tragfähigkeit, die Gebrauchstauglichkeit und die Dauerhaftigkeit auswirken können, wird das derzeitige Tragniveau einerseits mit dem ursprünglichen Tragniveau verglichen und andererseits den Anforderungen nach den heutigen Regeln der Technik gegenübergestellt. Meist wird sich ein Defizit zum Tragniveau gegenüber dem Urzustand und ein „größeres" Defizit gegenüber den allgemein anerkannten Regeln der Technik ergeben.

Der Sollzustand muss mit allen Beteiligten definiert und als Planungsziel festgelegt werden. Da das Planungsziel aber häufig nicht dem Standard eines Neubaus entsprechen wird, sollte die Initiative für Abweichungen aus haftungsrechtlichen Gründen immer vom Bauherrn ausgehen. Aus dem Denkmalrecht ergeben sich regelmäßig Forderungen nach einer Abweichung. Die Bandbreite reicht von „in Würde altern lassen (Ruine)" bis zur Rekonstruktion in altem Aussehen, aber mit neuzeitlicher Funktionalität, vgl. Kapitel 4.

Die Bewertung erfolgt grundsätzlich in einer Abwägung von privatrechtlichen Verpflichtungen und von öffentlich-rechtlichen Belangen (Gebrauchswert, Standsicherheit, Verkehrssicherheit, Denkmalwert).

So kann die Bewertung eines Befundes von Objekt zu Objekt, aber auch bei verschiedenen Bauteilen innerhalb eines Objektes, unterschiedlich ausfallen. Risse können möglicherweise, ein bevorstehendes Versagen ankündigen. Vielfach zeigen Risse aber lediglich an, dass ein außermittiger Lastabtrag im Bauteil vorliegt oder dass Lastumlagerungen stattgefunden haben und sich ein neuer Gleichgewichtszustand eingestellt hat. Auch bei der Bewertung der Risse hinsichtlich ihrer Auswirkung auf die Standsicherheit ist zu beachten, dass die Steifigkeit des ursprünglichen Tragwerks durch die Rissbildung vermindert ist [10]. Es ist zu unterscheiden, ob die Risse in ihren Rissbreiten und Risslängen progressiv zunehmen oder nur periodisch, z. B. infolge hygrothermischer Einflüsse, Schnee oder Wind, schwanken. Außerdem ist abzuwägen, welches Sicherheitsniveau für das Bauteil erreicht werden muss. Wenn der Rechtsgrundsatz des Bestandsschutzes in Anspruch genommen werden kann, kann als Sollzustand auch der Bestand zum Zeitpunkt der Errichtung des Bauwerkes vereinbart werden.

2.3 Ermittlung der Dauerhaftigkeit

2.3.1 Zielsetzung

Die Dauerhaftigkeit des Mauerwerks hängt nicht nur von der Witterungsbeständigkeit von Stein und Mörtel, sondern insbesondere auch vom Stein-Mörtel-Verbund ab. Treten Risse zwischen Stein und Mörtel auf, dringt verstärkt Wasser in das Mauerwerk ein, wodurch die Verwitterung des Mauerwerks infolge von Gefügeveränderung und Gefügezerstörung (vgl. Abschnitt 2.3.3) stark beschleunigt wird. Für die Ermittlung der Dauerhaftigkeit sind also nicht nur die Materialeigenschaften selbst, sondern zusätzlich die des Mauerwerks insgesamt zu überprüfen.

Zur Bewertung der Dauerhaftigkeit müssen den ermittelten Bauteilwiderständen die objektspezifischen Einwirkungen gegenübergestellt werden (vgl. Abschnitt 3.1).

2.3.2 Vorgehensweise

Die Dauerhaftigkeit lässt sich nicht nur durch die Ermittlung eines Materialkennwertes charakterisieren. Deshalb sollten ergänzend zu den Voruntersuchungen die Wasseraufnahme des Mauerwerks, der Salzgehalt, die Salzart sowie der Sättigungswert und die Druckfestigkeit von Mörtel und Stein bestimmt werden. Je nach Befund und Einwirkungen muss gemeinsam mit den Fachplanern überlegt werden, ob weitere Untersuchungen (Frost-Tauwechsel-Verhalten an Verbundkörpern, E-Modul, hygrische und thermische Dehnung an Mörtel und Stein, Haftzugfestigkeit zwischen Mörtel und Stein, etc.) durchgeführt werden sollten.

2.3.3 Einflussfaktoren

Aufgrund der Verwendung mineralischer Baustoffe ist Mauerwerk kapillar aktiv. Der Transport von Wasser und mit diesem auch gelösten Salzen kann zu Auslaugungen (Bindemittelverlust von Stein und Mörtel) im Inneren und Äußeren sowie zu Anreicherungen der gelösten Stoffe an der Oberfläche führen. Der Zyklus von Lösung und Kristallisation entfestigt die Materialien.

An Mörtel oder Stein ermittelte Baustoffeigenschaften und Belastungen können zwar hilfreich sein, für die Reaktion des gesamten Systems sind sie aber nur bedingt aussagekräftig.

Die Bewertung der Salzbelastung kann nach [WTA-4-5] erfolgen. Dabei ist auf regional bedingte Unterschiede zu achten. Die Ermittlung der Kationen lässt zusätzlich Rückschlüsse auf die Herkunft der Salze zu.

Durch Frost-Tauwechsel unterliegt Wasser einer ständigen Volumenveränderung, durch die sich auch das Volumen von durchfeuchteten mineralischen Baustoffen ändert. Für die Prognose der Dauerhaftigkeit muss deshalb nicht nur das hygrische Zusammenwirken von Stein und Mörtel beachtet werden, sondern auch die Reaktion des Gefüges und der Gesamtstruktur.

2.4 Ermittlung der Tragfähigkeit

2.4.1 Zielsetzung

Ziel ist die Ermittlung der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit im Istzustand. Die Bewertung ist Grundlage für die Entscheidung über einen erforderlichen Instandsetzungsbedarf. Dabei sollen insbesondere der vorhandene Schädigungsgrad sowie die statisch relevanten Schadensursachen ermittelt werden.

2.4.2 Vorgehensweise

Durch die Auswertung und Bewertung der Bestandsaufnahme ist ein Tragsystem zu entwickeln. Dabei sind die vorhandenen Schädigungen und Rissbildungen mit einzubeziehen. Mittels rechnerischer Analysen

sind der vorhandene Lastabtrag, die dafür relevanten Tragglieder und deren Auslastung zu ermitteln.

Eine Variation der Materialeigenschaften ermöglicht Aussagen über die für die Tragfähigkeit relevanten Materialparameter (Sensitivitätsanalyse). Daraus können sich unter Umständen weitere konkrete Forderungen an Art und Umfang vertiefender Materialprüfungen ergeben.

2.4.3 Möglichkeiten von Tragmodellen

Ingenieurmodellen auf Basis der Elastizitätstheorie liegt eine bauteilbezogene Betrachtungsweise zugrunde (z. B. Zerlegung der Konstruktion in Balken und Stützen). Sie ermöglichen eine effiziente Bewertung der Spannungen einfacher, statisch bestimmter oder statisch wenig unbestimmten Tragstrukturen. Die Spannungsermittlung erfolgt weitgehend verformungsunabhängig. Die Interaktion verschiedener Bauwerksbereiche untereinander kann mit diesen Ingenieurmodellen nur sehr eingeschränkt bewertet werden.

Ingenieurmodelle auf Basis der Plastizitätstheorie gehen von möglichen Grenzzuständen der Tragfähigkeit und von dem Vorhandensein möglicher Versagensmechanismen aus. Insbesondere Modelle, die auf dem Statischen Satz (unterer Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie) beruhen, sind geeignet, die Grenztragfähigkeit von Mauerwerksstrukturen abzuschätzen. Ausgehend von vorhandenen oder möglichen Rissbildungen, die zu statisch bestimmten Tragstrukturen führen, können die Beanspruchungen des Mauerwerks über die Gleichgewichtsbedingungen ermittelt werden. Der Einsatz anschaulicher graphischer Verfahren ist hierbei effizient möglich.

Numerische Berechnungsmodelle (z. B. Finite-Elemente-Methode) ermöglichen eine komplexe, bauteilübergreifende Analyse der Tragstruktur am Gesamtsystem oder an Systemausschnitten.

Linear-elastische numerische Berechnungsmodelle sollten auf feste Mauerwerksgefüge, deren Spannungsauslastung weitgehend unterhalb der Festigkeitsgrenzen verbleibt, beschränkt sein. Es ist insbesondere zu beachten, dass die Mitwirkung des Mauerwerks im Zugbereich nicht überschätzt wird. Mit Hilfe elastischer Berechnungen können Strukturbereiche mit Spannungsüberschreitungen kenntlich gemacht werden, die zur Erstrissbildung führen. Linear-elastische Berechnungen können keine Lastumlagerungen berücksichtigen, die durch den Steifigkeitsverlust infolge von Rissbildung verursacht werden, und daher nur für Berechnungen des Gebrauchszustands herangezogen werden. Traglasten können mit ihnen nicht ermittelt werden.

Nichtlineare numerische Berechnungsmodelle erlauben eine wirklichkeitsnahe Simulation des Tragwerks unter Einbeziehung von Lastumlagerungen infolge beanspruchungsabhängiger Rissbildungen und Verformungen des Mauerwerks. Damit ist es möglich, die Tragfähigkeit, Stabilität und Gebrauchstauglichkeit komplexer Mauerwerksstrukturen am Gesamtsystem oder an Systemausschnitten zu bewerten. Für die Qualität nichtlinearer Berechnungen ist die Verwendung eines geeigneten Materialmodells, welches die einzelnen Versagensmechanismen und das nichtlineare Verformungsverhalten des Mauerwerksverbands wirklichkeitsnah beschreiben kann, besonders wichtig. Dabei ist insbesondere zwischen regellosen und regelmäßigen Mauerwerkverbänden zu unterscheiden. Bei nichtlinearen Berechnungen gilt das Superpositionsprinzip nicht.

2.4.4 Einbeziehung von in-situ Belastungsversuchen

Belastungsversuche in-situ können zur Bewertung des vorhandenen Auslastungsniveaus einer Mauerwerkskonstruktion hinzugezogen werden [N 14]. Voraussetzung für das Gelingen ist eine schädigungsfreie Durchführung, die weder die Tragsicherheit, noch die Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit des Objektes beeinträchtigt.

Durch den Abgleich gemessener und simulierter Ergebnisse mit Hilfe der Methoden der System- und Parameteridentifikation können numerische Berechnungsmodelle kalibriert und damit die Qualität der Tragfähigkeits- bzw. Gebrauchstauglichkeitsbewertung verbessert werden.

3 Bewertung des Istzustands

3.1 Dauerhaftigkeit

Mit der Beurteilung der Dauerhaftigkeit soll eine Aussage getroffen werden, ob das Mauerwerk für die vorgesehene Nutzungsdauer gegenüber allen Einwirkungen ausreichend beständig ist. Dabei sind nicht nur die Faktoren zu berücksichtigen, die zu einer üblichen Alterung führen (normale Bewitterung), sondern auch diejenigen, die zu einer frühzeitigen und im Umfang außergewöhnlichen Bauteilintegrität führen können (wirksame oder bereits abgestellte besondere Einwirkungen und schädigende bauliche Umgebungsbedingungen). Beispiele hierfür sind die geogene Belastung des Steines oder des Zuschlages im Material und im Gefüge des Mauerwerks selbst, Einwirkungen aus Schwingungen oder Frosthebung und -senkung sowie erhöhte Feuchte durch fehlerhafte Mauerabschlüsse, fehlende Dichtebenen oder ungünstige Bodenverhältnisse.

Mit Kenntnis charakteristischer Baustoffkennwerte und einer gründlichen visuellen Einschätzung des Oberflächenzustandes des Mauerwerks (Fugen- und Steinbereiche) ist die Bewertung der vorhandenen Dauerhaftigkeit möglich (vgl. Abschnitt 2.3).

3.2 Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit

Mit Hilfe der Berechnungen (vgl. Abschnitt 2.4) müssen die Ursachen der für die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit maßgeblichen Schädigungen und Rissbildungen ingenieurtechnisch erklärt werden können.

Als wesentliche Bewertungskriterien sind die Auslastungsgrade (Verhältnis zwischen Einwirkungen und Widerstand) und Verformungen der relevanten Tragglieder unter Berücksichtigung der am Bauwerk festgestellten Kriechverformungen zu ermitteln. Hierbei ist bei der Beurteilung der Berechnungsergebnisse das verwendete Rechen- und Materialmodell mit einzubeziehen. Ggf. sind die Berechnungsansätze und Materialmodelle stufenweise zu verfeinern.

Die Bewertung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit historischer Mauerwerksstrukturen ist oftmals nur in Anlehnung an das in gültigen Normen geforderte Sicherheitsniveau möglich. In diesen Fällen ist die frühzeitige Abstimmung des Nachweiskonzepts zwischen Bauherrn, planendem Ingenieur und Prüfbehörde (Prüfingenieur) erforderlich.

Mit dieser Vorgehensweise kann eine für das historische Gebäude weitgehend substanzerhaltende und wirtschaftliche Lösung gefunden werden.

4 Konzeptentwicklung und Ableitung des Handlungsbedarfs

Ist der Istzustand ermittelt, muss das Instandhaltungs-/Instandsetzungskonzept entwickelt werden. Die ingenieurtechnische Beurteilung umfasst dabei die

- → äußere Standsicherheit

  Sicherheit gegenüber einem globalen Versagen wie dem Kippen einer Stützmauer. Der Versagensmechanismus verläuft in der Kontaktfläche zum angrenzenden Bauteil. Das Mauerwerk wirkt hier als monolithischer Block.

- → innere Standsicherheit

  Sicherheit gegenüber einem lokalen Versagen wie einem Schalenausbruch oder gegenüber einem Festigkeitsversagen im Mauerwerk (Druck-, Zug- oder Schubversagen). Der Versagensmechanismus verläuft im bzw. durch das Mauerwerk.

- → Verkehrssicherheit

  Sicherheit gegenüber Personen- und Sachschäden durch beispielsweise Steinabsturz

- → Gebrauchstauglichkeit

  Verformungen, die im Bestand eine untergeordnete Rolle spielen

- → Dauerhaftigkeit

  Widerstand gegenüber der zeitlichen Schadensentwicklung (z. B. Eintrag von Wasser mit nachfolgender Entfestigung)

Diese fünf technischen Kriterien werden in die folgenden Bewertungskategorien eingeordnet:

- → gut (Überwachung)
- → ausreichend (mittelfristiger Handlungsbedarf)
- → mangelhaft (kurzfristiger Handlungsbedarf)
- → unbekannt (weil in diesem Planungsstadium noch nicht untersucht)

Da neben den technischen immer auch wirtschaftliche, denkmalpflegerische und weitere Aspekte das weitere Vorgehen bestimmen, soll die technische Beurteilung idealerweise Prognosen zur Entwicklung des Bauteilzustands beinhalten, wenn zeitnah keine oder nur wenigen Maßnahmen erfolgen können.

Neben den Prognosen ist eine Prioritätenliste für die Zustandsverbesserung in Abhängigkeit eines Gefährdungspotenzials, ggf. mit erforderlichem spätestem Maßnahmenbeginn, für eine Entscheidungsfindung hilfreich.

Diese Grundlagen zum technischen Bauwerkszustand bilden zusammen mit dem Nutzungskonzept sowie den finanziellen, denkmalpflegerischen und restauratorischen Anforderungen die Basis für das Instandhaltungs- bzw. Instandsetzungskonzept.

Zuerst muss unter Teilnahme der übrigen Beteiligten eine Zielformulierung für das Bauwerk erarbeitet werden. Mögliche Ziele können sein:

- → Instandhaltung des Bauwerks bei keinem oder nur geringem Schadensbild
- → Instandsetzung des Bauwerks bei größerem Schadensbild und ausreichender globaler und innerer Sicherheit
- → Ertüchtigung des Bauwerks bei größerem Schadensbild und nicht ausreichender innerer oder globaler Sicherheit
- → Rekonstruktion des Bauwerks bei nicht ausreichender globaler Sicherheit
- → Aufgabe des Bauwerks mit Abriss oder gesichertem Verfall.

Diese Ziele können durch unterschiedliche Maßnahmen erreicht werden. Mögliche Maßnahmenvarianten müssen insbesondere in ihren technischen, wirtschaftlichen und denkmalpflegerischen Konsequenzen für das Bauwerk bewertet werden. Dafür sind Bewertungsmatrizen geeignet.

Aus Gründen der Wirtschaftlichkeit und Authentizität sollte die vorhandene Tragstruktur ausgenutzt werden. Ein bestehendes Bauteil hat im Istzustand immer mindestens eine Standsicherheit von 1,0. Für notwendige Maßnahmen gilt der Grundsatz „Verbessern statt Ersetzen". In Abhängigkeit des formulierten Ziels und der globalen Standsicherheit muss z. B. ein entstandener Riss nicht immer zur Aufnahme von Zugspannungen ertüchtigt werden.

Das erarbeitete Konzept entspricht einer Vor- oder Entwurfsplanung und gilt so als Grundlage für die Finanzierung.

5 Rechnerischer Nachweis und Ausführungsplanung

5.1 Zielstellung

Die Zielstellung ist der Nachweis der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit der Konstruktion im sanierten Zustand und damit die rechnerische Überprüfung und konstruktive Umsetzung des Instandsetzungskonzepts.

5.2 Vorgehensweise

Ausgehend von dem für die Bewertung des Istzustandes entwickelten Tragsystem ist dieses unter Einbeziehung der geplanten Instandsetzungsmaßnahmen zu erweitern. Dabei ist zu beachten, dass die Wirksamkeit der Instandsetzungsmaßnahmen auf den Lastabtrag erst nach deren Realisierung gegeben ist.

Mittels Sensitivitätsanalyse lässt sich durch Variation der geplanten Instandsetzungsmaßnahmen deren Wirksamkeit auf die Tragfähigkeit untersuchen.

5.3 Berechnungsverfahren

Die Berechnung der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit müssen den Istzustand als Ausgangszustand (Primärspannungszustand) berücksichtigen. Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen dürfen in ihrer Wirksamkeit nur entsprechend der zeitlichen Abfolge ihres Einbaus berücksichtigt werden. Dies führt in der Regel zu nichtlinearen Lastgeschichteberechnungen.

Nichtlineare numerische Berechnungsmodelle sind für eine Standsicherheitsberechnung des Tragwerks am Gesamtsystem unter wirklichkeitsnaher Einbeziehung der Wirkungsweise von Instandsetzungsmaßnahmen und daraus resultierender Lastumlagerungen im Mauerwerk gut geeignet.

Mit linear-elastischen Berechnungsmodellen kann die zeitliche Abhängigkeit der Wirkung von Instandsetzungsmaßnahmen nicht berücksichtigt werden. Dann müssen Überlagerungen hilfsweise mit Ingenieurüberlegungen erfolgen.

Ingenieurmodelle können bauteilbezogen für die Abschätzung der Tragfähigkeit einfacher statisch bestimmter Teilsysteme (bei Bestandsmauerwerk häufig durch Risse aufgeteilt) herangezogen werden.

Die Auswahl des Berechnungsverfahrens sollte der Aufgabenstellung angemessen sein (vgl. Abschnitt 2.4.3).

5.4 Nachweis- und Sicherheitskonzept

Die vollständige Übernahme von Nachweiskonzepten, die in Normen für den Nachweis von Neubauwerken konzipiert wurden, ist bei der Bewertung historischer Mauerwerkskonstruktionen nicht sinnvoll [3], [4]. Im EC 6 werden spezielle Tragwerke und Verbandausführungen explizit nicht behandelt (vgl. Abschnitt 1.1.2 (5) in [N 9]). Die Bewertung der Standsicherheit im sanierten Zustand sollte auch die gegenüber dem Istzustand erreichte Erhöhung des Tragvermögens berücksichtigen. Hierfür sind nicht-lineare Lastgeschichteberechnungen besonders aussagekräftig. Wichtige Kenngrößen der Standsicherheitsbewertung sind Spannungsniveaus bzw. Auslastungsgrade, das Last-Verschiebungsverhalten und die rechnerische Versagenslast der Tragkonstruktion für die zu berücksichtigenden Einwirkszenarien.

Aufgrund der Heterogenität historischer Mauerwerkskonstruktionen können stochastische Berechnungskonzepte unter Einbeziehung sinnvoller Streuungen der Eingangsgrößen (z. B. Widerstandsgrößen wie Materialkennwerte, Qualitäten der Instandsetzungsmaßnahmen) die Bewertung der Standsicherheit entscheidend verbessern.

5.5 Ausführungsplanung

Als Grundlage für die Bauausführung sind die Ergebnisse des Instandsetzungskonzepts konstruktiv umzusetzen und in Plänen sowie Baubeschreibungen zu dokumentieren.

5.6 Empfehlungen für die weitere Nutzung

Monitoring der Verformungen bietet sich an, wenn bei der statischen Berechnung die erforderlichen Sicherheiten nicht erreicht werden können und ggf. Neu- oder Umbauten vorgesehen oder geplant werden müssen, eine weitere Nutzung des Bauwerkes (z. B. Infrastrukturbauwerke) jedoch unbedingt erforderlich ist.

Last- und Nutzungsbeschränkungen können in Abstimmung mit dem Bauherrn und den zuständigen Behörden verordnet werden, wenn aus den statischen Berechnungen (vgl. Abschnitte 5.3 und 5.4) eine Nutzung oder Umnutzung mit den vorgesehenen Verkehrslasten nicht möglich ist.

Instandhaltung und Wartung der Bauwerke dienen der Aufrechterhaltung der Bauwerksfunktion und sind in regelmäßigen Abständen vorzusehen (vgl. Abschnitt 7).

6 Maßnahmen und Instandhaltungs-/Instandsetzungsverfahren

6.1 Allgemeines

Alle nachfolgend genannten Verfahren setzen eine fachgerechte Bewertung des Istzustands voraus, insbesondere hinsichtlich der Materialeigenschaften und Zusammensetzung der zu ertüchtigenden Bereiche. Die Auswahl der Verfahren erfolgt im Ergebnis der Planung (vgl. Bild 1). Die Anwendung der Verfahren setzt die Kenntnis der technischen Baubestimmungen und der anerkannten Regeln der Technik, insbesondere der WTA-Merkblätter, voraus.

Auf eine detaillierte Beschreibung der einzelnen Verfahren wird im Sinne der Übersichtlichkeit bewusst verzichtet. Die Kurzbeschreibungen orientieren sich an den im Planungs- und Ausführungsbereich üblichen Begriffen.

6.2 Verfahren

6.2.1 Verfugung

Das Verfugen von historischem Mauerwerk ist eine stark handwerklich geprägte Arbeit. Die Sorgfalt und Erfahrung des Ausführenden entscheidet wesentlich über Erfolg oder Misserfolg.

Das Ausräumen der schadhaften Fugen erfolgt manuell (z. B. Kratzeisen, Hammer und Meißel) oder maschinell (z. B. leichter Stemmhammer, Wasserstrahl). Als Richtwert für die Ausräumtiefe gilt i. A. die doppelte Fugendicke, mindestens 2 cm. Ist nicht nur der Fugendeckmörtel, sondern auch der statisch wirksame Setzmörtel entfestigt, muss tiefer ausgeräumt werden. Die Lage der Steine ist dann mit Keilen zu sichern, ggf. muss in Abschnitten gearbeitet werden. Lose Steine müssen gesichert und wieder eingebaut werden. Die Fugen müssen flankensauber entfernt werden, Steinflanken dürfen nicht angeschnitten werden. Bei Fugen mit hoher Festigkeit ist ein mittiger Entlastungsschnitt zu setzen. Das Gesamtbild des Mauerwerks darf nicht verändert werden.

Vor dem Einbringen des Fugenmörtels müssen die Fugen gereinigt und ggf. mattfeucht vorgenässt werden. Ein Wasserfilm auf den Steinflanken ist zu vermeiden. Nichtsaugende Steinflanken (z. B. Patina, Glasur) sind ggf. mit einer Haftschlämme vorzubehandeln.

In Abhängigkeit von Mauerwerksverband und Mauerwerksaufbau (Feuchteeintrag, Reinigung, etc.), sowie den Mauersteinen stehen in Abhängigkeit des zur Anwendung kommenden Fugenmörtels unterschiedliche Verfahren zur Verfügung:

→ Handverfugung

Fugenbreiten : 0,5 – 3 cm

Der Eintrag erfolgt mehrlagig in erdfeuchter Konsistenz. Jede Lage muss frisch in frisch sorgfältig verdichtet werden. Bei Ziegel- oder Klinkermauerwerk kann mit Rüttelkelle oder Rüttelschlitten gearbeitet werden. Die Schichtdicke jeder Mörtellage sollte 2 cm nicht überschreiten. Bei tief ausgeräumtem Mauerwerk kann die erste Verfugung als Vorverfugung erfolgen. In Abhängigkeit von der Fugengeometrie erfolgt dies frisch in frisch oder mit ausreichender, vom Bindemittel und der Witterung abhängiger Standzeit (Trocknungszeit).

→ Kartuschenverfugung/maschinelle Verfugung mit Verfugpistole

Fugenbreiten : bis ca. 2 cm

Der Eintrag erfolgt in plastischer Konsistenz. Ab 3 cm Fugentiefe ist die Verarbeitung mehrlagig auszuführen (vgl. Handverfugung). Vor einer Überfugung müssen die unteren Mörtellagen aufgeraut werden. Die letzte Mörtellage ist nach dem Ansteifen zu verdichten und zu strukturieren.

→ Nasspritzverfahren

Fugenbreiten : 3 – 6 cm

Der Eintrag erfolgt maschinell mit einer Schnecken- oder Kolbenpumpe. Ab einer Fugendicke von 4 cm ist der Einbau mehrlagig durchzuführen (vgl. Handverfugung).

→ Trockenspritzverfahren

Anwendung i.d.R. für sehr breite (2 – 15 cm) und tiefe (3 – 20 cm) Fugen in Bruchsteinmauerwerk

Der maschinelle Eintrag erfolgt für den gesamten Fugenquerschnitt in einem

Arbeitsgang ohne Standzeiten. Der aus der starken Verdichtung resultierende Festigkeitsanstieg wird durch Reduzierung der Bindemittel kompensiert. Vor der Erhärtung des Mörtels werden die Steine gereinigt und die Fugen modelliert. Das Verfahren darf nur bei entsprechend unempfindlichem Mauerwerk angewendet werden, da eine Nachreinigung durch Nachwaschen oder Abstrahlen mit unterschiedlichen Strahlmitteln (weich bis hart) notwendig ist.

Bei allen Applikationstechniken ist auf eine entsprechende Nachbehandlung der Mörtel (Schutz vor Austrocknung und ungünstigen Witterungsverhältnissen wie Frost, Zugluft, direkte Sonneneinstrahlung und Schlagregeneinwirkung) zu achten. Während der Nachbehandlung sollten Luft- und Bauteiltemperatur 5 °C möglichst nicht unterschreiten.

Die Eigenschaften des Fugenmörtels müssen an die Eigenschaften der Bestandsmaterialien und an die Applikationstechnik angepasst werden. Wichtige Eigenschaften sind E-Modul, Druckfestigkeit, Haftzugfestigkeit, hygrische und thermische Dehnung, Feuchtetransport und die Farbgebung [WTA-3-12]. Der Fugenmörtel muss mit dem Bestand chemisch verträglich sein.

Als mineralische Bindemittel werden Gips, Kalk und Zement oder Mischungen aus diesen eingesetzt. Zur Verbesserung der Eigenschaften und der Verarbeitung der Mörtel können puzzolanische oder latent hydraulische Zusatzstoffe zugemischt werden. In stark bewitterten Fugenbereichen (Mauerkrone oder -fuß) haben sich kunststoffmodifizierte Mörtel (angepasste Wasseraufnahme, verbesserter Haftverbund) bewährt. Auch acrylat-, epoxidharz- oder polyurethangebundene Mörtel können eingesetzt werden. Sehr stark witterungsbeanspruchte Fugen sollten nach historischem Vorbild mit Blei vergossen oder verstemmt werden.

Ergänzende Informationen können den WTA-Merkblättern [3-12] und [3-20] entnommen werden.

6.2.2 Mauerwerksaustausch und Steinersatz

Je nach Materialeigenschaften, Schädigungsgrad und -umfang wird Mauerwerk partiell oder großflächig ausgetauscht. Jeder zerstörende Eingriff ins Mauerwerk stellt auch einen Eingriff in das Tragsystem dar und sollte immer von einem Tragwerksplaner (z. B. zur Festlegung der Größe der Abschnitte, Beachtung der Lasteinflussgrößen im Bestand) begleitet werden.

Zur Ergänzung von Steinmaterial im Mauerwerk sollte möglichst identisches Material aus dem gleichen Steinbruch oder der Originalsubstanz möglichst ähnliches Material verwendet werden, das mit allen im Mauerwerk vorhandenen Materialien mechanisch, (bau) physikalisch und chemisch verträglich ist. Das geologische Zeitalter des Steinmaterials sollte aus diesen Gründen ebenfalls übereinstimmen [6]. Die ästhetische Eignung der Ersatzmaterialien sollte mit dem Eigentümer und den Denkmalfachbehörden abgestimmt werden [WTA-3-8].

Die Verarbeitung von Stein und Mörtel muss mit möglichst wenig Wasser erfolgen, um den Bestand nicht unnötig zu durchfeuchten. Der Einsatz von Steinergänzungsmörtel ist für die Konstruktion und Tragfähigkeit von Mauerwerk nur von untergeordneter Bedeutung [11], [WTA-3-11].

6.2.3 Tragfähigkeitserhöhung der Gründung

Die Tragfähigkeit des Fundamentmauerwerks kann durch die in Tabelle 1 aufgeführten Maßnahmen erhöht werden. Diese Liste ist nicht abschließend. Für setzungsempfindliche Maßnahmen sind insbesondere die unter Tiefengründung genannten Maßnahmen geeignet. Für sämtliche Maßnahmen sind Vorbereitung und Begleitung durch einen Sachverständigen für Baugrund und einen Tragwerksplaner, ggf. auch einen Archäologen, erforderlich.

Weitere Hinweise zur Gründungsinstandsetzung befinden sich in DIN 4123 [N 4] und in der Empfehlung Nr. 3 des Arbeitskreises „Geotechnik historischer Bauwerke und Naturdenkmäler“ [N 16].

Beim Einsatz von Suspensionen ist auf die Umweltverträglichkeit der eingesetzten Stoffe zu achten. Ggf. ist eine Abstimmung mit der zuständigen Umweltbehörde erforderlich.

6.2.4 Gefügeverbesserung durch Verfüllen und Injektion

Das Injizieren bzw. Verfüllen von niederviskosen, meist mineralisch gebundenen Mörteln dient der form- und kraftschlüssigen Verfüllung von Hohlräumen, Spalten, offenen Fugen, großen Rissen etc. Bei der Injektion handelt es sich um einen nicht reversiblen Eingriff in die Bausubstanz! Er ändert das konstruktive und materielle Mauerwerksgefüge und stellt einen gravierenden Eingriff dar! Nach Warnecke [N 13] werden folgende Wirkmechanismen unterschieden:

→ Penetration

Verfüllen von Hohlräumen im porösen Mörtel- und Steingefüge

→ Spaltinjektion

Injektion ausgewitterter oder bauseits bedingter Spalten zwischen den Mauerwerksschalen

→ Hohlrauminjektion

6.2.5 Verfüllung von Hohlräumen im Mauerwerksgefüge

Für die Planung der einzelnen Maßnahmen sollten Hohlraumanteil sowie Lage und Ausdehnung der Hohlräume des Mauerwerks [N 15] sowie Feuchte-, Salzgehalt und die Zusammensetzung der Baustoffe untersucht werden. Erfahrungswerte für das Hohlraumvolumen liegen je nach Mauersteinart, Mörtelanteil, Mauerwerksgefüge und Schädigung zwischen 5 und 15 Vol.-%.

Bei der Materialauswahl ist wegen der innigen Vermischung auf die chemische Verträglichkeit des Mörtels mit den bestehenden Baustoffen zu achten. Wird beispielsweise gipshaltiges Mauerwerk mit hydraulischem Mörtel verfüllt, besteht die Gefahr der Ettringit- und Thaumasitbildung [WTA-2-11].

Injektionsmörtel müssen darüber hinaus in ihren Eigenschaften (hygrisch, thermisch, mechanisch) auf den Bestand abgestimmt werden. Besonderes Interesse muss dem Schwind- und Quellverhalten sowie der Festigkeit gewidmet werden. Als Bindemittel kommen Kalk nach DIN EN 459 [N7] und Zement nach DIN EN 197 [N6] und DIN 1164 [N3] zur Anwendung. Ggf. werden Trass, Feinstsande und/oder chem. Zusätze (z. B. Schaum und Luftporenbildner) zugemischt [12], [14].

Aufgrund des hohen Wasser-/Bindemittelwertes erfolgt mit jeder Injektion ein großer Wassereintrag, der zu Ausblühungen

Tabelle 1: Maßnahmen zur Erhöhung der Tragfähigkeit von Gründungsmauerwerk

Maßnahme	Methode	Eignung	Material
Instandsetzung	Vernadelung	vgl. 6.2.4 und 6.2.5	Beton-/Gewindestahl
	Verfugung		Mörtel
	Injektion		Suspension/Kunststoffe
Vergrößerung	Fundamentverbreiterung	schmale Fundamente	Mauerwerk/Stahlbeton
Tiefergründung	Unterfangung	schmale Fundamente	(Stahl-)Beton
	Mikropfähle	alle Fundamente	Betonstahl/Beton
	Baugrundverbesserung	breite Fundamente	Suspension (Silikatharz, PU-Harz)/ Wasserglas

oder zum Herabsetzen der Festigkeit des Bestandsmörtels führen kann.

Alternativ können auch Reaktionsharze als Kombinationsabdichtung verwendet werden. Zusätzlich zur Gefügeverbesserung haben diese eine abdichtende Wirkung und können weitestgehend unabhängig von Durchfeuchtungs- und Versalzungsgrad eingesetzt werden (vgl. Abschnitt 6.2.4).

6.2.6 Vernadelung und Verankerung

Nadeln sind konstruktiv bemessene Elemente. Durch die Vernadelung wird die Schub- und Zugtragfähigkeit von Mauerwerk erhöht, sodass beispielsweise Horizontallasten oder dynamische Lasten besser aufgenommen werden können. Mit Nadeln werden Mauerwerksschalen miteinander verbunden oder Risse überbrückt. Als Nadelmaterialien stehen Stäbe unterschiedlicher Güte (nichtrostende Betonrippenstähle, Gewinde- oder Glasfaserstäbe, Spiralanker) mit Durchmessern zwischen 6 und 14 mm zur Verfügung [2], [14]. Das Nadelraster ist von der Dicke des Mauerwerks abhängig.

Anker sind statisch bemessene Elemente. Durch den Einbau von Ankern kann eine Scheibentragfähigkeit ganzer Mauerwerksbereiche hergestellt werden. Weiteres Instandsetzungsziel einer Verankerung kann die Herstellung eines Ringankers zur Aufnahme von Dach- oder Gewölbeschub sein. Die Krafteinleitung in das bzw. aus dem Mauerwerk kann über Formschluss (Platten/U-Scheiben) oder über Kraftschluss (Haftung/Reibung) erfolgen.

Zur Herstellung des Kraftschlusses zum Mauerwerk werden Nadeln und Anker verpresst [7]. Die Injektionsmaterialien sind auf Anker bzw. Nadeln und das Mauerwerk abzustimmen. Mineralische Verbundmörtel weisen einen hohen Zementanteil auf. Bei klüftigem Mauerwerk muss deshalb das unkontrollierte Wegfließen verhindert werden. Dies kann durch Vorinjektionen (Abschnitt 6.2.4) und Wiederaufbohren oder Bestrumpfung verhindert werden [7], [9], [14]. Um auch durch den Strumpf hindurch einen mineralischen Verbund zwischen Verpresskörper und Bohrlochwandung zu erreichen, muss die Maschenweite und -dehnung auf die Sieblinie des Mörtels abgestimmt sein. Strumpf, Anker und Mörtel müssen im System verarbeitet werden.

6.2.7 Erdberührte Bauwerksabdichtung und Feuchteschutz

Mauerwerk kann große Mengen an Feuchtigkeit aufnehmen und lange speichern. Die Reduzierung der Tragfähigkeit und der Wärmedämmeigenschaften sowie die Gefügeschädigung durch Frost und Salze sind mögliche Folgen. Deshalb ist es erforderlich, Mauerwerk vor übermäßiger Feuchteeinwirkung zu schützen. Geeignete Verfahren zur Bauwerksabdichtung werden ausführlich in folgenden WTA-Merkblättern beschrieben:

→ Nachträgliches Abdichten erdberührter Bauteile [WTA-4-6]

Abhängig von der Feuchtebeanspruchung und der geplanten Nutzung werden unterschiedliche Verfahren mit verschiedenen Stoffen für die Innen- und Außenabdichtung von Bauwerken und Konstruktionen beschrieben. Es werden flächige und partielle Abdichtungen durch Injektion behandelt und Hilfestellungen für die Erarbeitung von Abdichtungskonzepten gegeben.

→ Nachträgliche mechanische Horizontalsperren [WTA-4-7]

Mit Verfahren, wie z. B. dem Einschlagen von Blechen, Mauerwerksaustausch, Kernbohrungen sowie Schneide- und Sägeverfahren wird der kapillare Feuchtetransport im Wandquerschnitt sicher unterbunden. Die beschriebenen Stoffe und Techniken haben sich seit Jahrzehnten in der Praxis bewährt. Neben Anmerkungen und Hilfestellungen zur Bauzustandsanalyse werden flankierende Maßnahmen beschrieben und Hinweise zur Qualitätssicherung gegeben.

→ Injektionsverfahren mit zertifizierten Stoffen gegen kapillaren Feuchtetransport [WTA-4-10]

Zur Reduzierung kapillar aufsteigender Feuchte werden nach genauen Vorgaben WTA-zertifizierte Injektionsstoffe über horizontale oder schräge Bohrungen in das Mauerwerk eingebracht. Eine wirksame horizontale Abdichtung kann dabei nur nach sorgfältigen Voruntersuchungen, einer richtigen Planung und einer gewissenhaften Ausführung gewährleistet werden. Um Planern und Verarbeitern die Möglichkeit zu geben, marktübliche Injektionsstoffe bezüglich ihrer Eigenschaften und speziellen

Anwendung zu beurteilen und Risiken, wie z. B. die falsche Materialauswahl, auszuschließen, werden die unterschiedlichen Wirkprinzipien, Verarbeitungsbedingungen und Einbringverfahren erläutert. Darüber hinaus werden flankierende Maßnahmen beschrieben und Hinweise zur Qualitätssicherung gegeben.

→ Hydrophobierende Imprägnierung von mineralischen Baustoffen [WTA-3-17]

Die unterschiedlichen Produktgruppen der Tränkungsmittel für mineralische Baustoffe (außer Beton) sowie ihre Einsatzmöglichkeiten werden beschrieben. Es werden Entscheidungs- und Ausschlusskriterien für eine wasserabweisende Behandlung aufgezeigt und notwendige Untersuchungen dargestellt. Besondere Bedeutung wird dabei den Eigenschaften und dem Zustand des zu behandelnden Materials und dem Schädigungspotential hydrophobierender Imprägnierungen beigemessen.

6.2.8 Sonstige Verfahren

In der Denkmalpflege werden erhöhte Erwartungen an den Schutz der Bausubstanz und an die Nachhaltigkeit von Maßnahmen gestellt. Zu Injektionen mit mineralischen Stoffen und zur nachträglichen Bewehrung mit Stahlstäben liegen wissenschaftlich ausgewertete Untersuchungen zur Langzeitwirkung vor [8]. Demgegenüber können bei den nachfolgend aufgeführten Verfahren unter Verwendung nicht-mineralischer Baustoffe noch keine belastbaren Angaben zu zukünftigen Wechselwirkungen und zur Dauerhaftigkeit der eingesetzten Materialien gemacht werden. Im Einzelfall ist daher eine Abwägung der technologischen Vorteile gegenüber denkmalpflegerischen Schutzzielen vorzunehmen.

→ Spiralankersysteme

Spiralanker haben gegenüber einer üblichen Stahlbetonbewehrung eine gewindeartige Verdrillung und eine glatte Oberfläche. Ihr Querschnitt ist i.d.R. kleiner als bei einem Stabstahl. Im Zusammenwirken mit dem Systemmörtel ergibt sich ein in geringem Maß nachgiebiger Verbund. Der kleinere Querschnitt (bei hoher Festigkeit) und die Verbundeigenschaften wirken sich günstig für eine geplant schwache Bewehrung von Rissen in einer Fassade aus.

Für die nachträgliche Verankerung von Vormauerschalen mit Spiralankern sind die allgemein bauaufsichtlichen Zulassungen zu berücksichtigen.

Bei anderen Anwendungen ist zu klären, inwieweit die sich aus der Formgebung und dem Verbundverhalten ergebenden mechanischen Eigenschaften vorteilhaft sind [9].

→ Selbstschneidende Trockenanker

Mit selbstschneidenden Trockenankern (SST) können Rissverklammerungen an Ziegelmauerwerk durchgeführt werden. Die Anker haben einen Durchmesser von 9 oder 12 mm. Das Ziegelmauerwerk wird mit einem Durchmesser von 6 bzw. 8 mm vorgebohrt und der Anker wird mit einer Bohrmaschine über den Riss ins Mauerwerk eingetrieben.

→ Einkleben von Ankern mit Hybridmörteln

Für das Einkleben der Anker wird ein Zweikomponenten-Mörtel, der aus organischen und anorganischen Bindemitteln besteht, verwendet. Die Befestigungselemente bestehen aus rostfreien Ankerstangen und/oder Innengewindehülsen. Bei der Verarbeitung ist darauf zu achten, dass eine gründliche Bohrlochreinigung vorgenommen wird.

→ Nachträgliche Fugenbewehrung

Gerissene Mauerwerkskonstruktionen können durch eine nachträgliche Fugenbewehrung zur Aufnahme von wandparallelen Zugspannungen ertüchtigt werden. Zur Verfügung stehen Lochbänder, Spiralanker oder Bewehrungsstäbe. Besonderes Augenmerk ist auf deren Oberflächenstruktur zu legen, um eine ausreichend große Verbundfestigkeit zu erreichen. Für den Einbau ist eine ausreichend große Fugenhöhe und -tiefe erforderlich. Die mechanischen Folgen der Schlitze im Bauzustand und im Endzustand sind zu bedenken. Der nachträglich eingebrachte Mörtel zum Einbetten der Bewehrung und zum Verschließen der Fuge ist zunächst spannungslos. Als Material für die Fugenbewehrung muss unter Dauerhaftigkeitsaspekten Edelstahl eingebaut werden.

→ Faserverbundwerkstoffe

Mauerwerkskonstruktionen können durch das Aufkleben von Faserverbundwerkstoffen zur Aufnahme von Zugspannungen verstärkt werden. Es kommen Fasergelege oder unidirektionale Lamellen aus Kohle- oder Glasfaser zum Einsatz. Einsatzgebiete sind beispielsweise die Schubverstärkung von Wandscheiben, die Biegezugertüchtigung von Mauerwerk über nachträglich hergestellten Wandöffnungen oder die Verstärkung von Pfeilern durch Umschnürung.

→ Kombinationsabdichtung

Für Flächeninjektionen innerhalb der Mauerwerksstruktur kann mit der Hohlraumfüllung zusätzlich zur Abdichtung eine Stabilisierung erzielt werden. Weitestgehend unabhängig vom Durchfeuchtungs- und Versalzungsgrad werden PUR-Harze mit mechanischer Festigkeit im Injektionsverfahren eingesetzt. Durch die Injektionen sollen die wesentlichen Hohlräume und die kapillaraktiven Poren gefüllt und abgedichtet werden. Hinweise zur Durchführung der Injektionsarbeiten sind im Merkblatt WTA-4-10 beschrieben.

→ Schleierinjektion

Bei erdberührten Konstruktionen, die nicht freigelegt und nach dem Stand der Technik abgedichtet werden können, kann mit einer Schleierinjektion (Baugrundvergelung) das tragende Mauerwerk vor weiteren Feuchtebelastungen geschützt werden. Bohrkanäle, die von innen durch das Mauerwerk gesetzt werden, ermöglichen eine Abdichtungsebene außerhalb des Mauerwerks im anstehenden Baugrund. Hinweise zur Planung und Ausführung enthält das Merkblatt WTA-5-20. In Sonderfällen kann die Abdichtungsebene mit Polyacrylatgelen auch innerhalb der Bausubstanz ausgeführt werden.

6.3 Qualitätssicherung der Maßnahme

6.3.1 Dokumentation

Bei Sanierungsarbeiten sind alle durchgeführten Arbeiten zu dokumentieren. Die Dokumentation umfasst alle Schritte vor, während und nach den Arbeiten. Hierzu gehören Bautagebücher in denen insbesondere

- → Objektbezeichnung
- → Angaben zum Wetter
- → Baustellenbesetzung
- → verwendete Materialien und Bauverfahren
- → eingesetzte Geräte und Maschinen
- → Dokumentation von Mängeln und Schäden
- → Ergebnisse von Besprechungen, insbesondere bei Abweichungen/Änderungen der Ausführungsplanung
- → Anweisungen durch verantwortlichen Baustellenleiter/Planer
- → Fotos von Gewerken, die später nicht mehr sichtbar sind,

dokumentiert werden.

Im Hinblick auf Sicherungsarbeiten an bestehendem Mauerwerk ist eine Überprüfung der eingesetzten Materialien und Verfahren durch den Fachplaner unerlässlich, da ein Versagen erhebliche Folgen haben kann.

6.3.2 Eignungsprüfung

Bei speziellen, normativ nicht geregelten Verfahren und Baustoffen muss vor der Ausführung am Bauwerk deren Eignung sowie ggf. eine entsprechende Qualifikation der Ausführenden sichergestellt sein. Dies betrifft viele der in diesem Kapitel beschriebenen Verfahren.

6.3.3 Bauteilversuche

Zur Kontrolle ausreichender Übereinstimmung mit den für die Sicherung getroffenen Rechenannahmen sind Bauteilversuche durchzuführen. Beispielsweise sind an eingebauten Ankerstäben oder Mauerwerksnadeln Zugversuche durchzuführen, die Aufschluss über die übertragbaren Kräfte zwischen Stahlzugglied und umgebendem Injektionsmaterial sowie zwischen Injektionsmaterial und dem dieses umgebenden Mauerwerk geben. Weiterhin kann neben der Gesamtverformung der Schlupf zwischen Verpresskörper und Mauerwerk bestimmt werden. Hinweise zur Durchführung solcher Prüfungen sind unter anderem enthalten in [1], [5], [15].

7 Bauunterhaltung und Wartung

Zur Aufrechterhaltung der Bauwerksfunktion sind in regelmäßigen Abständen Inspektionen vorzusehen. Wartungs- und Pflegepläne dienen der Dokumentation.

Sind visuell keine Veränderungen an der Oberfläche zu beobachten, sollen im Zuge von periodisch ablaufenden Wartungsintervallen an das Mauerwerk angepasste Untersuchungen durchgeführt werden.

Im WTA-Merkblatt „Instandhaltung von Betonbauwerken – Inspektion und Wartung" [WTA 5-7] sind umfangreiche Hinweise für Planer, Bauherren u.a. aufgeführt, die sinngemäß auf historisches Mauerwerk übertragen werden können.

Prof. Dr.-Ing. Heinrich Wigger

Baustofftechnologie
Institut für Materialprüfung
Jade Hochschule
Fachbereich Bauwesen
Geoinformation Gesundheitstechnologie

Ofener Straße 16
26121 Oldenburg

heinrich.wigger@jade-hs.de

Prof. Dr.-Ing. Heiko Twelmeier

Baustofflehre und Baustoffprüfung
Fachhochschule Bielefeld
Fachbereich Campus Minden

Artilleriestraße 9
32427 Minden

heiko.twelmeier@fh-bielefeld.de

Der Beitrag wurde von folgenden Arbeitsgruppenmitgliedern der Arbeitsgruppe 7.3 „Erhaltung und Instandsetzung von Mauerwerk – Konsruktion und Tragfähigkeit" im Referat 7 „Tragverhalten und Schadensdiagnostik" erstellt: Toralf Burkert, Petra Egloffstein, Thomas Haustein, Peter Hegewaldt, Franz-Josef Hölzen, Ulrich Huster, Norbert Komsthöft, Rocco Müller, Benjamin Reims, Christian Rödder, Roger Schlegel, Erwin Schwing, Christoph Tetz.

Dieser Beitrag wurde bereits im Mauerwerkkalender 2018 veröffentlich und entspricht eben inhaltlich dem Merkblatt 7.3 der WTA e.V.

8 Literatur

8.1 WTA-Merkblätter

[WTA-2-7]	WTA-Merkblatt 2-7	„Kalkputze in der Denkmalpflege“
[WTA-2-11]	WTA-Merkblatt 2-11	„Gipsmörtel im historischen Mauerwerksbau und an Außenfassaden“
[WTA-3-8]	WTA-Merkblatt 3-8	„Natursteinrestaurierung nach WTA II: Handwerklicher Steinaustausch“
[WTA-3-11]	WTA-Merkblatt 3-11	„Natursteinrestaurierung nach WTA III: Steinergänzung mit Restauriermörteln/Steinersatzstoffen“
[WTA-3-12]	WTA-Merkblatt 3-12	„Natursteinrestaurierung: Fugensanierung“
[WTA-3-17]	WTA-Merkblatt 3-17	„Hydrophobierende Imprägnierung von mineralischen Baustoffen“
[WTA-3-20]	WTA-Merkblatt 3-20	„Instandsetzung von Ziegeln und Ziegelmauerwerk“
[WTA-4-5]	WTA-Merkblatt 4-5	„Beurteilung von Mauerwerk – Mauerwerksdiagnostik“
[WTA-4-6]	WTA-Merkblatt 4-6	„Nachträgliches Abdichten erdberührter Bauteile“
[WTA-4-7]	WTA-Merkblatt 4-7	„Nachträgliche mechanische Horizontalsperre“
[WTA-4-10]	WTA-Merkblatt 4-10	„Injektionsverfahren mit zertifizierten Injektionsstoffen gegen kapillaren Feuchtetransport (ersetzt 4-4-04/D)“
[WTA-5-7]	WTA-Merkblatt 5-7	„Prüfen und Warten von Betonbauwerken“
[WTA-5-20]	WTA-Merkblatt 5-20	„Gelinjektion“

8.2 Normen, Merkblätter und Richtlinien

[N 1]	DIN 105-100 (01-2012)	Mauerziegel mit besonderen Eigenschaften
[N 2]	DIN 1055-100 (03-2001)	Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung – Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln
[N 3]	DIN 1164-10 (03-2013)	Zement mit besonderen Eigenschaften – Teil 10: Zusammensetzung, Anforderungen und Übereinstimmungsnachweis von Zement mit niedrigem wirksamen Alkaligehalt
[N 4]	DIN 4123 (04-2013)	Ausschachtungen, Gründungen und Unterfangungen im Bereich bestehender Gebäude
[N 5]	DIN 31051 (09-2012)	Grundlagen der Instandhaltung
[N 6]	DIN EN 197-1 (07-2014)	Zement – Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement
[N 7]	DIN EN 459-1 (07-2015)	Baukalk – Teil 1: Begriffe, Anforderungen und Konformitätskriterien
[N 8]	DIN EN 771-1 (11-2015)	Festlegungen für Mauersteine – Teil 1: Mauerziegel
[N 9]	DIN EN 771-6 (11-2015)	Festlegungen für Mauersteine – Teil 6 : Natursteine
[N 10]	DIN EN 1996-1-1 (02-2013)	Eurocode 6. Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk
[N 11]	SIA 269 (01-2011)	Grundlagen der Erhaltung von Tragwerken
[N 12]	SIA 469 (1997)	Erhaltung von Bauwerken
[N 13]	DBV-Merkblatt (2014-01-00)	Anwendung zerstörungsfreier Prüfverfahren im Bauwesen
[N 14]	DAfStb-Richtlinie (2000-09)	Belastungsversuche an Betonbauwerken
[N 15]	VDI-Richtlinie 3798 Blatt 3 (1998)	Untersuchung und Behandlung von immissionsgeschädigten Werkstoffen, insbesondere bei kulturhistorischen Objekten – Grafische Dokumentation
[N 16]	Empfehlung Nr. 3 des Arbeitskreises „Geotechnik historischer Bauwerke und Naturdenkmäler“ der DGGT: Geotechnische Schadensfeststellung und -behandlung an historischen Bauwerken. In: Bautechnik 81 (2004) Heft 9, S. 760–765	

8.3 Literatur

[1] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z20.1-106 (2007). Bodenvernagelung System „DYWIDAG“, Berlin

[2] Böttcher, D. (2000). Erhaltung und Umbau historischer Tragwerke. Holz- und Steinkonstruktionen. Berlin: Ernst & Sohn

[3] Neuwald-Burg, C.; Egermann, R. (2014). Grundlagen für Standsicherheitsnachweise an bestehendem Natursteinmauerwerk. In: Natursteinbauwerke: Untersuchen – Bewerten – Instandsetzen. Arbeitsheft 29 des Landesamtes für Denkmalpflege Baden-Württemberg. Fraunhofer IRB Verlag und Konrad Theiss Verlag, S. 95–102

[4] Egermann, R. (2014). Ingenieurtechnische Sicherung von Natursteinmauerwerk. In: Natursteinbauwerke: Untersuchen – Bewerten – Instandsetzen. Arbeitsheft 29 des Landesamtes für Denkmalpflege Baden-Württemberg. Fraunhofer IRB Verlag und Konrad Theiss Verlag, S. 103–114

[5] Gigla, B. (2014). Instandsetzung und Ertüchtigung von Mauerwerk Teil 5: Vernadeln, Verankern (Berechnung). In: Wolfram Jäger (Hg.): Mauerwerk-Kalender 2014. 39. Jahrgang. Berlin : Ernst & Sohn, S. 281–318

[6] Grimm, W.-D. (1990). Bildatlas wichtiger Denkmalgesteine der Bundesrepublik Deutschland. Arbeitsheft 50, Landesamt für Denkmalpflege München

[7] Hegewaldt, P. (2016). Hat sich bewä(e)hrt – Nachträgliches Bewehren von historischem Mauerwerk mit Verpressankern. In B+B Bauen im Bestand 6.2016. Rudolf Müller Medien Gruppe Köln

[8] Maus, H. (1995). Injiziertes und bewehrtes altes Mauerwerk. Untersuchungen zur Wirksamkeit und Dauerhaftigkeit der Instandsetzungsmaßnahmen. Dissertation, Heft 32. Universität Karlsruhe, Institut für Tragkonstruktionen

[9] Meichsner, H.; Jahn, T. (2014). Mauerwerksinstandsetzung mit Spiralankern. Grundlagen, Berechnung, Konstruktion. Stuttgart: Fraunhofer IRB-Verlag

[10] Schwing, E. (1991). Standsicherheit historischer Stützwände. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Univerität Fredericana in Karlsruhe, Heft 121, Karlsruhe

[11] Snethlage, R. (2008). Leitfaden Steinkonservierung – Planung von Untersuchungen und Maßnahmen zur Erhaltung von Denkmälern aus Naturstein. 3. Auflage, Fraunhofer IRB Verlag

[12] Stürmer, S. (2015). Mit Injektionen Risse heilen. In B+B Bauen im Bestand 2.2015. Rudolf Müller Medien Gruppe Köln, S. 16–19

[13] Warnecke, P. (1995). Tragverhalten und Konsolidierung von historischem Natursteinmauerwerk. Dissertation, Heft 114. Technische Universität Braunschweig, Institut für Baustoffe Massivbau und Brandschutz

[14] Wenzel, F.; Gigla, B.; Kahle, M.; Stiesch, G. (2000) . Historisches Mauerwerk. Untersuchen, Bewerten und Instandsetzen; Sonderforschungsbereich 315 (Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke). Universität Karlsruhe

[15] Wichter, L.; Meininger, W. (2000). Verankerungen und Vernagelungen im Grundbau, Abschnitt 6. Berlin: Ernst & Sohn Verlag

Bauphysik anschaulich erläutert!

Schmidt · Windhausen
Wärmeschutz – Energieeinsparung – Feuchte- und Tauwasserschutz – Schallschutz – Raumakustik

Bauphysik-Lehrbuch

2018, 575 Seiten, 17,0 x 24,0 cm, Buch (Softcover), 39,00 €

ISBN 978-3-8462-0407-8

VORTEILE

- Alle notwendigen bauphysikalischen Grundlagen
- Mit wichtigen Werkzeugen: bauphysikalische Kennwerten und Formeln

Mehr Infos und versandkostenfrei (deutschlandweit) bestellen: ***shop.reguvis.de/0407-8***

Bestell-Hotline: 02 21/9 76 68-306
E-Mail: vertrieb@reguvis.de
Fax: 02 21/9 76 68-236 | **www.reguvis.de**
In jeder **Fachbuchhandlung**

Reguvis
Fachmedien GmbH
Amsterdamer Str. 192
50735 Köln

Reguvis

Beton

KI

© 221A – sandiphoto.com

Frank Haupenthal, Michael Siegmund

Das Prinzip der Lastumlagerung bei der Instandsetzung von Stahlbetonstützen

Bauen im Bestand

1 Einleitung
2 Grundlagen für die Spannungsermittlung
2.1 Streuungen der verformungswirksamen Parameter
3 Geschichtliche Entwicklung/ Hintergründe
3.1 Additionsgesetz von „Emperger"
3.2 Zum Tragverhalten von Druckgliedern
4 Prinzip der Lastumlagerung am Beispiel der Instandsetzung einer Stütze
4.1 Abmessungen und Baustoffe der Beispielstütze
4.2 Zum Prinzip der Lastumlagerung
4.3 Lastumlagerungen während der geplanten Instandsetzung
5 Fazit
6 Ausblick

1 Einleitung

Bei Instandsetzungen im Fußbereich von Stahlbetonstützen wird oftmals ein Abtrag von chloridkontaminiertem Beton im Sinne des Verfahren R2-CI nach der Instandsetzungsrichtlinie des DAfStb Schutz und Instandsetzung von Bauteilen (2001) in Erwägung gezogen.

Für die statischen Untersuchungen wird in der Praxis in erster Linie die Tragfähigkeit der Bestandstützen im Bauzustand betrachtet, die von einem Tragfähigkeitsverlust aus dem geometrischen Querschnittsverlust des Betons geprägt ist. Da durch den Betonabtrag gleichzeitig mindestens die äußere Lage der Stützenlängsbewehrung freigelegt und die seitliche Bettung der Längsstäbe entfernt wird, ist ggf. die Tragfähigkeit der Bewehrungsstäbe erheblich reduziert (Knicken). Weiter kann die Tragfähigkeit der häufig im Fußbereich liegenden Übergreifungsstöße durch das teilweise Freilegen des Stoßbereiches erheblich eingeschränkt sein. Verformungsnachweise werden oft als nicht erforderlich angesehen; deshalb erfolgen keine Untersuchungen.

Die Tragfähigkeit der Stützen, vom Beginn des Betonabtrags im Bauzustand bis zur vollständigen Aushärtung der Reprofilierung im Endzustand, ist i.d.R. für die Grenzzustände der Tragfähigkeit (GZT) und der Gebrauchstauglichkeit (GZG) statisch nachzuweisen. Können die Nachweise nicht erbracht werden, müssen für den Bauzustand geeignete Abstützungen und für den Endzustand ggf. Verstärkungen vorgesehen werden.

Der vorliegende Artikel möchte auf verschiedene Besonderheiten bei den Nachweisen und auch auf die Konsequenzen eines Eingriffs im Hinblick auf das Verformungsvermögen eines druckbeanspruchten Traggliedes hinweisen, wobei auch Beobachtungen und Erfahrungen aus der Instandsetzung von Stahlbetonstützen eingeflossen sind. Schlanke Druckglieder mit einer Gefährdung durch Stabilitätsversagen werden ausgenommen.

Folglich wird davon ausgegangen, dass die Voraussetzungen nach DIN EN 1992-1-1 (EC2) 5.8.3.1 (1) [1] erfüllt sind.

NDP Zu 5.8.3.1 (1)

$\lambda_{lim} = 25$ für $|n| \geq 0{,}41$ (5.13.aDE)

$\lambda_{lim} = 16 / \sqrt{n}$ für $|n| < 0{,}41$ (5.13.bDE)

Dabei ist

$$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$$

Weiter werden die Betrachtungen auf Druckglieder mit geringen Ausmitten bis $e_d/h \leq 0{,}1$ beschränkt.

2 Grundlagen für die Spannungsermittlung

Für die Nachweise sind die Betonspannungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu betrachten. Hierbei sind die zeitabhängigen Verformungen (Schwind- und Kriechverformungen) zu berücksichtigen. Die Spannungsverteilungen im Gebrauchszustand vor dem Betonabtrag stellen auch die Ausgangswerte für die weiteren Betrachtungen in den verschiedenen Bauzuständen (Schritten der Instandsetzung) dar.

2.1 Streuungen der verformungswirksamen Parameter

Für die wirklichkeitsnahe Ermittlung der Spannungen ist die Betrachtung von unteren und

oberen Grenzwerten für die verformungswirksamen Parameter wie den Elastizitätsmodul für Beton und die Kriech- und Schwindwerte angeraten. Hierzu finden sich auch in den technischen Regelwerken, z. B. DIN EN 1992-1-1 (EC2) nach 3.1.3 (2) für den Elastizitätsmodul des Betons und unter NCI Zu 3.1.4 (2) [1] für Kriechen und Schwinden Hinweise.

Danach sind für den E-Modul des Betons je nach Gesteinskörnung die Werte der Tabelle 3.1 (EC2) um 30 % zu reduzieren bzw. um 20 % zu erhöhen. Auch in der Literatur stößt man auf entsprechende Beiträge, die z. T. auf noch größere Bandbreiten hinweisen (siehe Bild 1). Nach Kommentar zum Eurocode 2 für Deutschland [2] sollte sich der Tragwerksplaner im Falle eines maßgeblichen Einflusses des Wertes auf die Bemessung stets bzgl. der zutreffenden Festlegung vergewissern und ggf. den Wert als zusätzliche Betoneigenschaft festlegen. Bei einem Entwurf eines neuen Bauwerks/Tragglieds wäre dann bei entsprechender Relevanz des Einflusses auf das Trag- und Verformungsverhalten im Vorfeld der Elastizitätsmodul des Betons durch Eignungsversuche zu untersuchen.

Die Endkriechzahlen und Schwinddehnungen dürfen nach EC2 als zu erwartende Mittelwerte angesehen werden, wobei zur Vorhersage von mittleren Variationskoeffizienten von etwa 30 % auszugehen ist. So sind auch für die Variation der Kriech- und Schwindbeiwerte (obwohl dies in der Praxis eher die Ausnahme sein dürfte) in den technischen Regelwerken und auch z. B. der Literatur Hinweise auf die große Streuung zu finden.

Im Hinblick auf die vorhandene Streuung der Verformungseigenschaften des Bestandes (E-Modul des vorhandenen Betons) und der Parameter für Kriechen und Schwinden wurden für die folgenden Betrachtungen untere und obere Grenzwerte verwendet. Dies gilt auch für die Verformungseigenschaften des geplanten Vergussbetons/Spritzbetons zur Reprofilierung (siehe Bild 2).

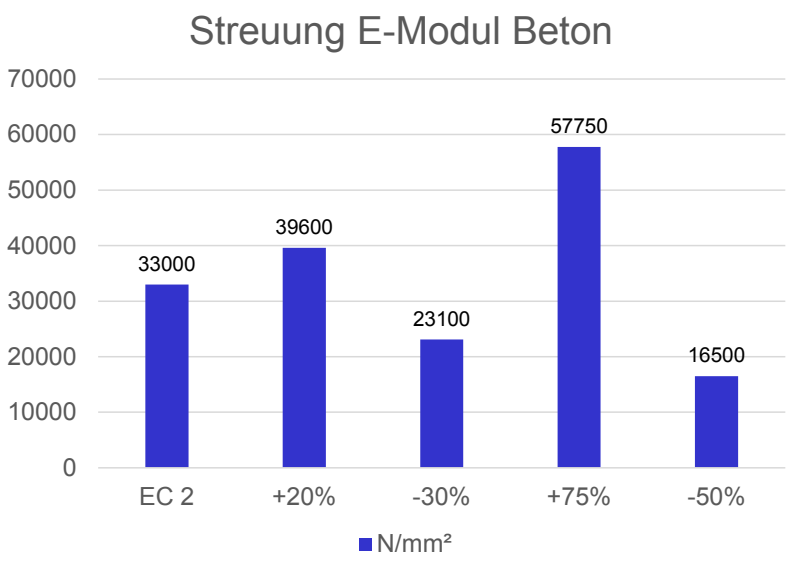


Bild 1

EC 2: Kriechzahl, Schwinddehnungen dürfen als zu erwartende Mittelwerte mit Variationskoeffizienten von etwa 30% (0,3) angesehen werden (NCI zu 3.1.4 (2))

z.B. $\varphi \approx 2{,}4$ < 1,45 untere Schranke; 3,28 obere "

$\varepsilon_{cs} \approx 0{,}4$ ‰ < 0,28 untere "; 0,65 obere "

Bild 2

3 Geschichtliche Entwicklung/Hintergründe

Zum besseren Verständnis der folgenden Betrachtungen für die einzelnen Schritte der Instandsetzung mittels Betonabtrag und Reprofilierung wird auf einige Hintergründe (geschichtliche Entwicklung) und das Tragverhalten von Druckgliedern kurz eingegangen. Die Informationen stammen vor allem aus Berichten der ETH Zürich, die für die plastische Bemessung und das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen einen großen Beitrag an den wissenschaftlichen Untersuchungen leistet.

3.1 Additionsgesetz von Emperger

Die plastische Betrachtung der Tragfähigkeit von umschnürten Stahlbetonstützen wurde bereits von Emperger 1931 für Gusseisenstützen mit umschnürter Betonhülle (*Seelhofer-Schilling*, ETH Zürich) [4] vorgenommen.

Bereits Considère (1909) formulierte nach der Elastizitätstheorie ($n = E_s/E_b = 10$)

$$P = f_c\,(A_c + 10\,A_s + 24\,A'_b)$$

mit $A'_b = \frac{ab\,dk\,\pi}{s}$

Nach Versuchen von Wayß & Freytag/Mörsch (1910) folgte:

$$P = A_k\,f_c + A_s\,f_s + m * A_b\,f_c)$$

- → Umschnürungsbewehrung stellt Druckfestigkeit des Betons sicher
- → Bügel sichern Längseisen gegen Ausknicken
- → Fließgrenze des Betonstahls vor Bruch erreicht!
- → Faktor m aus den Versuchen

Schließlich formulierte Emperger (1912) sein Additionsgesetz für Gusseisenstützen:

$$P = A_c\,f_c + A_s\,f_s + A_g\,f_g)$$

- → ab 1931 auf umschnürte Stahlbetonstützen übertragen

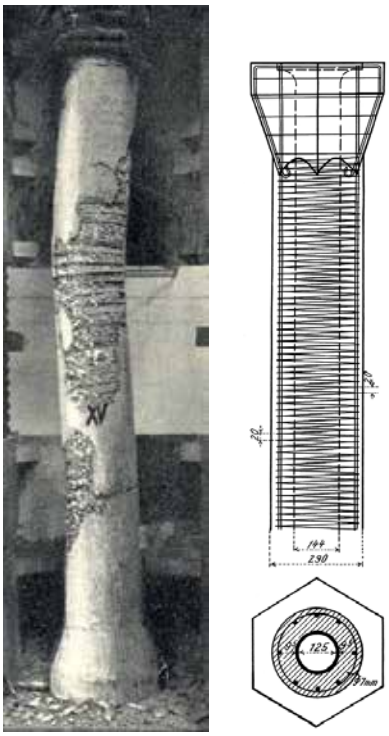


Bild 3

Tragfähigkeit umschnürte Stahlbetonrundstütze Additionsgesetz (Emperger 1931)

Plastische Betrachtung

Die Verteilung der einzelnen Verbundstoffe an der Lastaufnahme geht von der anfänglichen Verteilung im Verhältnis der Elastizitätsmoduln mit zunehmenden bleibenden Stauchungen in eine Verteilung im Verhältnis der Druckfestigkeiten/Fließgrenzen über.

Voraussetzung

Es tritt kein vorzeitiges Versagen durch z. B. Knicken/Ausweichen der Bewehrung oder Reißen der erforderlichen Bügel auf.

→ Dimensionierung: Bügelquerschnitte, Bügelabstände

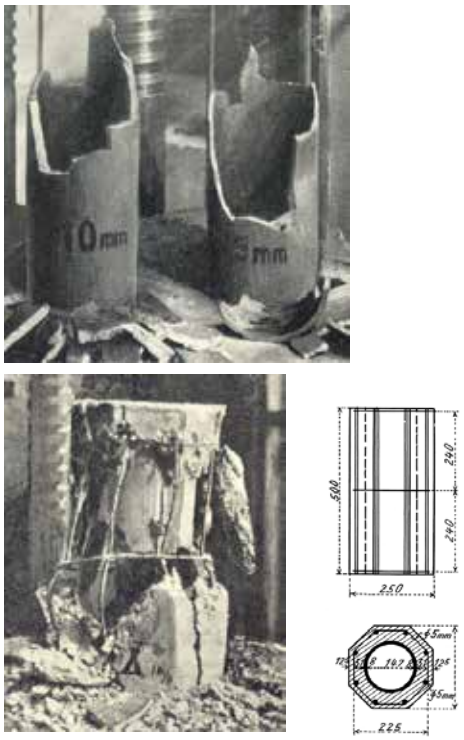


Bild 4

Tragfähigkeit umschnürte Stahlbetonrundstütze Additionsgesetz (Emperger 1931)

Bis zum Erreichen der Betondruckfestigkeit ergeben sich kaum Unterschiede zwischen Druckgliedern mit und ohne Umschnürungsbewehrung.

Danach nehmen die Querdehnungen zu, so dass die eingelegten Bügel ihre umschnürende Wirkung entwickeln.

In dieser Phase platzt der Überdeckungsbeton ab.

Bei einer engen Verbügelung kann die Last mit zunehmender Verformung weiter gesteigert werden.

3.2 Zum Tragverhalten von Druckgliedern

Auf diesen Untersuchungen und früheren Beiträgen von Mörsch (*Wayß & Freitag*, 1910) entwickelte sich das Additionsgesetz. Das darin postulierte Tragverhalten von Druckgliedern lässt sich z. B. auch im Betonkalender von 1968 und 1970 nachlesen. Dort sind die Einflüsse des Kriechens und der Querbewehrung (Bügel) auf das Tragverhalten eines bewehrten Druckgliedes beschrieben, was in den wesentlichen Punkten bis heute gültig ist. Der Einfluss der Querbewehrung (Bügelabstände) wird auch in Bild 5 verdeutlicht.

$$P \leq zul\ P = \frac{1}{3}\,(F_k K_b + F_e \sigma_s + 2{,}5\ {}^{*}F_s \sigma'_s)$$

Im Betonkalender 1968 [3] findet sich unter dem Kapitel „Bemessung der Stahlbetonteile II. Zustand I, Längskraft und Biegung A. Mittige Druckkraft" folgende Beschreibung des obigen Additionsgesetzes:

„… Die Anwendung dieser einfachen Berechnungsgrundlage wird aber in den Vorschriften ausdrücklich auf Säulen mit hinreichender Querbewehrung (Bügel oder Spiralen) beschränkt. Da die Bruchstauchung des Betons etwa 2 Promille beträgt, und der Stahl durch Kriechen des Betons bereits unter Gebrauchslast zusätzliche Druckspannungen erhält, wird die Quetschspannung des Stahles bereits vor dem Bruch des Betons erreicht. Die Annahme, dass der Bruch des Verbundquerschnitts erst dann eintritt, wenn die Tragfähigkeit der beiden Einzelbaustoffe erschöpft ist, kann daher nur dann als richtig unterstellt werden, wenn die Längsstäbe auch nach dem Überschreiten der Quetschgrenze durch eine enge Querbewehrung am Ausknicken gehindert werden und weiter einen der Quetschgrenzenspannung entsprechenden Lastanteil aufnehmen. … Sind die Längseisen nicht durch eine ausreichende Querbewherung gesichert, werden z. B. auf einer Querschnitsseite mehr als zwei Längseinlagen durch einen Bügel erfaßt, so ist die Möglichkeit des Ausknickens der Längsbewehrung gegeben, da die Bügel Biegebeanspruchungen nur im geringen Umfange aufzunehmen vermögen. In diesem Falle wird durch das Ausknicken der Längsbewehrung der Verbundquerschnitt gesprengt, und der Bruch erfolgt bereits vor Erreichen der Bruchstauchung des Betons. Die Bruchfestigkeit des Verbundquerschnitts ist damit geringer als die Bruchfestigkeit des Betons ohne Bewehrung. Die Festigkeit von Stahlbeton-Druckgliedern hängt somit in hohem Maße von einer sorgfältigen Verbügelung ab, dieses gilt sinngemäß auch für die Druckbewehrung in Balken."

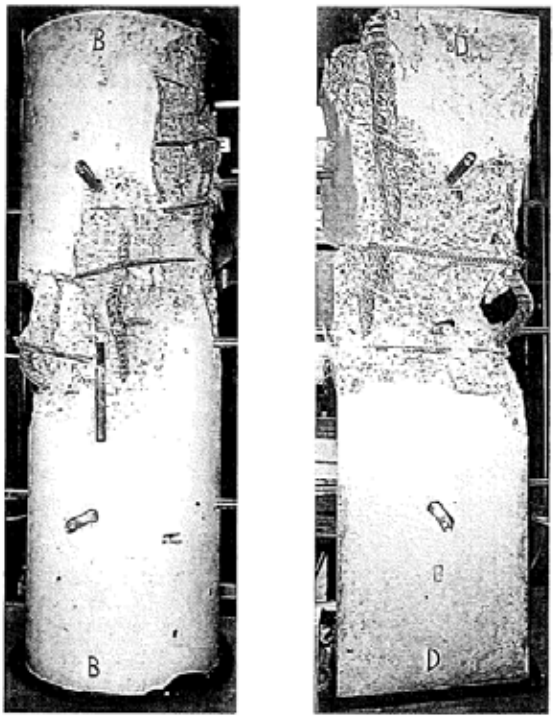


Bild 5: Runde und quadratische Versuchskörper nach Entlastung. Quelle: Sigrist, Das Druckgurtmodell für Stahlbetonbauteile [5].

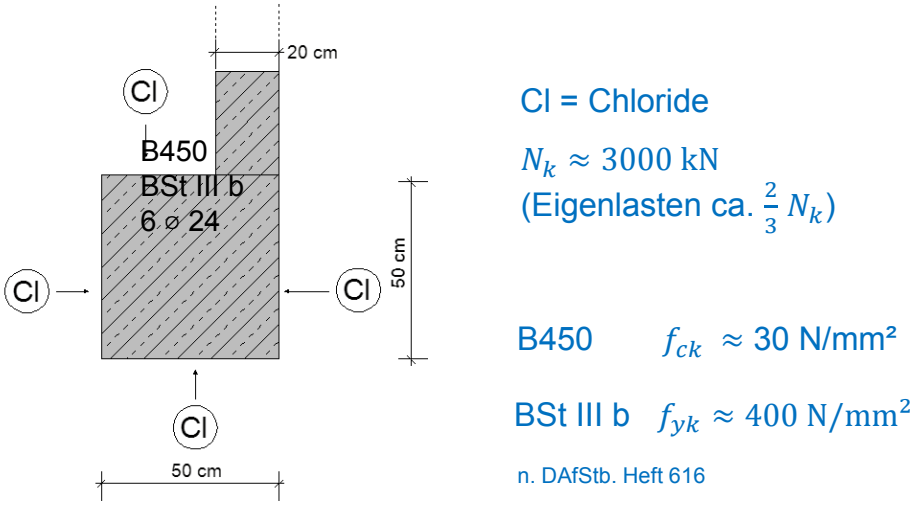


Bild 6

4 Prinzip der Lastumlagerung am Beispiel der Instandsetzung einer Stahlbetonstütze

Das Prinzip der Lastumlagerung soll an einem Beispiel verdeutlicht werden.

4.1 Abmessungen und Baustoffe der Beispielstütze

Die maßgeblichen Abmessungen der Beispielstütze sind in Bild 6 dargestellt. Die charakteristische Last beträgt ca. 3000 kN.

4.2 Zum Prinzip der Lastumlagerung

Die Verteilung der Kräfte im Verbundquerschnitt des Druckgliedes geht von einer anfänglich elastischen Verteilung durch die

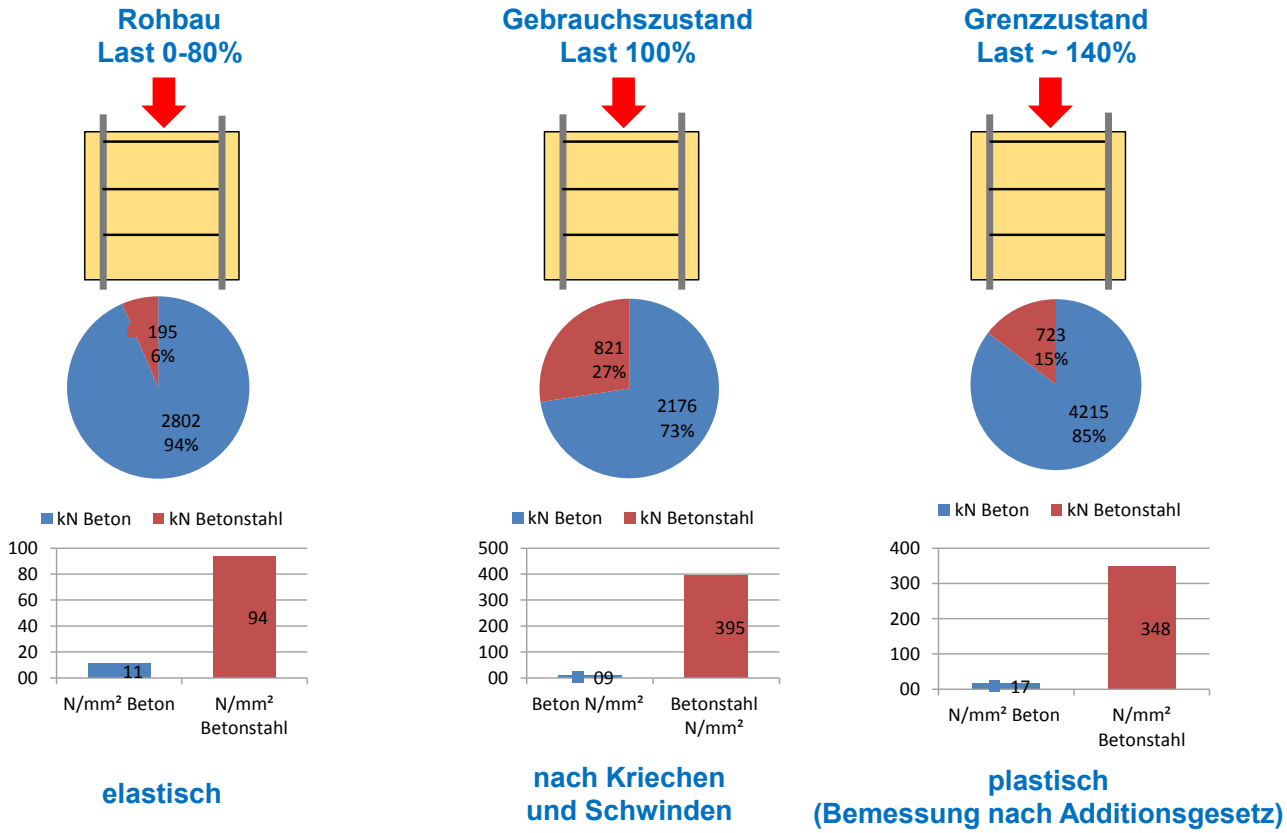


Bild 7

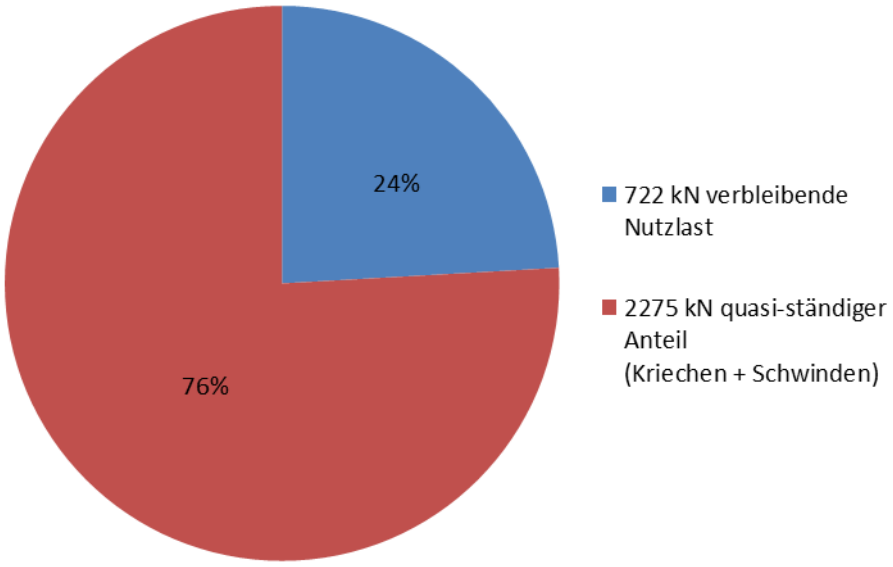


Bild 8

zeitabhängigen Vorgänge des Kriechen und Schwindens (der Beton „entzieht" sich der Last) in einen Zustand über, der bereits unter Gebrauchslasten durch hohe Spannungen im Bewehrungsstahl (ggf. kurz vor der Fließgrenze) gekennzeichnet ist (siehe Bild 7).

4.3 Lastumlagerungen während der geplanten Instandsetzung

In den folgenden Darstellungen und Schaubildern sollen am Beispiel der betrachteten Beispielstütze einige gedachte Schritte im Hinblick auf ggf. stattfindende Lastumlagerungen einer geplanten Instandsetzung durchgespielt werden.

Die Berechnung greift für die bestehenden Baustoffe auf Mittelwerte der Baustoffeigenschaften (tatsächliches Materialverhalten) zurück. Da sich der Beton für höhere Beanspruchungen nicht mehr linear elastisch verhält, sind physikalisch nichtlineare Berechnungen angezeigt. Dies gilt auch für Kriechvorgänge, für die ggf. nichtlineares Kriechen zu berücksichtigen wäre. Es werden jeweils obere und untere Grenzwerte für den Elastizitätsmodul sowie für die Kriech- und Schwindkenngrößen untersucht. Zur Veranschaulichung sind die untersuchten Parameter in folgenden Schaubildern ungünstig kombiniert, d.h. für einen Beton mit geringem E-Modul werden auch ungünstige Kriech- und Schwindkenngrößen unterstellt. Im Gegensatz dazu werden für einen Beton mit hohem Elastizitätsmodul günstige Parameter für Schwinden und Kriechen angesetzt.

Die Beanspruchung der Beispielstütze durch Normalkraft ist im Bild 8 dargestellt. Zur Anschauung wird im Gebrauchszustand der charakteristische Wert gewählt.

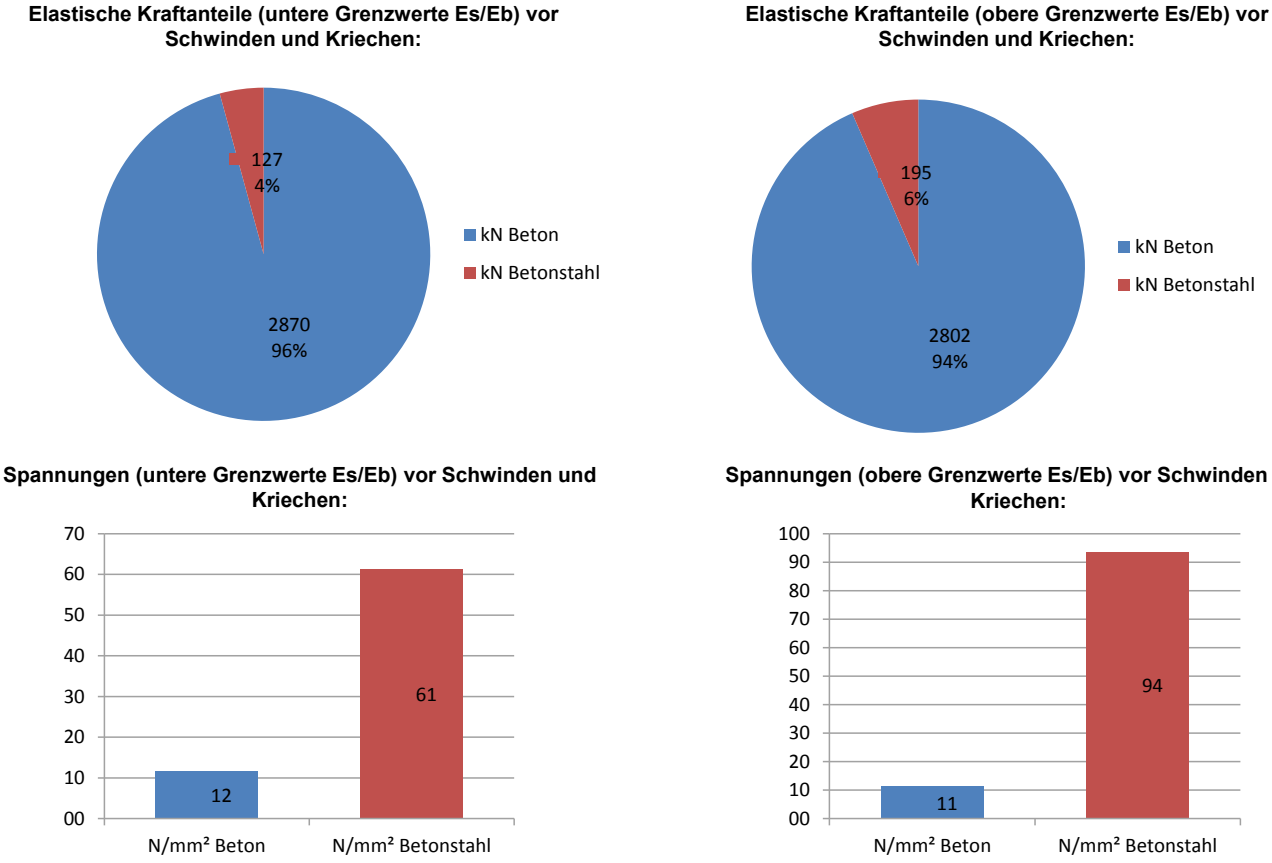


Bild 9

4.3.1 Elastische Verteilung vor Kriechen und Schwinden

Geht man von einer elastischen Verteilung der Kräfte im Beton und Betonstahl aus, so stellen sich die Verhältnisse für die untersuchten unteren und oberen Grenzwerte nach Bild 9 ein.

4.3.2 Verteilung nach Kriechen und Schwinden (Ausgangszustand)

Nach den zeitabhängigen Verformungen des Schwindens und Kriechens ist folgende Vorhersage für die Kraft- und Spannungsverteilung in der Stütze denkbar: Geht man von den Lasten im Gebrauchszustand als dem Ausgangszustand der Instandsetzung aus (keine Lastreduktionen im Bauzustand geplant oder gewünscht), so stellt dieser Zustand nach Kriechen und Schwinden (zum Zeitpunkt der Instandsetzung) die angenommene Verteilung der Kräfte und Spannungen (siehe Bild 11) dar.

Man erkennt, dass für die oberen Grenzwerte die Spannung im Betonstahl schon nahe an der Fließgrenze liegt und den nominellen Wert für den Bemessungswert von f_{yd} = 400/1,15 = 347,8 N/mm² schon überschritten hätte. Die tatsächliche Fließgrenze kann z. B. nach Kommentar zum Eurocode 2 [2] für nichtlineare Berechnungen mit dem Rechenwert f_{yR} = 400 * 1,1 = 440 N/mm² angenommen werden (siehe Bild 10).

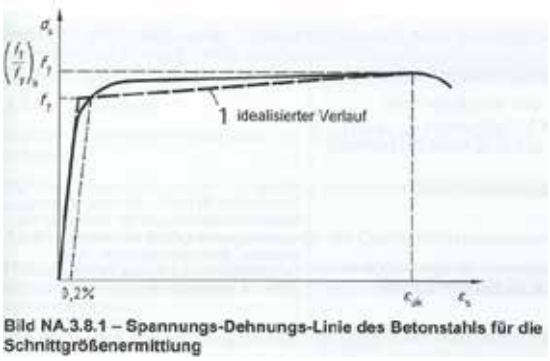


Bild 10

Beispiel:

DAfStb. Heft 616
→ f_{yk} = 400 N/mm² (BSt IIIb)

Bemessungswert
→ f_{yd} = 400 / 1,15 = 348 N/mm²

Rechenwert (NL)
→ f_{yR} = 400 x 1,1 = 440 N/mm²

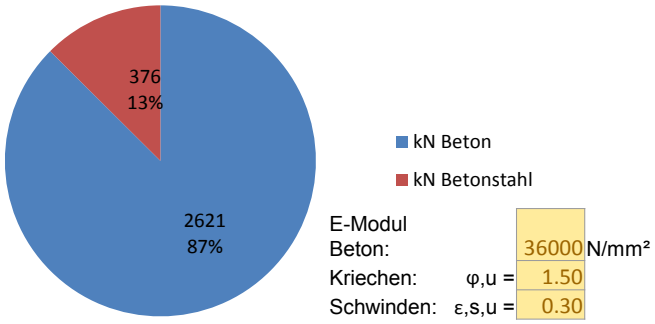
Quelle: Kommentar zu EC2

Ausgangszustand =
Gebrauchszustand : Zustand nach Kriechen und Schwinden
(Betonstahl kurz vor der Fließgrenze)

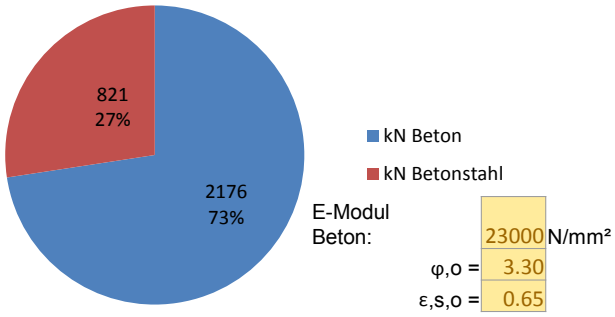
4.3.3 Lastumlagerung durch Betonabtrag

Für die Instandsetzung nach dem Prinzip R2-CI wäre ein Betonabtrag des chloridkontaminierten Betons bis hinter die Längsbewehrung erforderlich. Hierzu wird ein vierseitiger Betonabtrag von 8 cm für das Beispiel angenommen (siehe Bild 12). Hinweis: Es sollte immer auch ein Sicherheitszuschlag für zu viel abgetragene Betonfläche berücksichtigt werden.

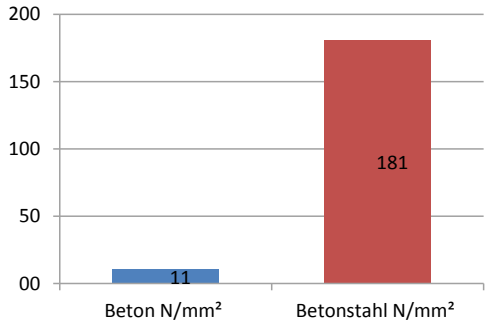
Kraftanteile im Gebrauchszustand (untere Grenzwerte) nach Schwinden und Kriechen:



Kraftanteile im Gebrauchszustand (obere Grenzwerte) nach Schwinden und Kriechen:



Spannungen (untere Grenzwerte) nach Schwinden und Kriechen:



Spannungen (obere Grenzwerte) nach Schwinden und Kriechen:

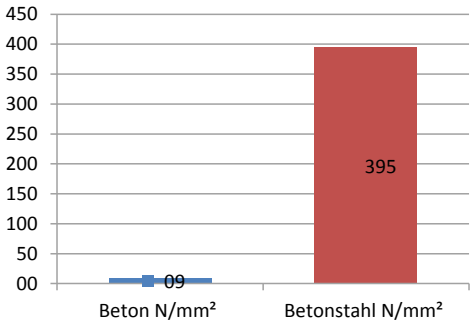


Bild 11

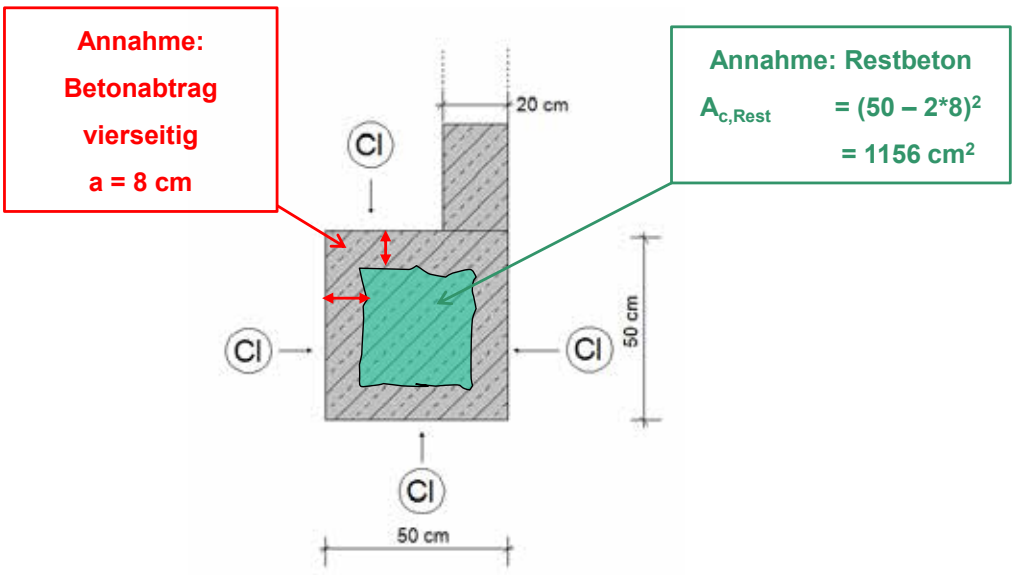


Bild 12

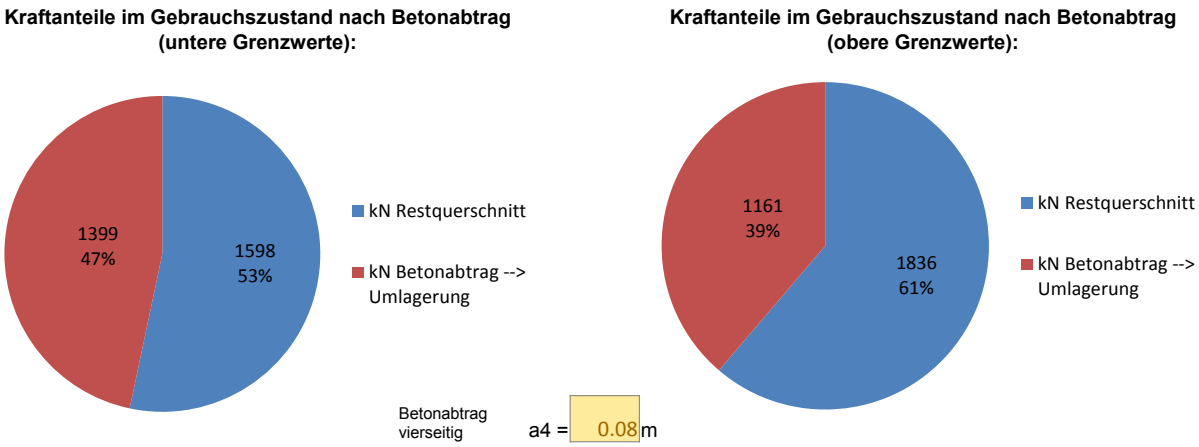


Bild 13

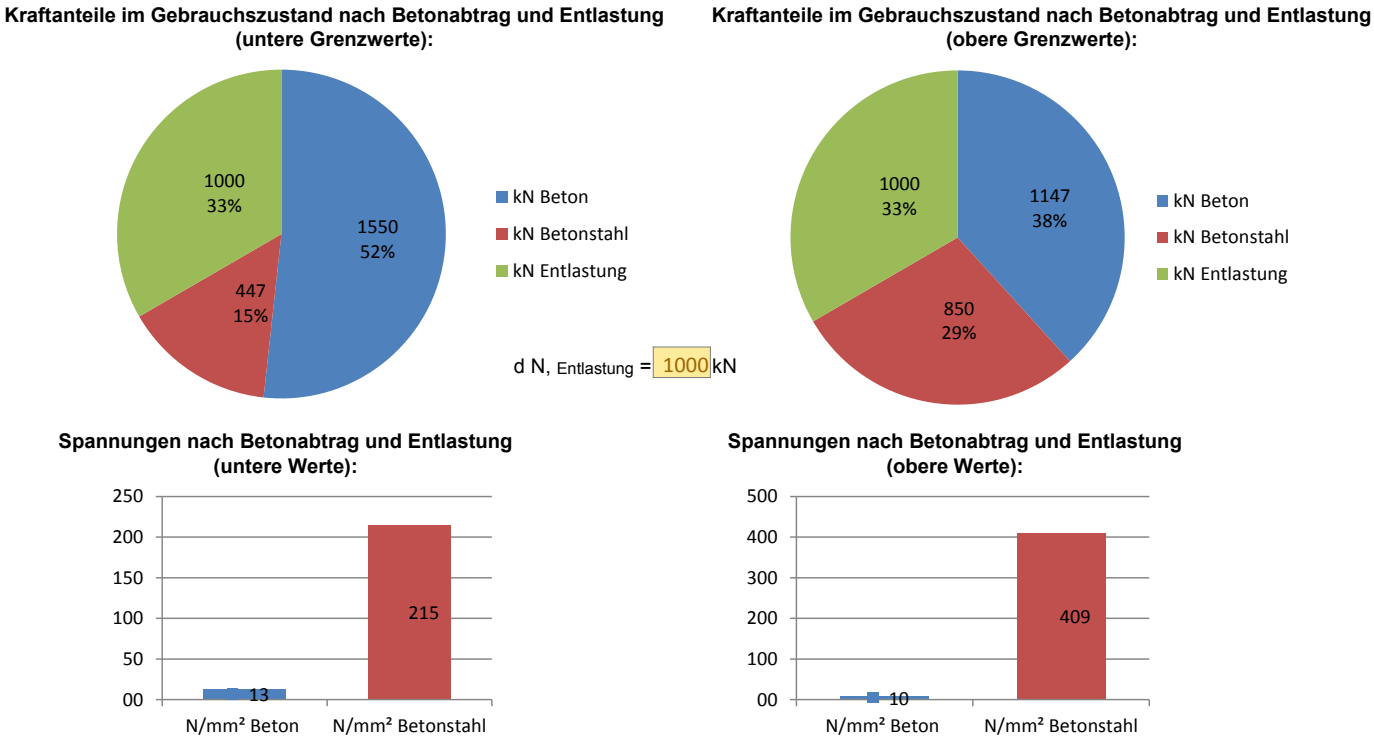


Bild 14

Die Kraft, die aus dem Verlust der Betonfläche (Betonabtrag) im Querschnitt entsteht, lässt sich aus den Spannungen im Ausgangszustand (Bild 11) abschätzen und ist beispielhaft in Bild 13 für die unteren und oberen Grenzwerte dargestellt. Sie liegt im Beispiel zwischen 39 % (obere Grenzwerte) und 47 % (untere Grenzwerte) der charakteristischen Last von 2997 kN.

4.3.4 Lastumlagerung nach Betonabtrag und Entlastung

Es soll nun weiter angenommen werden, dass die Kraft im abgetragenen Beton elastisch auf den verbleibenden Querschnitt aus Restbeton und Betonstahl umgelagert werden kann. Weiter soll hier beispielhaft von einer Entlastung der Stütze in Höhe von 1000 kN (z. B. eine Abstützung und den Einsatz hydraulischer Pressen) ausgegangen werden. Ohne diese Entlastung wäre im Fall der oberen Grenzwerte ein sofortiges Fließen des Betonstahls die Folge. Die Verteilung der Kräfte nach dem gedachten Betonabtrag und die zugehörigen Spannungen sind in Bild 14 abgebildet. Baupraktisch ist eine teilweise Entlastung in der Stütze nur unter großem Aufwand (z. B. unter Einsatz von Dehnungsmessungen) zu überprüfen.

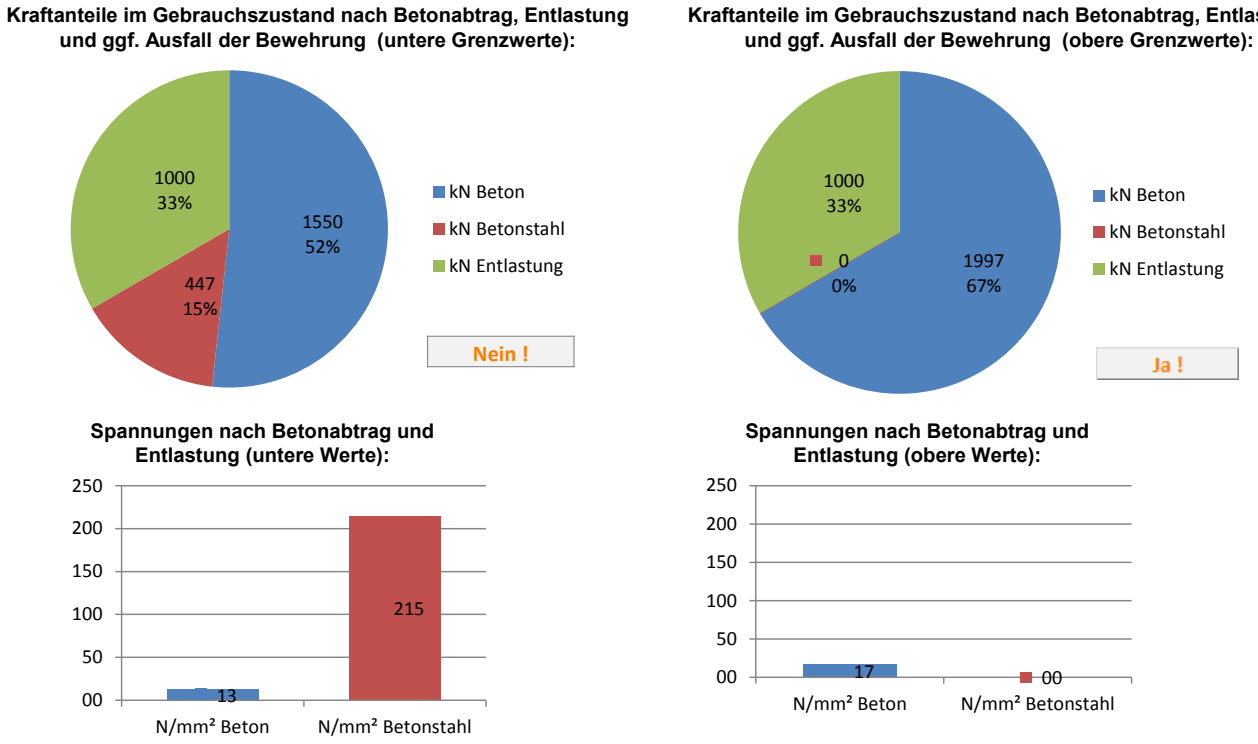


Bild 15

Bild 16

4.3.5 Lastumlagerung nach Bewehrungsausfall

Für das Beispiel soll eine weitere Umlagerung untersucht werden. Es wird angenommen, dass die Bewehrung im Falle der oberen Grenzwerte (zu 100 %) ausfällt. Hier könnte ein Ausknicken der Längsstäbe unter Last, große Verformungen der Längsstäbe quer zu Stabachse (Theorie II. Ordnung), das Freilegen eines Bewehrungsstoßes etc. die Ursache sein.

Dass ein solcher Ausfall tatsächlich möglich werden könnte, soll auch Bild 16 belegen. Hier wurden nach dem Betonabtrag Längseisen mit unzulässigen Abbiegungen (fast 90°) vorgefunden. Auch ein Nachweis der Stäbe auf Knicken ist kritisch zu sehen, da die Lage und evtl. auch der Zustand von Bügeln zur Ermittlung der Knicklänge und die exakte Anordnung der Längsstäbe i.d.R. nicht bekannt sind. Es sollte im Bestand mit Abweichungen (Faktor „Mensch") gerechnet werden. Eine Abstützung für den „Worst Case"-Fall ist deshalb immer zu empfehlen.

Für die unteren Grenzwerte ist im Beispiel ein Ausfall der Bewehrung nicht angenommen worden. Tritt ein Ausfall der Bewehrung ein (obere Grenzwerte), ist eine Umlagerung in den Restbeton die Folge. Hier sollten die Spannungen im Restbeton einen Wert von 0,6 f_{ck} nicht überschreiten, da dies eine bleibende Schädigung des Betons (Mikrorissbildung) zur Folge haben könnte. Eine Umlagerung in die Abstützung wird hier nicht angesetzt. Hierzu wären zusätzliche Betrachtungen der Steifigkeitsverhältnisse von Stütze und Abstützung erforderlich. Die Kraftanteile und Spannungen sind in Bild 15 dargestellt.

4.3.6 Lastumlagerung nach Reprofilierung und Nachlassen der Pressen

Für die folgenden Überlegungen wird nun davon ausgegangen, dass die Reprofilierung mit Spritzbeton oder einem geeignetem Vergussbeton erfolgt ist und nach dem Erhärten desselben eine Entlastung (Nachlassen der Pressen) stattgefunden hat. Es wäre nun wieder lastmäßig der Gebrauchszustand vor der Instandsetzung erreicht (siehe Bild 17).

Hier muss berücksichtigt werden, dass auch der Reprofilierungsbeton in einem nicht unerheblichen Maß schwindet und sich

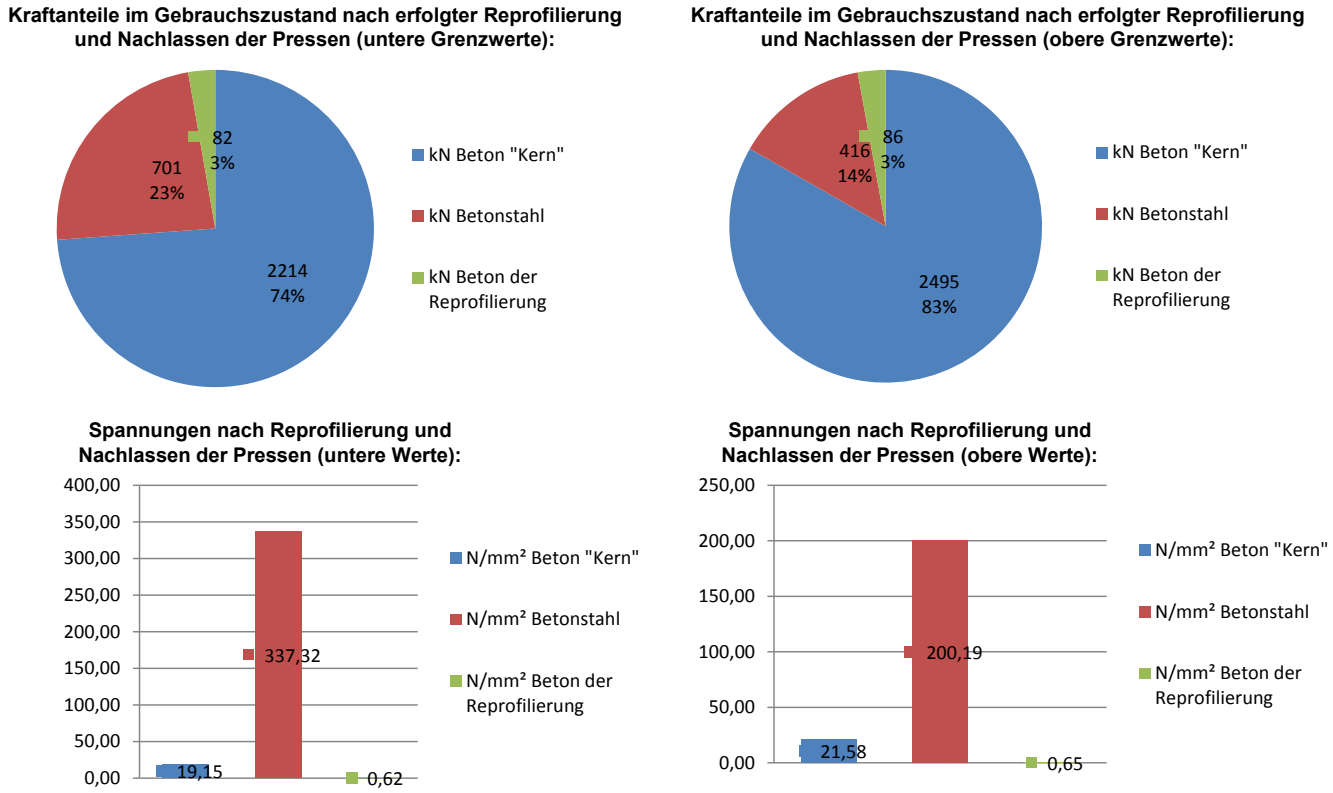


Bild 17

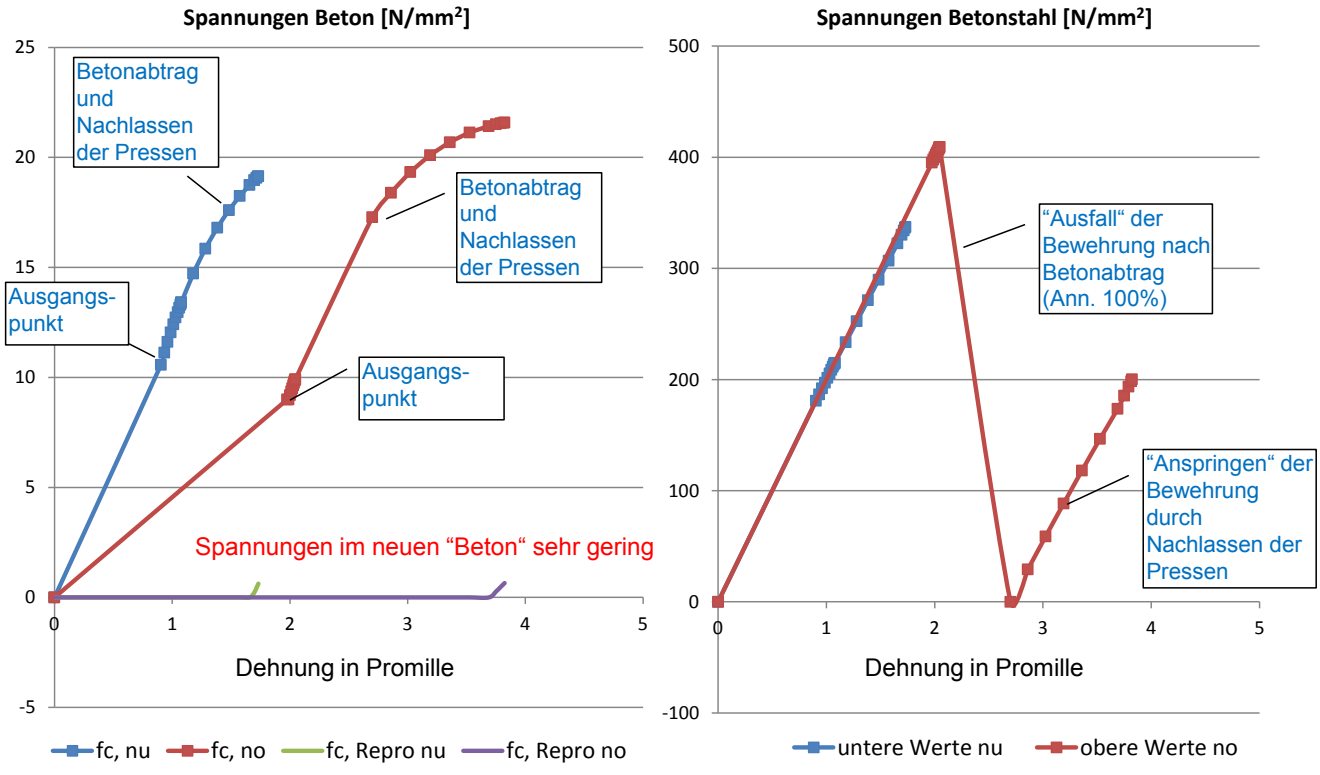


Bild 18

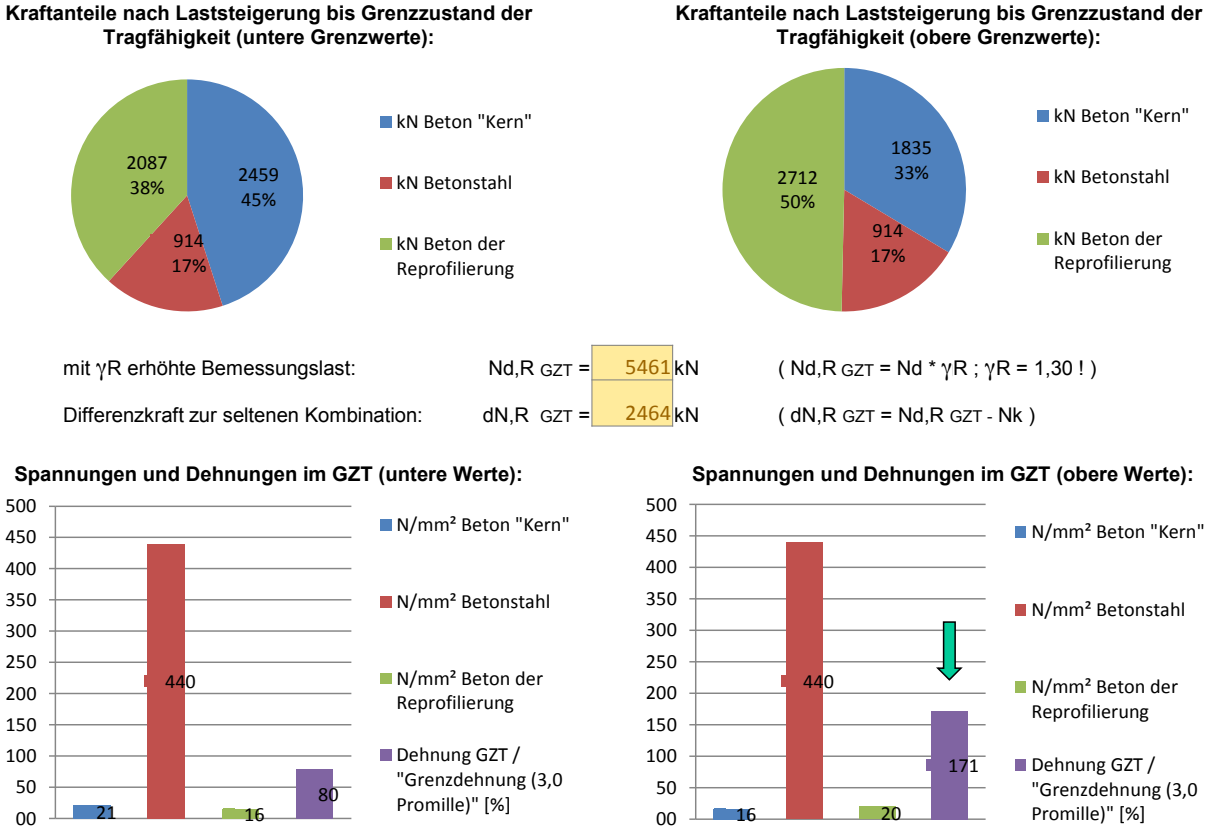


Bild 19

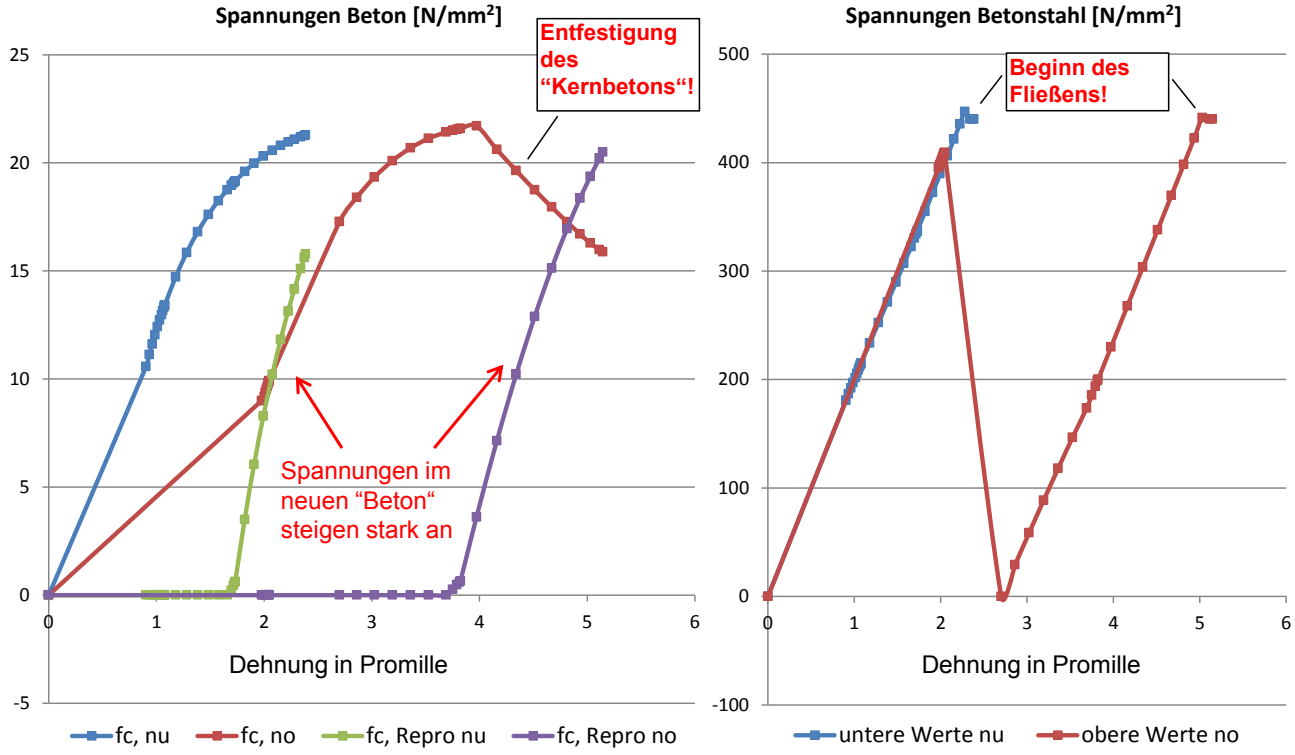


Bild 20

auch im weiteren Lastgeschehen der Last durch Kriechen „entzieht". Der Hinweis auf ein „Quellen" des Reprofilierungsbetons bei Einsatz eines Vergussbetons muss kritisch gesehen werden, da ein „Quellen" im Zuge des Erstarrens auftritt und nur bei einer entsprechenden Dehnungsbehinderung (auch in Querrichtung) zu Druckspannungen im Reprofilierungsbeton und damit zu einer Kompensation der Schwindvorgänge beitragen könnte. Der Anteil des neuen „Betons" (Reprofilierungsbeton) wird trotz einer Entlastung und Wiederbelastung hier als gering prognostiziert.

Im Bild 18 sind die Lastpfade in einem Spannungs-Dehnungsdiagramm aufgetragen, wobei vor dem Betonabtrag bis zum Ausgangspunkt nach Kriechen und Schwinden vereinfachend ein linearer Zusammenhang angenommen wurde (Gerade). Da sich der Beton für höhere Beanspruchungen nicht mehr linear-elastisch verhält, sind physikalisch nichtlineare Berechnungen angezeigt (siehe Kurven für Betonabtrag und Wiederbelastung nach Nachlassen der Pressen). Im Fall der roten Kurve (obere Grenzwerte) ist deutlich der Ausfall der Bewehrung und das erneute Ansteigen („Anspringen" der Bewehrung) beim Nachlassen der Pressen erkennbar. Hier ist ggf. eine Ertüchtigung der Bewehrung bei Schäden vorausgesetzt worden.

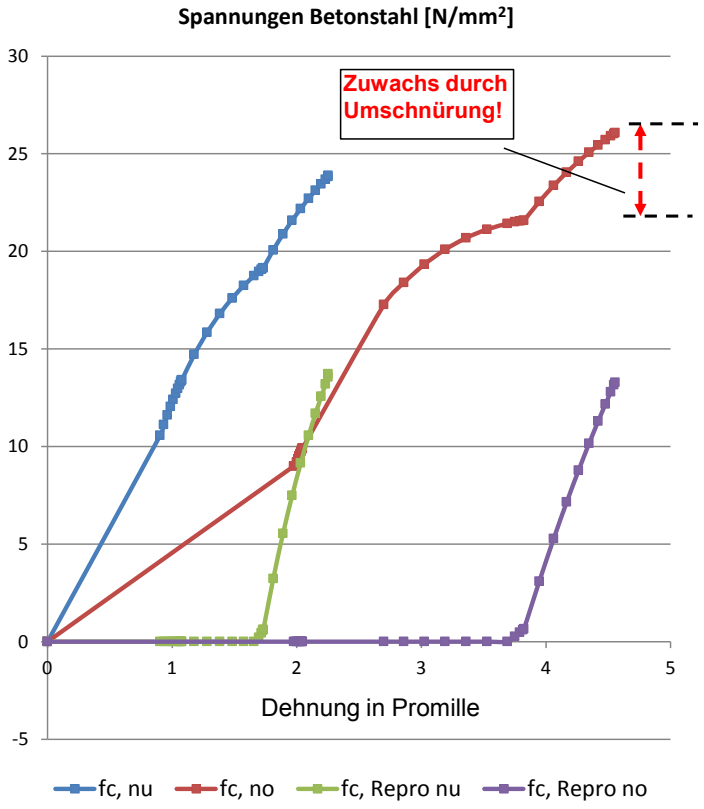


Bild 21

4.3.7 Lastumlagerung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit

Um eine konsistente Betrachtung vom Gebrauchszustand bis zum Grenzzustand der Tragfähigkeit zu gewährleisten, wird das Verfahren nach DIN EN 1992-1-1 5.7 – Nichtlineare Verfahren [1] mit Rechenwerten gewählt. Das Verfahren hat den Vorteil, dass die gleichen Spannungs-Dehnungslinien mit rechnerischen Mittelwerten verwendet werden können. Die Rechenwerte entsprechen in etwa den 1,3-fachen Bemessungswerten. In Versuchen (Schweiz; SIA 262) wurde für bewehrte Querschnitte eine Bruchstauchung von ca. 3,0 Promille beobachtet. Hier wird von einer Erhöhung der Duktilität durch die Bügel ausgegangen. Die Kraftanteile sind für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (Endzustand) in Bild 19 dargestellt. Die zugehörigen Lastpfade sind in Bild 20 ersichtlich.

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist ein Anwachsen der Spannungen im Reprofilierungsbeton zu verzeichnen. Im Falle der roten Kurve (obere Grenzwerte) muss für den Grenzzustand der Tragfähigkeit mit einer Entfestigung des Kernbetons (= Restbeton bei Betonabtrag) gerechnet werden. In beiden Fällen (untere und obere Grenzwerte) erreichen die Stahlspannungen die Fließgrenze, d.h. durch die Entfestigung kann nur noch eine Umlagerung in den Reprofilierungsbeton erfolgen, da die Bewehrung keine Kraft mehr aufnehmen kann (eine Verfestigung des Betonstahls wurde hier nicht berücksichtigt).

Im vorliegenden Beispiel wird von einer „stabilen" Entfestigung ausgegangen. Nach *Sigrist* beschreibt die Entfestigung des Betons jedoch ein Systemverhalten und kein Baustoffverhalten. Folglich sind als Voraussetzung weitere Parameter, wie die Abmessungen des untersuchten Druckglieds (Verhältnis l/d), von entscheidender Bedeutung. Im ungünstigen Fall kann die Entfestigung aufgrund der elastischen Rückfederung der Bereiche außerhalb der Bruchzone zu einem plötzlichen Versagen führen. Hierzu wird an dieser Stelle auf [5] verwiesen.

Letztendlich wird im Folgenden davon ausgegangen, dass die Stütze nach dem Betonabtrag und der anschließenden Reprofilierung ohne weitere Verstärkungsmaßnahmen nicht mehr die ursprüngliche Tragfähigkeit für den Grenzzustand der Tragfähigkeit erreicht.

4.3.8 Lastumlagerung im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei Umschnürung

Vor diesem Hintergrund wird folglich im letzten Schritt von einer Verstärkung durch Umschnürung des Querschnitts zur Erhöhung der Duktilität und damit zur Herstellung der Verträglichkeit der Dehnungen (Verformungsvermögen) im Endzustand Gebrauch gemacht (siehe Bild 21). Durch eine Umschnürung kann die Bruchstauchung ungefähr um den Faktor 5 vergrößert werden. Die Umschnürung könnte dabei durch einen Betonmantel mit zusätzlicher Querbewehrung (z.B. verschweißte Bügel) oder alternativ durch einen Stahlmantel erfolgen. Angaben zum Ansatz eines mehraxialen Spannungszustandes und einer Umschnürungsbewehrung finden sich im

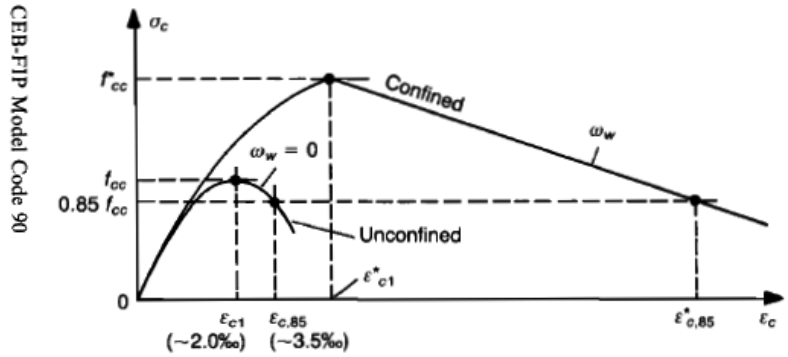


Bild 22: Approximation for stress-strain relationship under triaxial axisymmetric conditions.

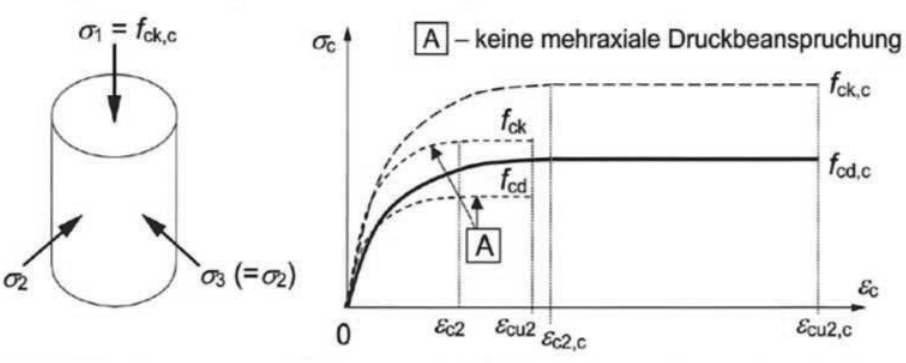


Bild 23: Spannungs-Dehnungs-Linie für Beton unter mehraxialen Druckbeanspruchungen. Quelle: Eurocode 2

Eurocode 2 Kap. 3.1.9 und z. B. im Model Code 90 (siehe Bild 22 und 23).

Ergänzend wird hier darauf hingewiesen, dass als Folge des Betonabtrags im Stützenquerschnitt im Kernbeton und reprofilierten Beton unterschiedliche Betonspannungen vorliegen. Aufgrund dieser „Störung" im Spannungszustand können Querzug-/Spaltzugspannungen im Beton ober- und unterhalb des Bereichs der Reprofilierung die Folge sein. Die Spaltzugspannungen sind auch im Bauzustand (nach Betonabtrag) in der Stütze vorhanden. Ggf. sind folglich schon für den Bauzustand Maßnahmen zur Aufnahme der Spaltzugspannungen (Umschnürung/Stahlmantel etc.) erforderlich.

5 Fazit

Bei der Bemessung von Druckgliedern geht man im Grenzzustand der Tragfähigkeit von einem Erreichen der Streckgrenze des Betonstahls und einer weiteren Aufnahme von Kräften in den Beton bis zur rechnerischen Druckfestigkeit aus (Additionsgesetz). Nachweise zur Verträglichkeit der dafür erforderlichen Verformungen (Verformungsnachweise) werden für diese plastische Betrachtungsweise i.d.R. nicht geführt. Bei einer Ausbildung nach den technischen Regelwerken wird dies als gegeben angesehen.

Die Regeln zur Ausbildung einer Stütze eines Druckgliedes (Mindestbewehrung; Bügelabstände etc.) gelten jedoch für ein neu zu erstellendes Bauteil. Insbesondere bei einem Eingriff in ein bestehendes Tragglied (Bauen im Bestand) ist eine Betrachtung der Verformungszustände (Dehnungen) im Bauzustand und Endzustand angeraten und liefert Hinweise für die konstruktive Durchbildung von Maßnahmen, z. B. im Rahmen einer Instandsetzung oder Verstärkung von Stahlbetonstützen.

6 Ausblick

Der vorliegende Beitrag stellt keine Beschreibung einer umfassenden wissenschaftlichen Untersuchung der bei einem Betonabtrag/Entlastung und Reprofilierung auftretenden Lastumlagerungen und Tragwirkungen dar. Er versucht jedoch, sich dem Tragverhalten eines komplexen Verbundbauteils durch Überlegungen aufgrund der zitierten wissenschaftlichen Arbeiten anzunähern. Aus Sicht des Verfassers besteht ein Bedarf an weiteren Untersuchungen bzw. Versuchen, die sich an den besonderen Anforderungen und Ansprüchen einer regelgerechten Instandsetzung orientieren sollten.

Literatur

[1] DIN EN 1992-1-1 – NA 2013-04: Stahlbeton und Spannbeton – Hochbau

[2] EUROCODE 2 für Deutschland, Kommentar, 2., überarbeitete Auflage 2016; Frank Fingerloos, Josef Hegger, Konrad Zilch

[3] Betonkalender 1968 bzw. 1970, Ernst & Sohn Verlag

[4] Umschnürte Stahlbetonstützen: Geschichtliche Entwicklung, Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Juni 2008; Birgit Seelhofer-Schilling

[5] Das Druckgurtmodell für Stahlbetonbauteile, Beton- und Stahlbetonbau 104 (2009), Heft 8; Viktor Sigrist

Dip.-Ing. (FH)
Frank Haupenthal M.Sc.

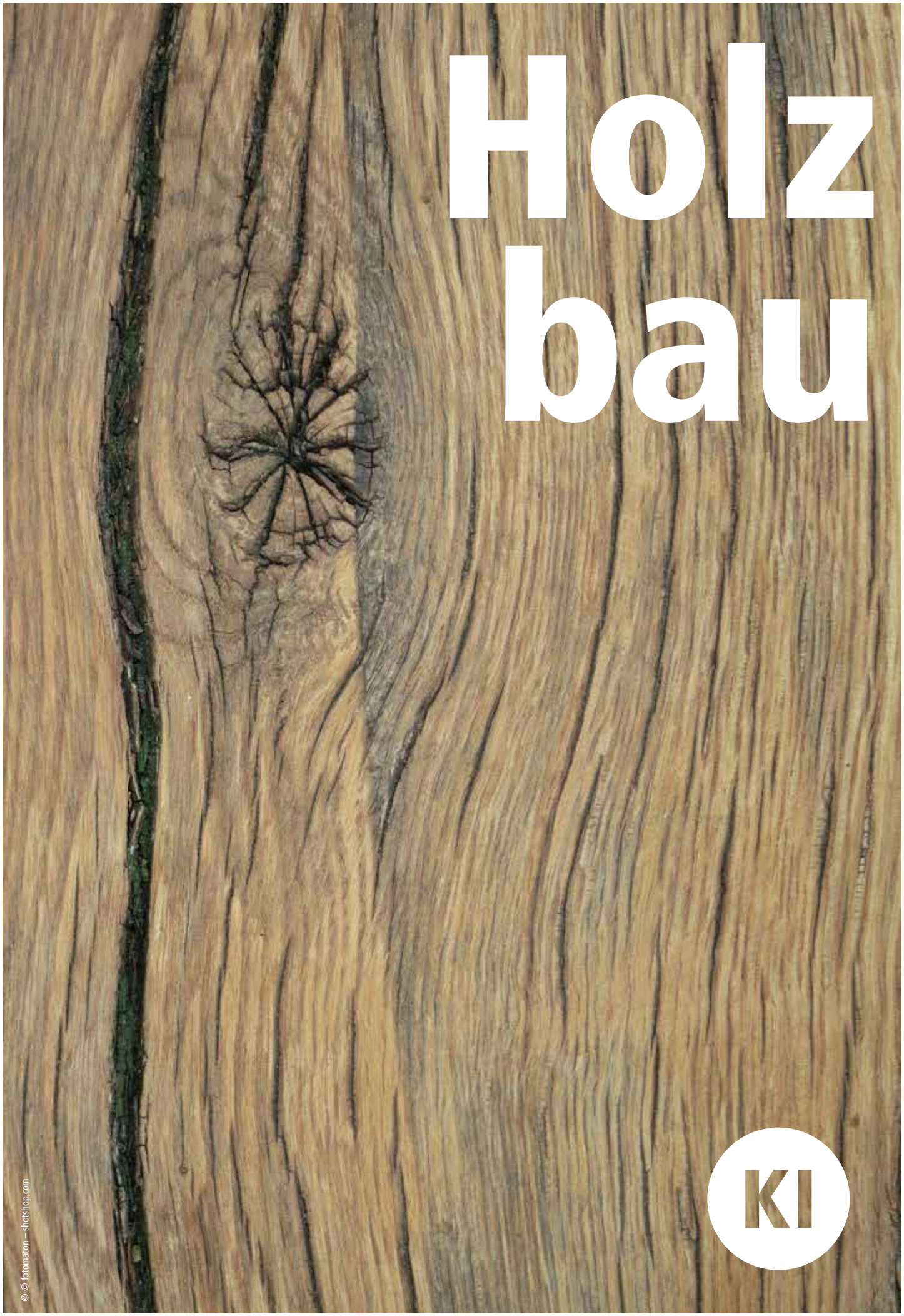
Dipl.-Ing.
Michael Siegmund

info@verheyen-ingenieure.de

Verheyen - Ingenieure GmbH & Co. KG
www.verheyen-ingenieure.de

Holzbau

KI



© © fotomaton – shotshop.com

Adrian Blödt

Sanierung von Holzbalkendecken im Bestand

Bauakustische Besonderheiten bei der Trittschallbemessung

1 Typische Fallstricke bei der Sanierung von Gebäuden im Bereich des Schallschutzes
Exkurs: Mindestschallschutz und vertragliche Vereinbarung
2 Normauswertung vs. wahrnehmbare Verbesserung
2.1 Bedeutung von tiefen Frequenzen beim Trittschallschutz
3 Wie können Holzbalkendecken in der Sanierung gezielt verbessert werden?
3.1 Sanierung mit Fehlbodenschüttung
3.2 Sanierung ohne Fehlbodenschüttung
4 Zusammenfassung

1 Typische Fallstricke bei der Sanierung von Gebäuden im Bereich des Schallschutzes

Vor dem Hintergrund der Wohnungsknappheit liegt in Deutschland großes Potential in der Sanierung historischer Gebäude, speziell in innerstädtischen Lagen. Während bei Neubauten die Planung und die Art der Ausführung fast ohne Zwangspunkte vorgegeben werden können, sind bei der Sanierung von historischen Gebäuden konstruktive Aspekte, wie zum Beispiel Raumhöhe, statische Belastbarkeit sowie Sanierungsumfang, bestimmende Faktoren. Auch aus bauakustischer Sicht führen die vorgenannten Beispiele zu Einschränkungen, welche die Planenden und Ausführenden vor große Herausforderungen stellen. In diesem Artikel soll der häufig vorkommende Fall „Holzbalkendecken in einem Gebäude in Massivbauart" aus bauakustischer Sicht näher, aber nicht abschließend betrachtet werden. Über die letzten Jahrhunderte und Jahrzehnte hat sich eine Vielzahl an Bauweisen und regional unterschiedlichen Konstruktionseigenheiten entwickelt, welche zu einer unübersichtlichen Ausgangslage führen. Deshalb soll versucht werden, ausgehend von der freiliegenden Balkenlage übliche Sanierungsvarianten darzustellen und zu bewerten. Darüber hinaus gibt es wahrscheinlich noch mehr herstellerspezifische und regionaltypische Sanierungsmethoden, welche hier keine Würdigung erfahren können.

Regelmäßig ist die Art der Sanierung bereits ohne großes Zutun der Planungsbeteiligten festgelegt. Dieser Fall tritt beispielsweise dann ein, wenn Raumhöhen bereits an der unteren Grenze des bauordnungsrechtlich Möglichen liegen. Dann sind Sanierungsvarianten mit den aus dem Neubau bekannten „Standardmaßnahmen" rein aus der Konstruktionshöhe heraus auszuschließen. Umgekehrt gibt es auch Gebäude bei den die Konstruktionshöhe zur Verfügung steht, aber die statische Belastbarkeit der Konstruktion bereits ausgereizt ist und zusätzliche Beschwerungslasten nicht möglich sind.

Sehr häufig ist festzustellen, dass alle Planungsbeteiligten reflexartig Konstruktions- und Aufbaumöglichkeiten suchen, um den Schall- oder Brandschutz unter den genannten Planungsrestriktionen sicherzustellen. Diese „Suche nach Lösungen" birgt aber die Gefahr, die eigentliche Anforderung aus den Augen zu verlieren. Es wird nach dem Motto „Wir machen das maximal Mögliche bei gegebener Aufbauhöhe" vorgegangen. Dabei wird vergessen, dass gewisse Mindeststandards auch im Altbau eingehalten werden müssen. Dies gilt im Bereich des Schallschutzes gleichermaßen wie in allen anderen Planungsdisziplinen. Es hilft leider nicht, nach vollendeter Maßnahme anzuführen, das maximal Mögliche getan zu haben, wenn trotzdem die Mindeststandards verfehlt worden sind. Mindeststandards im Bereich des Schallschutzes sind in den einzelnen Bundesländern in der Liste der technischen Baubestimmungen zu finden. Dabei wird in den meisten Bundesländern für den Schallschutz DIN 4109-1:2016 Schallschutz im Hochbau – Teil 1 Mindestanforderungen [1] herangezogen. Der hier definierte Standard ist das nicht unterschreitbare Minimum, welches alle am Bau Beteiligten dem Auftraggeber auch ohne explizite Vereinbarung schulden. Auch im Falle der

Sanierung ist dieses Minimum im Sinne einer öffentlichen Bauvorschrift zu beachten. Auch mit dem Hinweis darauf, dass mit dieser Bauweise und den beispielsweise vorhandenen Aufbauhöhen diese Standards nicht erreichbar sind, ist es fraglich, ob eine Unterschreitung statthaft ist. Es handelt sich um einen öffentlich definierten Standard, der durch die Parteien ja gerade nicht verhandelbar sein kann. Deshalb muss als erste Aufgabe im bauakustischen Planungsprozess geprüft werden, welche Standards vereinbart und welche mit den Planungszwangspunkten überhaupt erreichbar sind. Nur wenn diese Abstimmung mit dem Auftraggeber stattgefunden hat, können weitere Überlegungen zur konstruktiven Umsetzung beginnen.

Beim Schallschutz im Altbau hat sich folgende Vorgehensweise bewährt:

- → Abstimmung mit dem Kunden, welche Anforderungen dieser beim Schallschutz für das Gebäude sieht und welches Gesamtniveau er für das Gebäude anstrebt
- → Abgleich des Sanierungsumfangs mit den möglichen Schallschutzmaßnahmen (z. B. neue Unterdecke und neuer Estrichaufbau oder nur Unterdeckensanierung)
- → Abschätzung des mit den geplanten Maßnahmen erreichbaren Schallschutzniveaus
- → Vereinbarung eines Schallschutzniveaus, welches auch verbal beschrieben wird, z. B. nach den Vorschlägen in [2] oder [3], und Mindeststandards sicher erreicht
- → Vorbemessung der Holzbauteile hinsichtlich der erforderlichen Bauteildicken, Massen und ihrer brandschutztechnischen Bewertung für die jeweilige Gebäudeklasse
- → Statische Überprüfung der gewählten Konstruktion (z. B. flächenbezogene Masse der Deckenkonstruktion)
- → Finale Wahl und Bemessung von Trennbauteilkonstruktionen

Der Weg sollte vom Anforderungsprofil des Kunden über die Bauteile in der konkreten Einbausituation zur Ausführung gehen. Dazu gehört auch eine ausführliche Beratung über die akustische Güte.

Erst nach Abschluss dieser sieben Schritte kann die „eigentliche" Ausführungsplanung beginnen.

Nun muss aber im Altbau die Frage gestellt werden, was zu tun ist, wenn trotz umfangreicher Sanierungsansätze Mindeststandards nicht oder nicht sicher erreicht werden. Wie bereits oben angeschnitten, kann der reine Hinweis oft nicht ausreichen, um öffentliche Bauvorschriften zwischen den Vertragsparteien außer Kraft zu setzen. Beim Wärme- und Brandschutz ist den meisten Planern das Prozedere bekannt. Bei denkmalgeschützten Gebäuden kann auf Antrag eine Befreiung von Anforderungen der Energieeisparverordnung bzw. dem GEG (Gebäudeenergiegesetz) durch die untere Bauaufsichtsbehörde erfolgen. Beim Brandschutz sind Anträge auf Abweichung unter entsprechenden Kompensationsmaßnahmen an der Tagesordnung. Formal wäre beim Schallschutz in der Sanierung analog zu verfahren. Nur die Bauaufsichtsbehörde kann eine Unterschreitung von Mindeststandards in begründeten Ausnahmefällen erlauben. Die rein zivilrechtliche Vereinbarung der Unterschreitung von Mindeststandards sollte nicht alleine im Raum stehen bleiben, wenn jene durch den gewünschten Sanierungsumfang nicht erreicht werden.

In diesem Artikel sollen für die Sanierung von Holzbalkendecken Angaben zur Wirksamkeit verschiedener Maßnahmen und Maßnahmenkombinationen gemacht werden. Dabei soll der Fokus auf den Schutz gegen Trittschallgeräusche gelegt werden. Hier soll aber auch erläutert werden, wie eine für die Nutzer hörbare und wahrnehmbare Verbesserung zu Stande kommt. Wie bereits beschrieben, kann nur ein begrenzter Teil der möglichen Sanierungsvarianten betrachtet werden, da in der Baupraxis eine sehr große Anzahl individueller Ausführungen und Konstruktionen vorliegt.

Exkurs: Mindestschallschutz und vertragliche Vereinbarung

Betrachtet man den Schallschutz auf europäischer Ebene so ist festzustellen, dass weder die Anforderungsgrößen noch deren Anforderungshöhe gleich sind. Ähnliches gilt für Deutschland. Zwar stimmen die Anforderungsgrößen überein, aber deren Höhe ist nur in Teilbereichen auf dem gleichen Stand. Grund dafür ist, dass die Bundesländer unterschiedliche Versionen der DIN 4109-1 eingeführt haben. Während in einigen Bundesländern die DIN 4109-1:2018 als technische Baubestimmung eingeführt worden ist, so gilt in anderen DIN 4109-1:2016 und die Änderung DIN 4109-1/A1:2017. In sechs weiteren Bundesländern ist noch DIN 4109:1989 als technische Baubestimmung eingeführt. Problematisch ist dies deshalb, weil gerade die aktuelle Version der DIN 4109-1:2018 für den Holzbau eine Sonderregelung mit verringerten Anforderungen an den Trittschallschutz enthält.

Allen vorgenannten Regelungen ist gemein, dass diese für den Fall der Sanierung den besonders wichtigen Mindestschallschutz regeln, und somit das nicht unterschreitbare bauordnungsrechtliche Minimalniveau festlegen. Allerdings ist hier sofort der Einwand vorzubringen, dass der Mindeststandard nicht zwangsläufig das geschuldete „Bausoll" darstellt. Das was ein Unternehmer üblicherweise im Rahmen eines Werkvertrages schuldet, richtet sich unter anderem nach der Nutzung des Gebäudes und dem was bei anderen Gebäuden gleicher Art üblich ist. Die Mindeststandards der DIN 4109-1 stellen für den Geschosswohnbau nicht zwangsläufig das dar, was in der Praxis gebaut wird oder erwartet werden darf. Daher gilt es in der Sanierung ganz besonders darauf Acht zu legen, Bauherren über das erreichbare Niveau und dessen Folgen aufzuklären.

Beispiel:
Mindeststandard der DIN 4019-1:2016 [4] für den Trittschallschutz von Wohnungstrenndecken:

$L'_{n,w} \leq 50$ dB

Sonderfall für Bundesländer mit Anwendung von DIN 4109-1/A1:2017-01 und DIN 4109-1:2018 (z. B. Bayern und Hessen):

$L'_{n,w} \leq 53$ dB

Dort ist im Falle von baulichen Änderungen bestehender Gebäude mit Deckenkonstruktionen die DIN 4109-33 zuzuordnen.

Durch das Beispiel wird deutlich, dass alleine die Definition des Mindeststandards gerade für den Fall des Trittschallschutzes von Holzbalkendecken in der Sanierung mit größter Vorsicht zu behandeln ist.

Wenn Vereinbarungen getroffen werden sollen, die nur das bauordnungsrechtliche Minimum abbilden, so muss der Unternehmer klar und deutlich kommunizieren, was diese Standards bedeuten, und dies in einer Sprache, die für Laien verständlich ist.

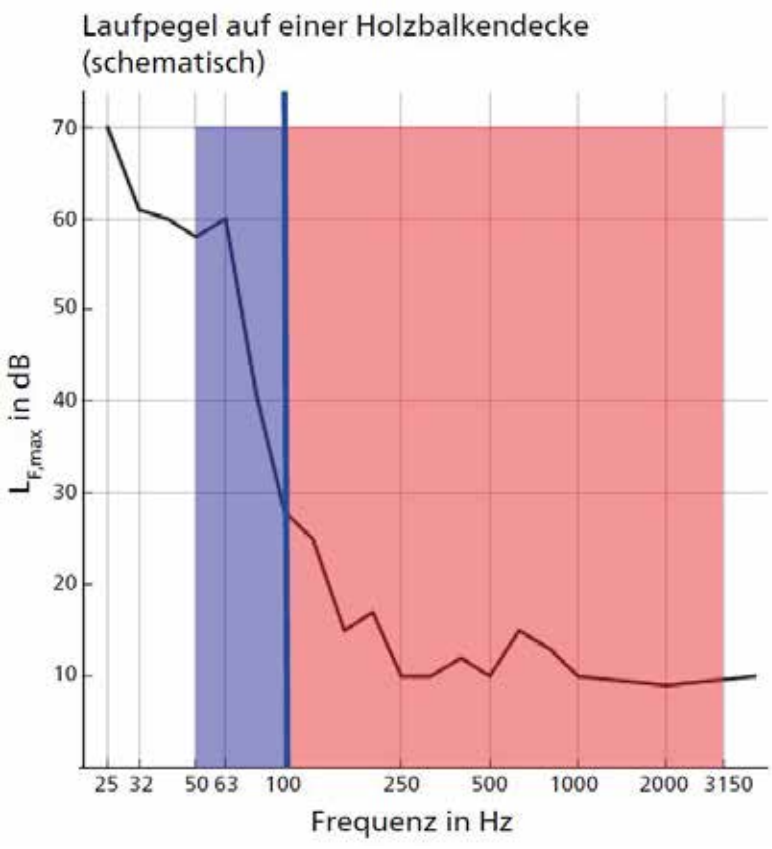


Bild 1: Unbewerteter Laufpegel auf einer Decke

Deshalb sollte vor der Sanierung grundsätzlich die Frage gestellt werden, welches Niveau für das Bauvorhaben zur Ausführung kommen soll. Dabei kann die Beantwortung der nachfolgenden Fragen eine Hilfe sein:

- → Entspricht der geplante Schallschutz dem Gesamtniveau des Gebäudes?
- → Liegt eine Exklusivbebauung vor oder ein üblicher Standardbau?
- → Sind alle Wohnungen gleich zu behandeln? (Eine sog. Penthousewohnung kann höhere Standards abverlangen als der Rest des Gebäudes.)
- → Was ist dem Käufer hinsichtlich des Schallschutzes zugesichert worden (Vertrag)?
- → Liegen die zugesicherten Werte auf jedem Fall über den Mindestanforderungen aus [4] und entsprechen sie dem, was üblich ist, oder werden Mindeststandards verfehlt (siehe oben)?
- → Ist der Schallschutz in den Vertragswerken oder dem Nachweis so beschrieben, dass Laien verstehen, was sie bekommen?

Es wird also deutlich, dass der Schallschutz eines Gebäudes nicht eine feste Größe ist, welche einheitlich für alle Gebäude gleicher Art gilt. Vielmehr hat jedes Gebäude für sich ein festzulegendes Niveau. Darüber hinaus kann es auch sein, dass einzelne Gebäudeteile oder Wohnungen andere Anforderungswerte besitzen als das Gesamtgebäude. Diesem Umstand ist vor jeder Planung Rechnung zu tragen und es bedarf intensiver Gespräche mit dem Käufer/Investor, um eine Basis herbeizuführen auf welcher die Planung des Schallschutzes aufbauen kann.

2 Normauswertung vs. wahrnehmbare Verbesserung

Auch im Zusammenhang mit Gehgeräuschen muss über die Fragestellung des zu vereinbarenden Niveaus hinaus deren Wahrnehmbarkeit berücksichtigt werden.

Grundsätzlich ist die Frage zu stellen, ob die bisher übliche Bewertung des Trittschallschutzes durch $L'_{n,w}/L_{n,w}$ einen „gehörrichtigen" Bewertungsmaßstab darstellt. Die Frage ist, ob das was gemessen wird, auch das ist, was am Ohr des Nutzers ankommt. Hier sind – speziell was den Trittschallschutz angeht – Zweifel anzubringen, welche im Folgenden kurz diskutiert werden sollen. Für eine detailliertere Betrachtung wird auf Abschnitt 2 in [2] verwiesen.

2.1 Bedeutung von tiefen Frequenzen beim Trittschallschutz

In Bild 1 ist der Laufpegel eines Gehers über der Frequenz aufgetragen.

Es wird deutlich, dass die höchsten Pegel unter 100 Hz auftreten. Die Pegel unter 100 Hz können um bis zu 20 dB größer sein als beispielsweise bei 500 Hz. Der bauakustische Mess- und Bewertungsbereich im Rahmen der vorgenannten Normen wird durch den rot hinterlegten Bereich in Bild 1 repräsentiert und liegt zwischen 100 Hz und 3150 Hz. Das bedeutet aber auch, dass Bereiche mit den höchsten Pegeln, welche durch Gehen verursacht werden, nicht berücksichtigt werden. Dieses Spektrum wird durch den blau hinterlegten Bereich in Bild 1 abgebildet. Das aktuelle Bewertungsverfahren zwischen 100 Hz und 3105 Hz besitzt sozusagen einen „tauben Fleck". Wo eigentlich die größte Schallübertragung durch das Gehen stattfindet, wird normgemäß nicht bewertet. Um diesem Umstand Rechnung zu tragen, kann mit sogenannten Spektrumanpassungswerten der Bewertungsbereich erweitert werden. Für die Trittschallübertragung bei tiefen Frequenzen geschieht dies durch den Spektrumanpassungswert $C_{I,50\text{-}2500}$. Dabei werden Frequenzen von 50 Hz bis 2500 Hz berücksichtigt. Dadurch kann der „taube Fleck" ausgeglichen werden und die tiefen Frequenzen sind bei der Bewertung des Trittschalls berücksichtigt.

Um Decken (sowohl Holzbalken- als auch Massivholzdecken) hinsichtlich ihrer tatsächlichen Störwirkung, die sie beim Nutzer hervorrufen, beurteilen zu können, sollte der $C_{I,50\text{-}2500}$ beachtet werden. Dieser ergänzende, aber höchst wichtige Wert sollte immer zusätzlich zu den bauordnungsrechtlich geforderten Werten beim Trittschall, wie z. B. $L'_{n,w}$, geprüft werden. Leider gibt es immer wieder Verbesserungsmaßnahmen, die eine sehr gute Wirksamkeit zwischen 100 Hz und 3150 Hz entwickeln und unter 100 Hz genau das Gegenteil bewirken. Besonders im Sanierungsfall können diese paradoxen Effekte verstärkt auftreten, da die erforderlichen Aufbauhöhen für eine tieffrequente Optimierung nicht zur Verfügung stehen. Dennoch sollte bei der bauakustischen Planung von Sanierungsvorhaben der Frequenzbereich unter 100 Hz genauso wie im Neubau seine Würdigung finden.

Unabhängig davon müssen die beschriebenen bauordnungsrechtlichen Werte auch

trotz etwaiger Verbesserung bei den tiefen Frequenzen ($L_{n,w}$ + $C_{I,50\text{-}2500}$) immer eingehalten werden. Es ist also tatsächlich als ergänzendes Kriterium zu sehen und nicht anstatt einer bauordnungsrechtlichen Bewertung.

Für Holzdecken steht für dieses tieffrequente Übertragungsverhalten ein dreistufiges bauakustisches Zielwertsystem zur Verfügung, siehe Bild 2. Dabei stellt die Stufe BASIS die Mindestanforderungen aus [1] dar, die immer einzuhalten sind. Ab der Stufe BASIS+ sind für verschiedene Bauteile, wie z. B. Wohnungstrenndecken, die Spektrumanpassungswerte zu berücksichtigen. Bei Einhaltung dieser Stufen ist davon auszugehen, dass die Bauteile nutzergerecht abgestimmt sind und zwischen den Stufen eine wahrnehmbare Verbesserung eintritt.

Hinweis zu erhöhten Standards:

Leider findet sich in der Literatur und in aktuellen Normen zu erhöhten Standards im Trittschallschutz immer wieder und trotz sehr gut abgesicherten psychoakustischen Zusammenhängen ein reiner Zusammenhang zum bewerteten Norm-Trittschallpegel am Bau $L'_{n,w}$. Dabei wird unterstellt, dass die reine Absenkung von $L'_{n,w}$ tatsächlich zu einer wahrnehmbaren Verbesserung gegenüber Gehgeräuschen führt. Je nach gewählten Maßnahmen kann sich der Effekt wie oben bereits angedeutet ins Gegenteil verkehren.

3 Wie können Holzbalkendecken in der Sanierung gezielt verbessert werden?

In den nachfolgenden Abschnitten soll je nach präferierter Sanierungsvariante deren Wirksamkeit und Eignung für den Geschosswohnbau erläutert werden. Dabei wird sowohl der Normauswertebereich von 100 Hz bis 3150 Hz als auch der Bereich unter 100 Hz betrachtet. Leider ist es nicht möglich, alle vorkommenden Deckentypen und Sanierungsansätze aufzuarbeiten, da deren Umfang schlichtweg zu groß ist.

Die Bewertung der Sanierungsmaßnahmen soll anhand der nachfolgenden Kategorisierung stattfinden.

Tabelle 2 | Normative Anforderung und Empfehlung für wichtige Zielwerte

		Schallschutzniveau		
1		2	3	4
	Bauteil / Übertragungsweg:	**BASIS ≙ DIN 4109-1:2018**	**BASIS +**	**KOMFORT**
1	Wohnungstrennwand	$R'_w \geq 53$ dB	$R'_w \geq 56$ dB	$R'_w \geq 59$ dB
2	Reihenhaustrennwand	$R'_w \geq 62$ dB	$R'_w \geq 62$ dB $R_w + C_{50\text{-}5000} \geq 62$ dB [1) 5)]	$R'_w \geq 67$ dB $R_w + C_{50\text{-}5000} \geq 65$ dB [1) 5)]
3	Wohnungstrenndecke	$R'_w \geq 54$ dB	$R'_w \geq 57$ dB	$R'_w \geq 60$ dB
4	Wohnungstrenndecke Trittschallpegel	$L'_{n,w} \leq 53$ dB [3)]	$L'_{n,w} \leq 50$ dB $L_{n,w} + C_{I,50\text{-}2500} \leq 50$ dB [2)]	$L'_{n,w} \leq 46$ dB $L_{n,w} + C_{I,50\text{-}2500} \leq 47$ dB [2)]
5	Dachterrassen und Loggien mit darunterliegenden Wohnräumen	$L'_{n,w} \leq 50$ dB	$L'_{n,w} \leq 50$ dB	$L'_{n,w} \leq 46$ dB
6	Decken unter Laubengängen (in alle Schallausbreitungsrichtungen)	$L'_{n,w} \leq 53$ dB	$L'_{n,w} \leq 50$ dB	$L'_{n,w} \leq 46$ dB
7	Treppenlauf und Treppenpodest	$L'_{n,w} \leq 53$ dB	$L'_{n,w} \leq 50$ dB	$L'_{n,w} \leq 46$ dB
8	Außenlärm nach Lärmpegelbereich und Anforderungen der DIN 4109			Anforderungen nach DIN 4109 inkl. Berücksichtigung $c_{tr,50\text{-}5000}$ für das opake Bauteil [4)]
9	Weitere Bauteile	nach DIN 4109-1:2018	nach DIN 4109-1:2018	nach DIN 4109-5:2019 [6)]

[1)] ergänzender Luftschallanforderungswert nur ans Bauteil ohne Flanken
[2)] ergänzender Trittschallanforderungswert nur ans Bauteil ohne Flanken
[3)] Sonderregelung für Deckenkonstruktionen, die der DIN 4109-33:2016 zuzuordnen sind, ansonsten $L'_{n,w} \leq 50$ dB
[4)] Für Fensterflächenanteile über 30% gesonderte Betrachtung, reine Bauteilanforderung
[5)] Anforderung an die Doppelschalenwand, beide Wände
[6)] nach jeweils gültiger Fassung oder E-DIN 4109-5:2018

Bild 2: Zielwertsystem für Holzbauten unter Berücksichtigung tiefer Frequenzen aus [2]

1. Balkenlagen mit Fehlbodenschüttung als Einschub und Zementestrich oberseitig

→ Unterdecke an 100 mm Abhängung mit 2 x 12,5 mm GKF/GF[1]; hochwirksame Abhängung aus elastischer Lagerung; Eigenfrequenz des Abhängesystems $f_0 \leq 20$ Hz

→ Freitragende Unterdecke an gesonderter Konstruktion mit 1 x 12,5 mm GKF

→ Reine Estrichsanierung; Putzdecke des Bestandes bleibt.

2. Balkenlagen mit Fehlbodenschüttung als Einschub und Trockenestrich (ohne Zusatzbeschwerung unter dem Trockenestrich)

→ Unterdecke an 100 mm Abhängung mit 2 x 12,5 mm GKF

→ Freitragende Unterdecke an gesonderter Konstruktion mit 1 x 12,5 mm GKF unterseitig

→ Reine Estrichsanierung; Putzdecke des Bestandes bleibt/hier mit Zusatzschüttung.

1 GKF = Gipskartonfeuerschutzplatte/GF = Gipsfaserplatte

3. Balkenlagen ohne Fehlbodenschüttung mit Zementestrich

→ Zweite Balkenlage eingeschoben in Bestand von unten als Tragkonstruktion der Decke

→ Zweite Balkenlage eingeschoben von oben als Bodentragsystem

→ Unterdecke an 100 mm Abhängung mit 2 x 12,5 mm GKF

→ Reine Estrichsanierung; Putzdecke des Bestandes bleibt.

4. Balkenlagen ohne Fehlbodenschüttung mit Trockenestrich und zusätzlicher Schüttung unter dem Estrich

→ Zweite Balkenlage eingeschoben in Bestand von unten als Tragkonstruktion der Decke

→ Zweite Balkenlage eingeschoben von oben als Bodentragsystem

→ Unterdecke an 100 mm Abhängung mit 2 x 12,5 mm GKF

→ Reine Estrichsanierung; Putzdecke des Bestandes bleibt. Trockenestrich erhält eine neue Zusatzschüttung auf der Rohdecke.

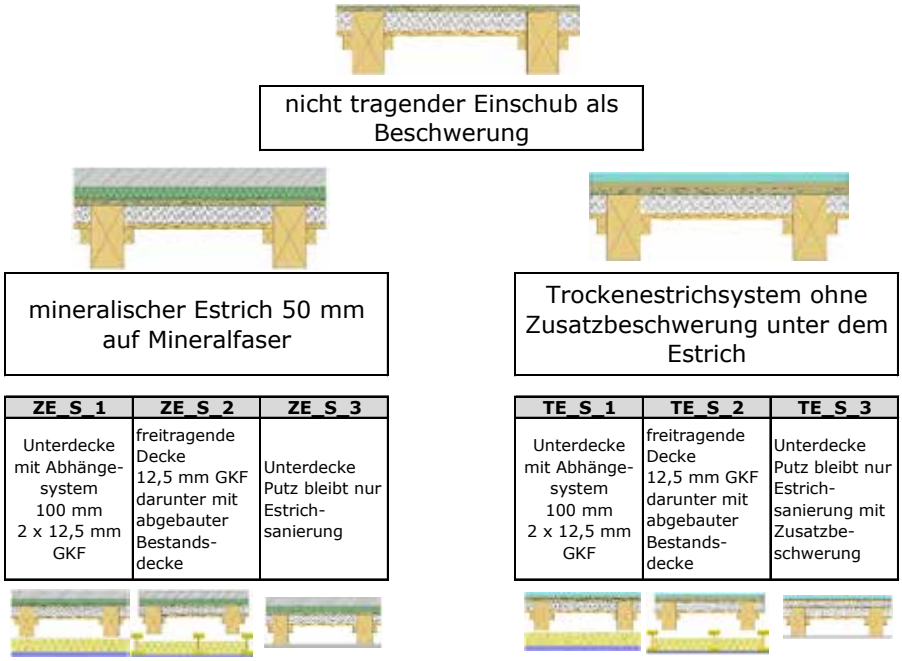


Bild 3: Sanierungsansätze mit bestehender Fehlbodenschüttung und verschiedenen Estrichsystemen

Eine Bewertung der flankierenden Übertragung soll im Rahmen dieses Artikels nicht vorgenommen werden, da hier aufgrund der Heterogenität der Baustoffe eine projektbezogene Beurteilung der Situation erforderlich ist. Sehr häufig sind Messungen des bewerteten Norm-Trittschallpegels an Musterräumen oder schichtenweise als sinnvolle Maßnahme anzusehen. Leider ist die Prognose des Tritt- und Luftschallschutzes, wie diese aus DIN 4109-2:2016 [4] bekannt ist, für diese Bauweisen nicht ohne Weiteres möglich. Auch hier ist eine enge Abstimmung mit dem bauakustischen Fachplaner notwendig.

Der vollständige Austausch von Decken und deren Ersatz soll hier ebenfalls nicht betrachtet werden, da hierbei die gängigen Maßnahmen wie im Neubau Anwendung finden können. Gleiches gilt für die häufig angewandte Sanierung mittels Holzbetonverbundsystemen. Diese Systeme sind trotz vergleichsweise großer Massen wegen der großen Steifigkeit im bauakustischen Sinne kritisch zu sehen.

3.1 Sanierung mit Fehlbodenschüttung

Beschreibung der Ausgangsdecke:

Für die nachfolgenden Verbesserungen soll als Ausgangsdecke folgender Aufbau verwendet werden:

→ Dielung aus Holzbrettern d = 24 mm/ z. B. Fichte

→ 200 mm Balken Abstand e = 848 mm

→ Einschub zwischen den Balken als Fehlbodenschüttung $m' \approx 80$ kg/m²

→ Unterdecke starr befestigt und verputzt $m' \approx 26$ kg/m² (18 mm Schalung mit Schilfträgerplatten)

Die Einzahlwerte zur Bauakustik lassen sich wie folgt darstellen:

$L_{n,w}$ = 65 dB
$L_{n,w} + C_{I,50\text{-}2500}$ = 65 dB
R_w = 50 dB

Bild 3 zeigt die Gliederung der Decken wie diese nachfolgend untersucht werden sollen.

Aufbauten mit mineralischen Estrichen ($m' \geq 120$ kg/m²)

Allen Varianten ist gleich, dass eine Sanierung von oben als Mindestmaßnahme ausgeführt wird. Die Sanierung von unten wird entweder durch eine von der Decke unabhängig gelagerte Decke ausgeführt (ZE_S_2) oder mit einem elastischen hochwirksamen

Abhängsystem im Abstand von 100 mm (ZE_S_1 $f_0 \leq 20$ Hz). Als Vergleich soll eine Variante betrachtet werden, bei der die üblicherweise verputzte starre montierte Unterdecke unberührt bleibt und nur von oben ein neuer Estrich aufgebracht wird (ZE_S_3). Die Ergebnisse aus [5] sind für diesen Teilbereich in Tabelle 1 dargestellt.

In Tabelle 1 zeigt sich, dass die einlagig beplankte freitragende Unterdecke ZE_S_2 im Normauswertebereich sehr gute Verbesserungswerte erreicht, welche auf ähnlichem Niveau liegen wie ZE_S_1 mit der abgehängten 2-lagigen Unterdecke. Der Vorteil bei der Variante mit elastischer gelagerter Abhängung im Abstand von 100 mm liegt in der doppelten Beplankung mit 2 x 12,5 mm Gipskartonfeuerschutzplatte. Durch die Vergleichsweise steifen Balken und die geringere Masse der Unterdecke der Variante ZE_S_2 fällt die Verbesserung im tieffrequenten Bereich nicht so hoch aus wie bei der elastisch abgehängten Unterdecke in ZE_S_1. Diese ist durch die große Abhängehöhe im tieffrequenten Bereich auf einem akustischen Komfortniveau. Der Einfluss der Abhängehöhe und der Steifigkeit der Lagerung wird deutlich, wenn die Abhängung von über 100 mm (zuzügliche des Balkenhohlraums) mit $f_0 \leq 20$ Hz durch 27 mm Federschiene mit $f_0 \approx 35$ Hz ersetzt wird. Die Verbesserung im Normauswertebereich auf $L_{n,w} = 40$ dB ist gegenüber der Variante ZE_S_3 Sanierung nur von oben noch sehr gut. Bei den tiefen Frequenzen zeigt sich jedoch, dass trotz „neuer" 2-lagig beplankter Unterdecke an Federschiene lediglich 1 dB Verbesserung zu erreichen ist. Während ZE_S_3 je nach Flankensituation den bauordnungsrechtlich geforderten Wert von $L'_{n,w} \leq 50$ dB nicht einhält, ist dies mit ZE_S_1 mit Federschiene erreichbar. Allerdings ist für den Nutzer **kein wahrnehmbarer Unterschied** trotz Mehrkosten bei der Herstellung zu verzeichnen. Dies wird durch die ungeeigneten Lagerungseigenschaften der Federschiene verursacht.

Alle Systeme sind für die Anwendung zur Trennung fremder Nutzungseinheiten als geeignet zu bezeichnen. Auch die subjektive Wahrnehmbarkeit liegt auf einem teils sehr komfortablem Niveau. Ausnahmen stellen Varianten dar, bei denen die Eigenschaften der Unterdecke eher als ungünstig zu bezeichnen sind. Besonders gilt dies bei der Anwendung von Federschienen. Diese verbessern den Normauswertebereich von 100 Hz – 3150 Hz, können aber im Bereich der tiefen Frequenzen sogar zu einer wahrnehmbaren Verschlechterung führen.

Aufbauten mit Trockenestrichen

In Tabelle 2 sind die Varianten mit Trockenestrich dargestellt. Es wird bei TE_S_1 und TE_S_2 mit 18 mm Gipsestrichplatten und Trittschalldämmung aus Holzweichfasern von oben und unten saniert. Bei Variante TE_S_3 bleibt die Unterdecke wieder unberührt, allerdings wird unter dem Estrich **zusätzlich 30 mm Splittschüttung** aufgebracht, da sonst die Werte nicht annähernd den geforderten Mindestschallschutz erreichen und damit völlig praxisuntauglich wären.

Tabelle 2 zeigt auch hier übersichtlich die Sanierungsvarianten. Eine freitragende Unterdecke verhält sich ähnlich wie die Variante mit abgehängter Unterdecke. Die Verbesserungen bei den Trittschallpegeln der Decken ist analog zu den oben dargestellten Aufbauten mit Zementestrich – allerdings auf deutlich höherem, und damit ungünstigerem Niveau als zuvor. Die Ergebnisse zeigen die gleiche Tendenz wie bei den schweren mineralischen Estrichsystemen. Auffällig ist wieder, dass die Variante mit zusätzlicher Federschiene keine wesentliche Verbesserung gegenüber dem unsanierten Unterdeckenaufbau in Variante TE_S_3 bringt. Dies mag zum Teil an der Tatsache liegen, dass in TE_S_3 eine zusätzliche Schüttung berücksichtigt ist. Aber selbst wenn bei der Variante mit Federschiene eine Schüttung von 30 mm unter dem Estrich berücksichtigt wird, liegen die Werte für $L_{n,w} + C_{I,50\text{-}2500}$ noch bei 55 dB und damit weit in einem Bereich, der für fast alle Nutzer als deutlich unangenehm wahrgenommen wird.

Tabelle 1: Ergebnisse aus [5] für ausgewählte Sanierungsvarianten mit mineralischem Estrich

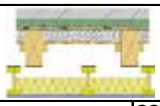
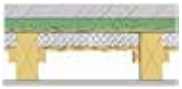
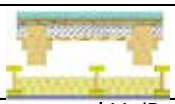
ZE_S_1	ZE_S_2	ZE_S_3
Unterdecke mit Abhängesystem 100 mm 2 x 12,5 mm GKF (AMC System)	freitragende Decke 12,5 mm GKF darunter mit abgebauter Bestandsdecke	Unterdecke Putz bleibt nur Estrichsanierung
		
$L_{n,w}$ 32 dB	$L_{n,w}$ 33 dB	$L_{n,w}$ 45 dB
$L_{n,w}+C_{I,50\text{-}2500}$ 38 dB	$L_{n,w}+C_{I,50\text{-}2500}$ 43 dB	$L_{n,w}+C_{I,50\text{-}2500}$ 49 dB
Vergleichswert mit Federschiene 27 mm 2 x 12,5 mm GKF		
$L_{n,w}$ 40 dB		
$L_{n,w}+C_{I,50\text{-}2500}$ 48 dB		

Tabelle 2: Ergebnisse aus [5] für ausgewählte Sanierungsvarianten mit Trockenestrich

TE_S_1	TE_S_2	TE_S_3
Unterdecke mit Abhängesystem 100 mm 2 x 12,5 mm GKF	freitragende Decke 12,5 mm GKF darunter mit abgebauter Bestandsdecke	Unterdecke Putz bleibt nur Estrichsanierung mit 30 mm Splitt als Zusatzbeschwerung unter Estrich
		
$L_{n,w}$ 44 dB	$L_{n,w}$ 44 dB	$L_{n,w}$ 48 dB
$L_{n,w}+C_{I,50\text{-}2500}$ 47 dB	$L_{n,w}+C_{I,50\text{-}2500}$ 49 dB	$L_{n,w}+C_{I,50\text{-}2500}$ 60 dB
Vergleichswert mit Federschiene 27 mm 2 x 12,5 mm GKF		
$L_{n,w}$ 52 dB		
$L_{n,w}+C_{I,50\text{-}2500}$ 57 dB		

Wie erwähnt, besitzen Systeme mit Trockenestrich ähnliche Eigenschaften wie die zuvor vorgestellten Sanierungsansätze mit mineralischen schweren Estrichen, allerdings mit insgesamt höheren Trittschallpegeln. Deshalb sollte bei Sanierungen mit Trockenestrichen auf eine in möglichst großem Abstand verlegte schwere Unterdecke Wert gelegt werden, oder zusätzliche Beschwerungsschüttung sollten unter dem Estrich zur Anwendung kommen.

Bild 4 zeigt deutlich, dass der wesentliche Teil der Verbesserung bei einer Sanierung nur von oben durch die Schüttung im Frequenzbereich unter 250 Hz zu Buche schlägt. Systeme mit Beschwerung als Fehlbodenschüttung führen zu einer Verbesserung im Bereich, welcher für Nutzer deutlich wahrnehmbar ist.

3.2 Sanierung ohne Fehlbodenschüttung

Beschreibung der Ausgangsdecke

Für die nachfolgenden Verbesserungen soll als Ausgangsdecke folgender Aufbau verwendet werden:

- → Bodenbelag
- → Dielung aus Holz d = 24 mm
- → 200 mm Balken e ≈ 800 mm
- → Dämmstoff 100 mm
- → Unterdecke starr befestigt und verputzt m´ ≈ 26 kg/m²

Die Einzahlwerte zur Bauakustik lassen sich wie folgt darstellen:

$L_{n,w}$	=	67 dB
$L_{n,w} + C_{I,50\text{-}2500}$	=	68 dB
R_w	=	54 dB

Auch hier lassen sich wieder bestimmte Sanierungstypen identifizieren. Durch das Fehlen des Einschubes wird auch das Einfügen einer zweiten neuen Balkenlage sowohl von oben als auch von unten ermöglicht. Die von unten eingeschobene Variante weist hierbei einen deutlich geringeren Platzbedarf auf als die freitragende Unterdecke im vorangegangen Abschnitt. Dies stellt einen großen Vorteil dar, welcher aber auch akustisch zu würdigen ist.

Aufbauten mit mineralischen Estrichen (m´ ≥ 120 kg/m²)

Die Sanierungsvarianten ohne schwere Fehlbodenschüttung und mit mineralischem schwerem Estrich können durchaus zufriedenstellende Ergebnisse erreichen. Lediglich die Varianten ZE_L_2 und ZE_L_4 sind für eine Sanierung unbrauchbar (zur Trennung fremder Nutzungseinheiten). Auch hier zeigt sich die Ausführung mit hochwirksamer abgehängter Decke im Abstand von 100 mm als sehr vorteilhaft. Durch das Fehlen der Fehlbodenschüttung kann eine neue Balkenlage auch von unten oder oben zwischen die Balken eingefügt werden, was zu Platzersparnis führt. Hier zeigt sich, dass die Entkopplung

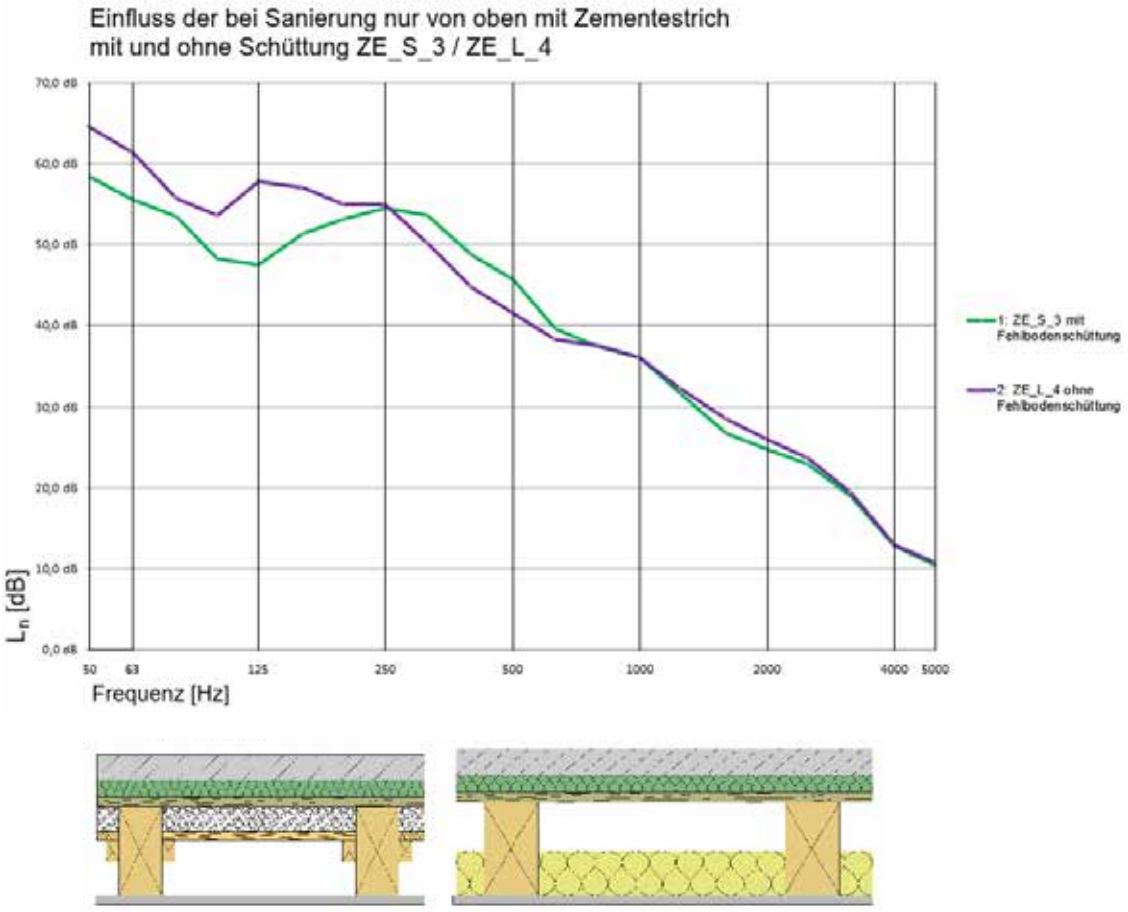
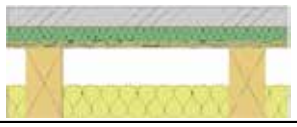


Bild 4: Vergleich der Varianten ZE_S_3 mit ZE_L_4 Sanierung von oben nur mit Zementestrich auf Mineralfaser mit und ohne Fehlbodenschüttung (grün: mit Fehlbodenschüttung/violett: ohne Fehlbodenschüttung). Quelle: [5]

Balkenlage ohne Beschwerung / ohne Einschub



mineralischer Estrich 50 mm auf Mineralfaser

Trockenestrichsystem mit Zusatzbeschwerung unter dem Estrich

ZE_L_1	ZE_L_2	ZE_L_3	ZE_L_4
Unterdecke mit Abhänge-system 100 mm 2 x 12,5 mm GKF	freitragende Decke 12,5 mm GKF darunter eingeschoben mit abgebauter Bestands-decke	2. Balkenlage über Bestands-decke ohne Änderung der Unterdecke + Estrich-sanierung	Unterdecke Putz bleibt nur Estrich-sanierung

TE_L_1	TE_L_2	TE_L_3	TE_L_4
Unterdecke mit Abhänge-system 100 mm 2 x 12,5 mm GKF	freitragende Decke 12,5 mm GKF darunter eingeschoben mit abgebauter Bestands-decke	2. Balkenlage über Bestands-decke ohne Änderung der Unterdecke + Estrich-sanierung	Unterdecke Putz bleibt nur Estrich-sanierung

Bild 5: Sanierungsansätze ohne Fehlbodenschüttung mit verschiedenen Estrichsystemen

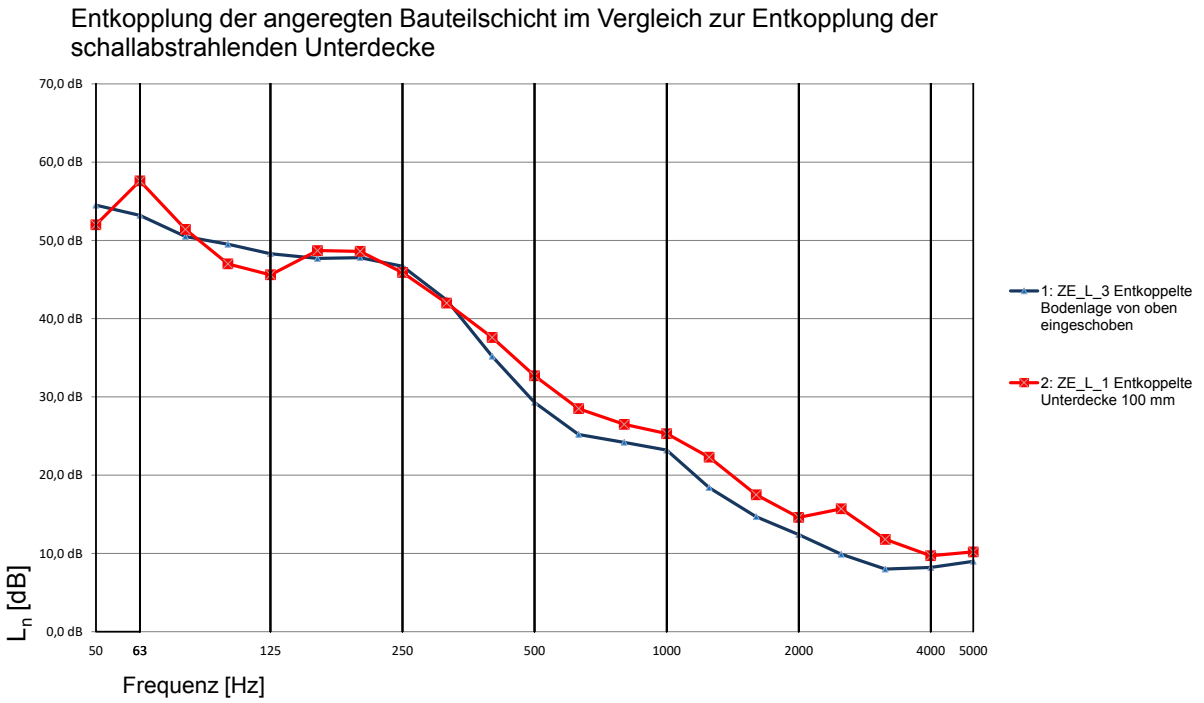


Bild 6: Vergleich der Varianten ZE_L_3 blaue Kurve mit ZE_L-1 rote Kurve

Tabelle 3: Ergebnisse aus [5] für Deckensystem ohne vorhandene Fehlbodenschüttung mit mineralischem Estrich

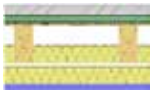
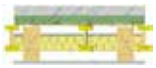
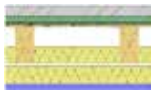
ZE_L_1	ZE_L_2	ZE_L_3	ZE_L_4
Unterdecke mit Abhängesystem 100 mm 2 x 12,5 mm GKF (AMC System)	freitragende Decke 12,5 mm GKF darunter eingeschoben mit abgebauter Bestandsdecke	2. Balkenlage über Bestandsdecke ohne Änderung der Unterdecke + Estrichsanierung	Unterdecke Putz bleibt nur Estrichsanierung
			
$L_{n,w}$ 39 dB	$L_{n,w}$ 51 dB	$L_{n,w}$ 40 dB	$L_{n,w}$ 48 dB
$L_{n,w}+C_{I,50-2500}$ 46 dB	$L_{n,w}+C_{I,50-2500}$ 54 dB	$L_{n,w}+C_{I,50-2500}$ 45 dB	$L_{n,w}+C_{I,50-2500}$ 53 dB

Tabelle 4: Ergebnisse aus [5] für Deckensystem ohne vorhandene Fehlbodenschüttung mit Trockenestrich, allerdings mit zusätzlicher Schüttung unter der Trittschalldämmung

TE_L_1	TE_L_2	TE_L_3	TE_L_4
Unterdecke mit Abhängesystem 100 mm 2 x 12,5 mm GKF	freitragende Decke 12,5 mm GKF darunter eingeschoben mit abgebauter Bestandsdecke	2. Balkenlage über Bestandsdecke ohne Änderung der Unterdecke + Estrichsanierung	Unterdecke Putz bleibt nur Estrichsanierung mit 30 mm Splitt als Zusatzbeschwerung unter Estrich
$L_{n,w}$ 36 dB	$L_{n,w}$ 49 dB	$L_{n,w}$ 40 dB	$L_{n,w}$ 50 dB
$L_{n,w}+C_{I,50-2500}$ 52 dB	$L_{n,w}+C_{I,50-2500}$ 60 dB	$L_{n,w}+C_{I,50-2500}$ 54 dB	$L_{n,w}+C_{I,50-2500}$ 62 dB

Tabelle 5: Unmittelbarer Vergleich der Tabelle 3 und Tabelle 4 mit Eintragung grün = besser / grau = gleich / rot = schlechter im Vergleich

ZE_L_1	ZE_L_2	ZE_L_3	ZE_L_4
Unterdecke mit Abhängesystem 100 mm 2 x 12,5 mm GKF (AMC System)	freitragende Decke 12,5 mm GKF darunter eingeschoben mit abgebauter Bestandsdecke	2. Balkenlage über Bestandsdecke ohne Änderung der Unterdecke + Estrichsanierung	Unterdecke Putz bleibt nur Estrichsanierung
			
$L_{n,w}$ 39 dB	$L_{n,w}$ 51 dB	$L_{n,w}$ 40 dB	$L_{n,w}$ 48 dB
$L_{n,w}+C_{I,50-2500}$ 46 dB	$L_{n,w}+C_{I,50-2500}$ 54 dB	$L_{n,w}+C_{I,50-2500}$ 45 dB	$L_{n,w}+C_{I,50-2500}$ 53 dB

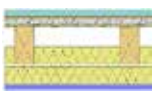
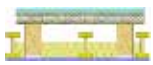
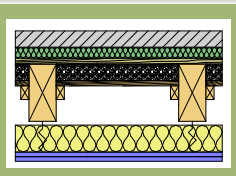
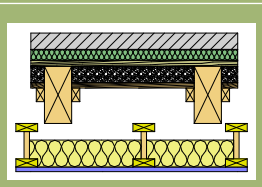
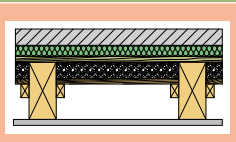
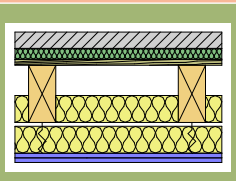
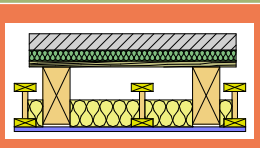
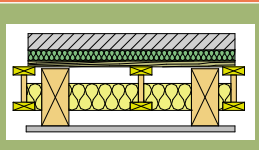
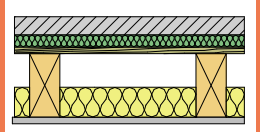
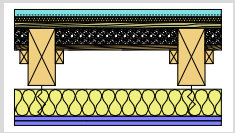
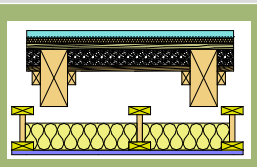
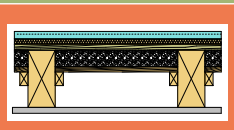
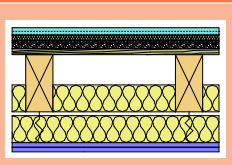
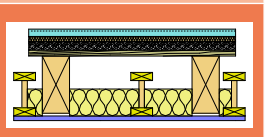
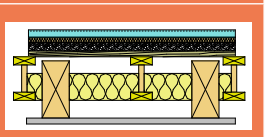
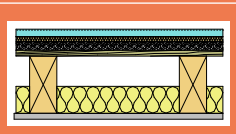
TE_L_1	TE_L_2	TE_L_3	TE_L_4
Unterdecke mit Abhängesystem 100 mm 2 x 12,5 mm GKF	freitragende Decke 12,5 mm GKF darunter eingeschoben mit abgebauter Bestandsdecke	2. Balkenlage über Bestandsdecke ohne Änderung der Unterdecke + Estrichsanierung	Unterdecke Putz bleibt nur Estrichsanierung mit 30 mm Splitt als Zusatzbeschwerung unter Estrich
			
$L_{n,w}$ 36 dB	$L_{n,w}$ 49 dB	$L_{n,w}$ 40 dB	$L_{n,w}$ 50 dB
$L_{n,w}+C_{I,50-2500}$ 52 dB	$L_{n,w}+C_{I,50-2500}$ 60 dB	$L_{n,w}+C_{I,50-2500}$ 54 dB	$L_{n,w}+C_{I,50-2500}$ 62 dB

Tabelle 6: Zusammenfassung ausgewählter Ergebnisse aus [5]

		mineralische schwere Estriche z. B. Zementestrich m' ≥ 120 kg/m² auf Mineralfasern
mit Beschwerung als Fehlbodenschüttung	abgehängte optimierte Unterdecke d ≥ 100 mm 2-lagig GKF/GF beplankt	**empfehlenswert**  $L_{n,w}$ = 32 dB / $L_{n,w}$ + $C_{I,50\text{-}2500}$ = 38 dB
	freitragende Decke als zweite Decke mit 1-lagiger Beplankung unter der Balkenlage	**empfehlenswert**  $L_{n,w}$ = 33 dB / $L_{n,w}$ + $C_{I,50\text{-}2500}$ = 43 dB
	Sanierung nur von oben durch neue Estrichschicht/Unterdecke bleibt verputzt und unberührt	bedingt geeignet  **$L_{n,w}$ = 45 dB / $L_{n,w}$ + $C_{I,50\text{-}2500}$ = 49 dB**
ohne Beschwerung als Fehlbodenschüttung	abgehängte optimierte Unterdecke d ≥ 100 mm 2-lagig GKF/GF beplankt	geeignet  $L_{n,w}$ = 39 dB / $L_{n,w}$ + $C_{I,50\text{-}2500}$ = 46 dB
	freitragende Decke als zweite Decke mit 1-lagiger Beplankung in die Balkenlage eingeschoben **von unten** (höhenoptimiert)	ungeeignet  $L_{n,w}$ = 51 dB / $L_{n,w}$ + $C_{I,50\text{-}2500}$ = 54 dB
	freitragende Decke als zweite Decke mit 1-lagiger Beplankung in die Balkenlage eingeschoben **von oben** (höhenoptimiert)	geeignet  $L_{n,w}$ = 40 dB / $L_{n,w}$ + $C_{I,50\text{-}2500}$ = 45 dB
	Sanierung nur von oben durch neue Estrichschicht/Unterdecke bleibt verputzt und unberührt	ungeeignet  $L_{n,w}$ = 48 dB / $L_{n,w}$ + $C_{I,50\text{-}2500}$ = 53 dB

	Trockenestriche z. B. 18 – 20 mm Gipsfaserplatten auf Holzweichfasern	Trockenestriche z. B. 18 – 20 mm Gipsfaserplatten auf Holzweichfasern und zusätzlicher Schüttung unter dem Estrich
	 $L_{n,w}$ = 32 dB / $L_{n,w}$ + $c_{I,50\text{-}2500}$ = 38 dB	bedingt geeignet $L_{n,w}$ = 33 dB / **$L_{n,w}$ + $c_{I,50\text{-}2500}$ = 48 dB**
	geeignet  $L_{n,w}$ = 32 dB / $L_{n,w}$ + $c_{I,50\text{-}2500}$ = 38 dB	geeignet **$L_{n,w}$ = 33 dB / $L_{n,w}$ + $c_{I,50\text{-}2500}$ = 46 dB**
	ungeeignet	ungeeignet  $L_{n,w}$ = 48 dB / $L_{n,w}$ + $c_{I,50\text{-}2500}$ = 60 dB
	ungeeignet	bedingt geeignet tiefe Frequenzen  $L_{n,w}$ = 36 dB / **$L_{n,w}$ + $c_{I,50\text{-}2500}$ = 52 dB**
	ungeeignet	ungeeignet  $L_{n,w}$ = 49 dB / $L_{n,w}$ + $c_{I,50\text{-}2500}$ = 60 dB
	ungeeignet	ungeeignet tiefe Frequenzen  $L_{n,w}$ = 40 dB / **$L_{n,w}$ + $c_{I,50\text{-}2500}$ = 54 dB**
	ungeeignet	ungeeignet  $L_{n,w}$ = 50 dB / $L_{n,w}$ + $c_{I,50\text{-}2500}$ = 62 dB

des angeregten Bauteils, also der Tragschicht mit Estrich (Balkenlage von oben eingebaut ZE_L_3), deutlich bessere Ergebnisse hervorbringt als die Varianten mit einer gesonderten Balkenlage von unten. Darüber hinaus schneidet diese Variante auch bei der Bewertung der tiefen Frequenzen am besten ab. Es wird ein Wert von $L_{n,w}$ + $C_{I,50\text{-}2500}$ = 45 dB erreicht, was bereits im Bereich des Komfortschallschutzes zu sehen ist – und das ohne weitere Schüttungen!

In Bild 6 werden die beiden „besten" Varianten ohne Schüttung miteinander verglichen. Es wird deutlich, dass auch hier über 125 Hz kein wesentlicher Unterschied zu verzeichnen ist. Unter 125 Hz schneidet aber die Variante mit Entkopplung des angeregten Bauteils deutlich besser ab. Es zeigt sich also, dass eine Balkenlage von oben als zweite Tragschicht besser geeignet ist als eine zweite neue Tragschicht nur für die Unterdecke. Dieser Vorteil wiegt umso mehr, da er bei den tiefen Frequenzen den größten Vorteil bringt.

Aufbauten mit Trockenestrichen

Während im vorherigen Abschnitt bei den Balkenlagen mit Trockenestrich nur in einem Fall eine Schüttung unter der Estrichschicht aufgebracht wurde, ist nun in allen Trockenestrichvarianten eine 30 mm dicke elastische gebundene Splittschicht als Beschwerung angedacht. Ohne weitere Splittschicht unter dem Estrich sind Mindestanforderungen nur in Ausnahmenfällen mit dem Trockenestrich zu erreichen. Deshalb soll aus praktischer Sicht mit 30 mm Splittschicht verglichen werden.

Auch hier scheiden die Varianten mit von unten eingeschobener Balkenlage und mit reiner Estrichsanierung nur von oben aus. Diese erreichen am Bau höchstwahrscheinlich nicht einmal Mindeststandards. Sehr günstig erweist sich wieder die Variante mit abgehängter Unterdecke und einer von oben eingeschobenen zweiten Balkenlage, was den Normauswertebereich betrifft. Allen Varianten ist allerdings gleich, dass die Werte unter Berücksichtigung der tiefen Frequenzen als bestenfalls ernüchternd zu bezeichnen sind.

Vergleich der Varianten ohne Fehlbodenschüttung

Bei den Varianten mit Fehlbodenschüttung war der Trend sowohl bei $L_{n,w}$ und $L_{n,w}$ + $C_{I,50\text{-}2500}$ fast ausnahmslos in die gleiche Richtung. War $L_{n,w}$ bei mineralischen Estrichsystem geringer als beim Trockenestrichsystem,

so galt dies gleichermaßen auch für $L_{n,w} + C_{I,50\text{-}2500}$. Bei Systemen ohne Fehlbodenschüttung im Bestandsaufbau kehren sich die Verhältnisse vollständig um. Teilweise weisen die Systeme mit Schüttung unter dem Trockenestrich bessere Werte im Vergleich zu den Zementestrichsystem bei $L_{n,w}$ auf, sind jedoch bei den tiefen Frequenzen dramatisch ungünstiger. In Tabelle 5 sind die beiden Auswertungen unmittelbar gegenübergestellt. Beispielsweise zeigt der Vergleich von Variante ZE_L_3 mit TE_L_3 bei gleichem $L_{n,w}$ = 40 dB einen erheblichen Unterschied von 9 dB beim $L_{n,w} + C_{I,50\text{-}2500}$. Das bedeutet: Obwohl im Normauswertebereich die gleiche akustische Leistungsfähigkeit anzunehmen ist, wird die subjektive Wahrnehmung für die Variante mit Trockenestrich **wesentlich ungünstiger** sein. Dies ist bei allen Varianten im Vergleich in gleicher Weise festzustellen. Es zeigt sich deutlich, dass bei ähnlichen Werten im Normauswertebereich (durch $L_{n,w}$ gekennzeichnet) bei einer Betrachtung der tiefen Frequenzen unter 100 Hz die Varianten mit mineralischem Estrich vorzugswürdig sind. Der dramatische Einbruch bei den tiefen Frequenzen verwundert wenig unter dem Eindruck von Bild 4. Hier wird die Wirkung einer Beschwerung deutlich. Zu beachten ist auch, dass möglicherweise die Anordnung der Schüttung im Gefach Vorteile gegenüber dem Aufbringen auf der Dielung, also unter dem Trockenestrich, bringen kann.

4 Zusammenfassung

Für die Einordnung der Maßnahmen empfiehlt es sich immer zu prüfen, ob eine Fehlbodenschüttung mit m´ ≥ 80 kg/m² als Einschub möglich ist. Sollte dies nicht der Fall sein, werden die akustischen Möglichkeiten stark beschränkt. Üblicherweise ist auch davon auszugehen, dass eine reine Sanierung von unten nicht den gewünschten Erfolg bringt. Sanierung nur von oben, also an der angeregten Schicht, zeigt demgegenüber ein deutlich größeres Potential. Die besten Ergebnisse werden erreicht, wenn beide Seiten unter Belassen oder Neueinbau einer Fehlbodenschüttung saniert werden können.

Balkenlage mit Fehlbodenschüttung

Für Balkenlagen mit vorhandener Fehlbodenschüttung haben sich folgende Sanierungsvarianten als wirksam herausgestellt:

- → mineralische schwere Estrichsysteme auf Mineralfaser-Trittschalldämmung
- → hochwirksame Unterdecken mit großer Abhängehöhe (keine Federschienen). Hierbei werden sowohl im Normauswertebereich als auch im Bereich unter 100 Hz gute bis sehr gute Ergebnisse erzielt. Als Bemessungsgröße kann die Eigenfrequenz der Unterdecke mit $f_0 \leq 20$ Hz herangezogen werden.

Trockenestrichsysteme weisen im Vergleich dazu ungünstigere Werte auf und sollten immer mit einer zusätzlichen Schüttung versehen werden.

Balkenlage ohne Fehlbodenschüttung

Bei Balkenlagen ohne weitere Schüttung im Gefach zeigt es sich als besonders wirksam, eine zweite tragende Balkenlage für die angeregte Bodenschicht einzubringen. Darüber hinaus sind abgehängte Decken mit großer Abhängehöhe und optimierenden Abhängesystemen von Vorteil. Für die tiefen Frequenzen ist jedoch eine Entkopplung der angeregten Schichten, also dem Boden, der Vorzug zu gewähren.

Große Vorsicht ist bei Trockenestrichsystemen geboten. Die Werte im Bereich von 100 Hz bis 3150 Hz sind inkl. einer 30 mm Zusatzschüttung sehr positiv zu bewerten. Allerdings zeigen sich im Bereich von unter 100 Hz erhebliche Verschlechterungen gegenüber den mineralischen schweren Estrichsystemen. Es ist bei diesen Systemen zu erwarten, dass es zu erheblichen Beschwerden der Nutzer kommt, obwohl die Bewertung im Normauswertebereich dies so nicht erwarten lässt.

Zusammenfassend muss festgestellt werden, dass die Planung des Trittschallschutzes von Holzbalkendecken im Bereich der Sanierung deutlich gesteigerte Anforderungen stellt. Dies liegt größtenteils daran, dass konstruktive Aspekte, wie Raumhöhe und Tragfähigkeit, eine sehr viel engere Abstimmung der einzelnen Planungsbeteiligten erfordern als dies beim Neubau ohnehin schon nötig ist. Darüber hinaus macht die Vielzahl der Bestandskonstruktionen und der Sanierungsvarianten eine individuelle Planung für jedes Bauvorhaben unumgänglich. Herstellerspezifische Sanierungslösungen sind ebenfalls mit möglichen Planungslösungen abzugleichen, da sehr häufig keine Mess- und Laborergebnisse der Hersteller vorliegen. Es wird leider immer wieder darauf vertraut, dass diese Lösungen schon öfter funktioniert haben, ohne dies messtechnisch belegen zu können. Dies gilt für die Sanierung mehr als für den Neubau.

Nur sehr selten wird ein und dieselbe Sanierungsvariante für zwei Bauvorhaben gleichermaßen „passen". Ebenfalls gilt es primär zu überprüfen, welche Anforderungen unter den gegebenen Planungszwangspunkten überhaupt eingehalten werden können. Gegebenenfalls schränkt dies die Planungsfreiheit nochmals ein. Mit der richtigen Auswahl von Bauteilen kann aber auch mit Holzbalkendecken in der Sanierung ein komfortabler Schallschutz erreicht werden.

Literatur

[1] DIN 4109-1:2016 Schallschutz im Hochbau – Teil 1: Mindestanforderungen, Beuth-Verlag, 2016.

[2] A. Rabold und A. Blödt, Schallschutz im Holzbau – Grundlagen und Vorbemessung INFORMATIONSDIENST HOLZ, Holzbau Deutschland Institut, 2019.

[3] DEGA Empfehlung 103:01-2018 – Schallschutz im Wohnungsbau – Schallschutzausweis, Deutsche Gesellschaft für Akustik e.V., 2018.

[4] DIN 4109-2:01-2018 Schallschutz im Hochbau – Teil 2: Rechnerische Nachweise der Erfüllung der Anforderungen, Beuth Verlag, 2018.

[5] A. Rabold, S. Bacher, J. Hessinger, Holzbalkendecken in der Altbausanierung – Abschlussbericht, Rosenheim: ift Rosenheim, 2008.

[6] A. Rabold, J. Hessinger, S. Bacher, M. Schramm, Holzbalkendecken in der Altbausanierung Teil 2 – Flankenübertragung, Rosenheim: ift Rosenheim, 2012.

Adrian Blödt

Dipl.-Wirtschaftsing.(FH);
Bauphysiker M.BP. (Univ.)

Blödt Holzkomplettbau GmbH
Ingenieurbüro für Bauphysik
Ahornweg 5
92702 Kohlberg

info@holzbau-bloedt.de

Die Berechnung von Holztragwerken –
gut verständlich und praxisnah erläutert.

Schmidt · Windhausen
Bemessung und Konstruktion
Holzbau nach EC 5

2., aktualisierte und erweiterte Auflage, 2019, 325 Seiten, 17,0 x 24,0 cm, Buch (Softcover), 36,00 €
ISBN 978-3-8462-0949-3

| Print |

VORTEILE

- gut verständliche und praxisnahe Erläuterung der Berechnungen
- zahlreiche ausführliche Beispiele ergänzen die Erläuterungen

Mehr Infos und versandkostenfrei (deutschlandweit) bestellen: ***shop.reguvis.de/0949-3***

Bestell-Hotline: 02 21/9 76 68-306
E-Mail: vertrieb@reguvis.de
Fax: 02 21/9 76 68-236 | **www.reguvis.de**
In jeder **Fachbuchhandlung**

Reguvis
Fachmedien GmbH
Amsterdamer Str. 192
50735 Köln

Reguvis

Maren Fath, Mike Sieder

Bestandsbewertung für Aufstockungsmaßnahmen

1 Einleitung
2 Bestandsaufnahme
3 Bestands- und Bauteilgeometrie
4 Infrarotthermographie zur Bauaufnahme
4.1 Passive Infrarotthermographie von außen
4.2 Aktive und Passive Infrarotthermographie von innen
5 Ausblick

1 Einleitung

Großstädte und Metropolregionen in Deutschland, wie Hamburg, München, Berlin oder Köln, wachsen stetig. In den kommenden Jahren wird in diesen Regionen mit einem Zuwachs von bis zu 500 000 Einwohnern gerechnet [1]. Nachverdichtung in Städten ist unter dem Gesichtspunkt der Wohnraumschaffung ohne zusätzlichen Flächenverbrauch sowie unter dem Ziel der Treibhausgasreduzierung durch Anstoßen von Sanierungen von Bestandsgebäuden von hoher Bedeutung. 2015 wurde ein Potential durch Nachverdichtung mittels Aufstockungen von ca. 1,1 Mio. kostengünstig zu bauenden Wohnungen in Gebieten mit großer Wohnungsnot ermittelt [2]. Zudem können Aufstockungen als Überbauung der obersten Geschossdecke mit beheiztem Raum den Energiebedarf der oberen Wohnungen deutlich reduzieren, wie eine Vergleichsrechnung zeigte. Aufstockungen unterstützen so die Forderung des Umweltbundesamtes nach einem klimaneutralen Gebäudebestand bis 2050 [3].

Trotz vieler Vorteile schrecken Hauseigentümer und Planer oft vor der Planung und Durchführung einer Aufstockungsmaßnahme zurück. Aufgrund fehlender Unterlagen oder unzureichender Kenntnisse über den Zustand des Gebäudes besteht eine hohe Planungsunsicherheit. Grundsätzlich stellt bei einer Aufstockungsmaßnahme der Umgang mit der Bestandskonstruktion die wesentlichste Herausforderung dar; Unkenntnisse über Zustand, Konstruktion und verwendete Baustoffe im Bestand führen zu einer hohen Planungsunsicherheit.

Am Institut für Baukonstruktion und Holzbau iBHolz der TU Braunschweig wurde im Zeitraum 2017–2019 das Forschungsprojekt „Leitlinie zur Vereinfachung der Planung und Durchführung von Aufstockungs-/Erweiterungsmaßnahmen als Nachverdichtungsmaßnahme in innerstädtischen Bereichen“ [3] in Zusammenarbeit mit dem Lehrstuhl für Ressourceneffizientes Bauen der Ruhr-Universität Bochum und dem Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion der TU München durchgeführt, in dem das Potential von baulichen Maßnahmen der Aufstockung als innerstädtische Nachverdichtungsmaßnahme durch die Verringerung des Planungsaufwands untersucht wurde.

Für die Umsetzung einer Aufstockungsmaßnahme sind zahlreiche Parameter des Bestandsgebäudes zu berücksichtigen, vergleiche Bild 1. Die Planenden müssen viele Bewertungskriterien berücksichtigen und nach einem Entscheidungsprozess, der alle Parameter zur Bewertung des Bestandes einschließt, für oder gegen eine Maßnahme entscheiden. Jede Aufstockungsmaßnahme ist ein Einzelfall, da die Planung individuell auf das jeweilige Bestandsgebäude anzupassen ist. Dabei bringt jeder Bestand unterschiedliche Fragestellungen mit sich, die individuell und auf den jeweiligen Bestand abgestimmt gelöst werden müssen. Zu Beginn eines Aufstockungsprojektes sollte folglich eine Bestandsaufnahme durchgeführt werden, die als Grundlagenermittlung für die Planung zu sehen ist. Mit den gewonnenen Datensätzen und Informationen kann anschließend die Planung der Aufstockung zielführend anhand der erlangten Kenntnisse zum Zustand des Bestandes gestaltet werden.

2 Bestandsaufnahme

Eine Bestandsaufnahme sollte zwangsläufig eine Begehung und in Augenscheinnahme des Bestandes beinhalten. Bevor diese Begehung stattfindet, sollten Bestandsunterlagen gesichtet werden, insofern diese vorhanden und zugänglich sind. Mit einer Bestandsaufnahme ist hier die Anfertigung aktueller Bestandspläne durch Auswertung von Bestandsunterlagen, Begehungen und eine optische Aufnahme der Gegebenheiten gemeint.

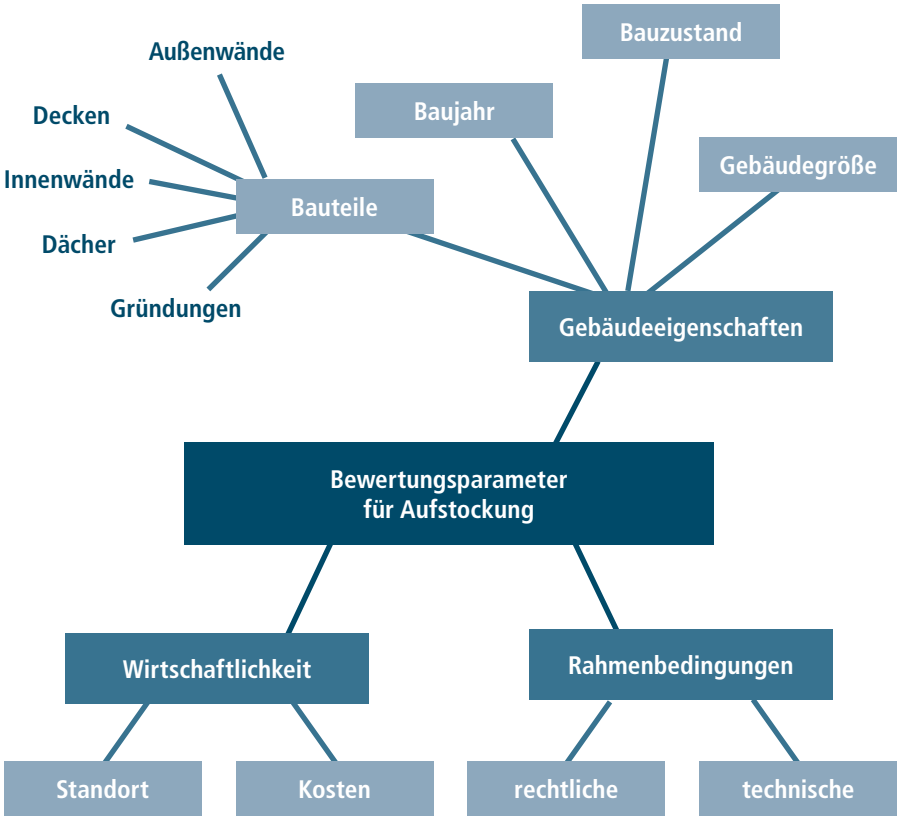


Bild 1: Bewertungsparameter für Aufstockungen [3]

Es müssen Erläuterungen zur geplanten Nutzung (Aufstockung und auch Bestand) vorhanden sein sowie Informationen über die Finanzierungsmöglichkeiten des Projektes eingeholt werden. Diese Informationen können den Fokus bei der Begehung des Bestandes auf mögliche Komplikationen in der vorhandenen Bausubstanz lenken.

Zwar stimmen Planungsunterlagen und bauliche Umsetzung meist nicht überein, aber Bestandsunterlagen, wie Baupläne und Statiken, können grundsätzlich Hinweise auf Konstruktion und Ausführung des Bestandes geben. Vorhandene Unterlagen ermöglichen es, den Umfang von Untersuchungsmaßnahmen, möglicherweise verbunden mit zerstörungsbedingten Eingriffen am Bestand, sowie Kosten und Zeit zu reduzieren. Für den Planenden gilt beim Bauen im Bestand immer eine intensive Bauwerkserkundigungspflicht, welche mit einer umfassenden Aufklärung des Bauherrn über die technischen Risiken des Bauvorhabens einhergeht.

Vor Planungsbeginn ist ein Aufmaß des Bestandes jedoch unverzichtbar, da Bestandspläne oftmals von den Gegebenheiten im Bestand abweichen. In Teilen liegt dies in möglichen nachträglichen Umbauten begründet, die nicht immer durchgängig dokumentiert sind, in Teilen aber auch darin, dass einige Gebäude anhand von Typenstatiken für Gebäudegrundtypen geplant und an die Gegebenheiten des jeweiligen Bauvorhabens angepasst wurden, ohne diese Änderungen konsequent in alle Planungsunterlagen aufzunehmen. Im Zweifel sind die Planungsunterlagen der objektbezogenen Baugenehmigung beim zuständigen Bauamt einzusehen.

3 Bestands- und Bauteilgeometrie

Ziel der Erfassung der Bestands- und Bauteilgeometrie muss es sein, nach der Aktualisierung alter Bestandspläne und dem Anlegen neuer Pläne eine detaillierte Übersicht über den Bestand zu erhalten. Diese dient als Grundlage für die weitere Planung der Aufstockungsmaßnahme und legt für alle Fachplaner einen gemeinsamen Ausgangspunkt für die weitere und tiefgehende Untersuchung des Bestandes sowie die folgenden Planungsschritte der Maßnahme fest.

Die Bestimmung der Bauteilschichten sowie der Baukonstruktionen hat mehrere Ziele. Zunächst müssen bei der Bestimmung der Bauteilaufbauten die Baustoffe bestimmt werden, die beim Bau verwendet wurden. Abhängig von der Baualtersklasse müssen dabei auch Schadstoffe identifiziert werden. Oftmals führt eine zu späte Identifizierung von Schadstoffen, beispielsweise während der Baumaßnahme, zu erhöhten Kosten, da gegebenenfalls die Maßnahme pausieren muss, bis eine Lösung für den Umgang mit den Schadstoffen gefunden wurde. Weiterhin können bei der Feststellung der verwendeten Baustoffe Rückschlüsse auf die Tragfähigkeit gezogen werden, indem Festigkeitswerte für die jeweiligen Baustoffe aus den zur Bauzeit des Gebäudes aktuellen Normen entnommen werden. Dies kann Hinweise auf Resttragfähigkeiten und Tragwerksreserven geben.

Sind die Bauteilschichten nicht durch eine reine Begehung ersichtlich oder aus Bestandsplänen bekannt, sollten möglichst zerstörungsarm die Bauteile untersucht werden, beispielsweise durch Bauteilsondierungen (z. B. Kernbohrung mit Endoskopie) und zerstörungsfreie/-arme Untersuchungsmethoden (z. B. Bohrwiderstandsmessung, Schalltomographie, Echo-/Reflexionsprüfung auf Basis von wellenbasierten Mikrowellen- und Ultraschallverfahren). Dadurch kann zusätzlich festgestellt werden, ob mehrschalige Wandaufbauten vorhanden sind, z. B. in Form von zweischaligem Mauerwerk oder hinterlüfteten Fassadenkonstruktionen.

4 Infrarotthermographie zur Bauaufnahme

Wie in [3] explizit untersucht wurde, kann im Rahmen einer Bauaufnahme die Durchführung einer Thermographie-Aufnahme sinnvoll sein. Zunächst können durch die Thermographie Wärmebrücken und Feuchteschäden am Bestand erkannt werden. Diese Informationen können für eine meist zusätzlich zur Aufstockung geplante energetische Sanierung des Bestandes herangezogen werden. Des Weiteren können Gebäudestrukturen sichtbar gemacht werden. Geeignete Infrarot-Kameras arbeiten heutzutage so hochauflösend, dass Strukturen, beispielsweise unterhalb von Putzschichten, sichtbar gemacht werden können. Durch die Auswertung solcher Aufnahmen können Informationen über das Gebäude zusammengetragen werden.

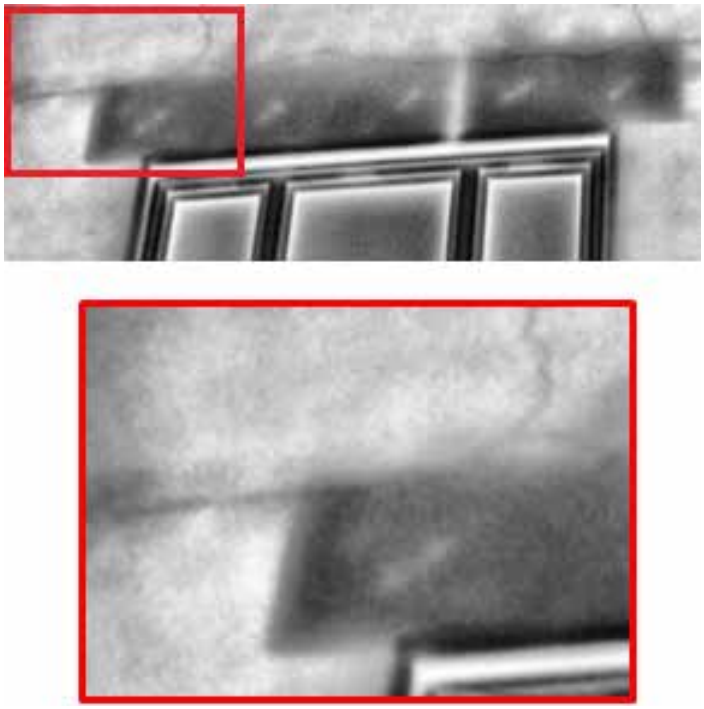


Bild 2: Infrarotthermographie-Aufnahme eines Fenstersturzes mit Rissschäden [3]

Bild 3: Infrarotthermographie-Aufnahme einer Mauerwerkswand unter Putz [3]

Bild 4: Infrarotthermographie-Aufnahme eines Traufbereiches [3]

4.1 Passive Infrarotthermographie von außen

Betrachtet man ein Gebäude von außen, zeigen sich an der Oberfläche häufig unterschiedliche Rissbilder. In der Thermographie bilden sich diese ebenfalls ab. Hier macht es eine Thermographie-Aufnahme jedoch zusätzlich möglich, bereits auf die Gründe für die Rissverläufe zu schließen. Im gezeigten Bild erkennt man sehr eindringlich, dass sich das Rissbild durch den eingebauten Sturz über dem Fenster ergibt, vergleiche Bild 2.

Eine ausreichend hochauflösende Thermographie-Kamera ermöglicht es zusätzlich, das Mauerwerk unterhalb des Putzes deutlich sichtbar zu machen. Die voneinander abweichenden Wärmeleitfähigkeiten von Mörtel und Mauerwerk bilden sich auf den Thermographie-Aufnahmen ab, sodass man gut erkennen kann, ob es sich um ein homogen aufgebautes Mauerwerk handelt oder ob Ausbesserungen oder nachträgliche Vermauerungen von Öffnungen vorgenommen wurden, vergleiche Bild 3.

Bild 4 stellt neben unterschiedlichen Materialien, wie Steinen, Mörtel und Stahlbetonstürzen, auch einbindende Wände dar. Abhängig von der Konstruktion kann dies hilfreich sein, um verdeckte Bauteile nachträglich wieder sichtbar zu machen. An dieser Stelle sei jedoch darauf hingewiesen, dass sich solche einbindenden Bauteile nicht zwangsläufig durch Thermographie-Aufnahmen abbilden lassen. Handelt es sich bei der Konstruktion der Außenwände z. B. um zweischaliges Mauerwerk, kann der Wärmestrom aus dem Innenraum, welcher durch die einbindenden Bauteile nach außen transportiert wird, nicht in identifizierbarer Weise bis zur Außenfassade geleitet werden. Dies führt dazu, dass die Wände sich an der Außenfassade nicht oder nur sehr eingeschränkt abzeichnen. Bild 4 zeigt beispielhaft, dass die Fenster eigene Fensterstürze besitzen und der Ringbalken/-anker der obersten Geschossdecke nicht gleichzeitig als Fenstersturz dient. Dies ist für die Planung einer Aufstockung von Bedeutung, da es ggf. problematisch sein kann, eine Aufkantung im Auflagerbereich des Daches zu entfernen, wenn das Bauteil gleichzeitig als Sturz für die Fenster dient. Eine Thermographie-Aufnahme des Traufbereiches kann hier für mehr Klarheit sorgen, bevor der Traufbereich für die Baumaßnahme geöffnet wird.

4.2 Aktive und Passive Infrarotthermographie von innen

Bei Untersuchungen mit Hilfe der Thermographie innerhalb einer Wohnung kann sowohl eine passive als auch eine aktive Thermographie mit thermischer Anregung der Bauteile durchgeführt werden. Dazu wurden in [3] eine Wohnung über Nacht beheizt, um die Temperaturdifferenz zwischen der Raumtemperatur und der Außentemperatur zu erhöhen. Bei der Messung lag die Temperaturdifferenz bei 20 °C. Die Erwärmung der Wohnung wurde eine halbe Stunde vor der Messung beendet, damit die ausgehende Wärmestrahlung die Aufnahmen nicht signifikant beeinflusste.

Bild 5 und Bild 6 stellen eine Außenwandecke der untersuchten Wohnung dar. Gut zu erkennen ist, dass die oberste Geschossdecke als Balkendecke (im vorliegenden Fall als Holzbalkendecke) ausgeführt ist. Zusätzlich ist im Bereich der Wand auch bei der passiven Aufnahme von innen die Struktur des Mauerwerks deutlich erkennbar. Dabei fällt jedoch auf, dass sich die Wand bis zur Höhe der Fensterbrüstung aus einem anderen Material zusammensetzt als darüber. Dies wäre ein Bereich, der nachträglich genauer zu untersuchen wäre. In diesem Fall liegt die Vermutung nahe, dass das Gebäude zunächst nur 2 oberirdische Geschoss sowie einen Dachstuhl mit Drempel erhalten sollte und anschließend die Wand nachträglich weiter aufgemauert wurde.

In Bild 7 und Bild 8 sind weitere baulicher Änderungen oder Abweichungen in der

Bild 5: Infrarotthermographie-Aufnahme einer Gebäudeecke bei Durchführung einer passiven Thermographie [3]

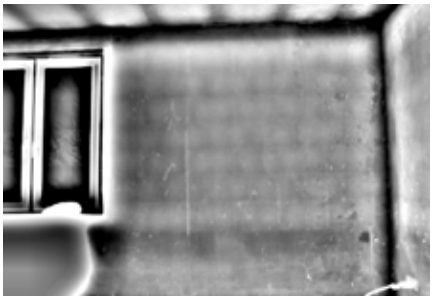


Bild 6: Infrarotthermographie-Aufnahme einer Gebäudeecke nach aktiver thermischer Anregung des Bereiches [3]

Bild 7: Infrarotthermographie-Aufnahme einer Wohnungstrennwand bei Durchführung einer passiven Thermographie [3]

Bild 8: Infrarotthermographie-Aufnahme einer Innenwand bei Durchführung einer passiven Thermographie [3]

Konstruktion zu erkennen. Beispielsweise zeigt Bild 7, dass die Wohnungstrennwand nicht vollständig aus den gleichen Mauersteinen aufgemauert wurde. Hier ist genau zu prüfen, ob die verwendeten Steine die gleichen Eigenschaften besitzen oder ob ggf. mit einer verminderten Tragfähigkeit der Wand zu rechnen ist.

In Bild 8 wird ein weiterer Umbau sichtbar, nämlich eine nachträglich versetze Zimmertür. Die ehemalige Öffnung der Zimmertür wurde dabei nachträglich zugemauert, der Sturz verblieb jedoch an Ort und Stelle. Die neue Tür wiederum wurde mit einem neuen Sturz versehen. Fraglich sind an dieser Stelle die Eigenschaften beider Stürze, da diese bei einer Aufstockung abhängig von der Planung ggf. erhöhte Lasten aus Nutzlast oder Eigengewicht abtragen müssen.

5 Ausblick

Eine Aufstockungsmaßnahme bietet sich maßgeblich für Bestandsgebäude an, die zusätzlich energetisch saniert werden. Da eine Aufstockung als Neubau an die aktuellen energetischen Standards anzupassen ist, müssen, falls das Bestandsgebäude nicht gleichzeitig energetisch saniert wird, Wärmebrücken im Anschlussbereich der Aufstockung unterbunden werden. Die Anschlussdetails der Aufstockung sind in der Planungsphase mit großer Sorgfalt zu entwickeln, was durch voneinander abweichende energetische Standards in Bestand und Aufstockung an Bedeutung gewinnt. Zusätzlich zur eigentlichen Aufstockung ebenfalls den Bestand energetisch zu sanieren, um mit den Anschlusssituationen gewissenhaft umgehen zu können und den äußeren Eindruck des Gebäudes anzupassen, ist also grundsätzlich empfehlenswert. Im Anschlussbereich der Aufstockungskonstruktion sind zwingend baukonstruktive, brandschutztechnische und bauphysikalische Aspekte zu berücksichtigen. Die Integration von Fachplanern der Bereiche Brandschutz, Bauphysik und Tragwerkplanung ist bereits in einer frühen Planungsphase unabdingbar, genauso eine enge Zusammenarbeit der Fachplaner, um flexibel auf auftretende Fragestellungen reagieren zu können.

In einem aktuell bearbeiteten weiterführenden Forschungsvorhaben des Lehrstuhls für Ressourceneffizientes Bauen der Ruhr-Universität Bochum und des Instituts für Baukonstruktion und Holzbau iBHolz der TU Braunschweig, welches von der Fachagentur Nachwachsende Rohstoffe FNR eine Förderung erhielt, wird derzeit ein Detailkatalog erarbeitet, der den Planenden weitere wichtige Hinweise für die Planung einer Aufstockungsmaßnahme vermitteln soll.

Literatur

[1] Mooser, M. et al. (2014): Aufstocken mit Holz. Verdichten, Sanieren, Dämmen. Basel: Birkhäuser Verlag GmbH

[2] Tichelmann et al. (2016): Wohnraumpotentiale durch Aufstockungen – Deutschland-Studie 2015. Darmstadt

[3] Fath, M. et al. (2019): Leitlinie zur Vereinfachung der Planung und Durchführung von Aufstokkungs-/Erweiterungsmaßnahmen als Nachverdichtungsmaßnahme in innerstädtischen Bereichen. Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag

[4] Loga, T., et al. (2015): Deutsche Wohngebäudetypologie. Beispielhafte Maßnahmen zur Verbesserung der Energieeffizienz von typischen Wohngebäuden. Darmstadt

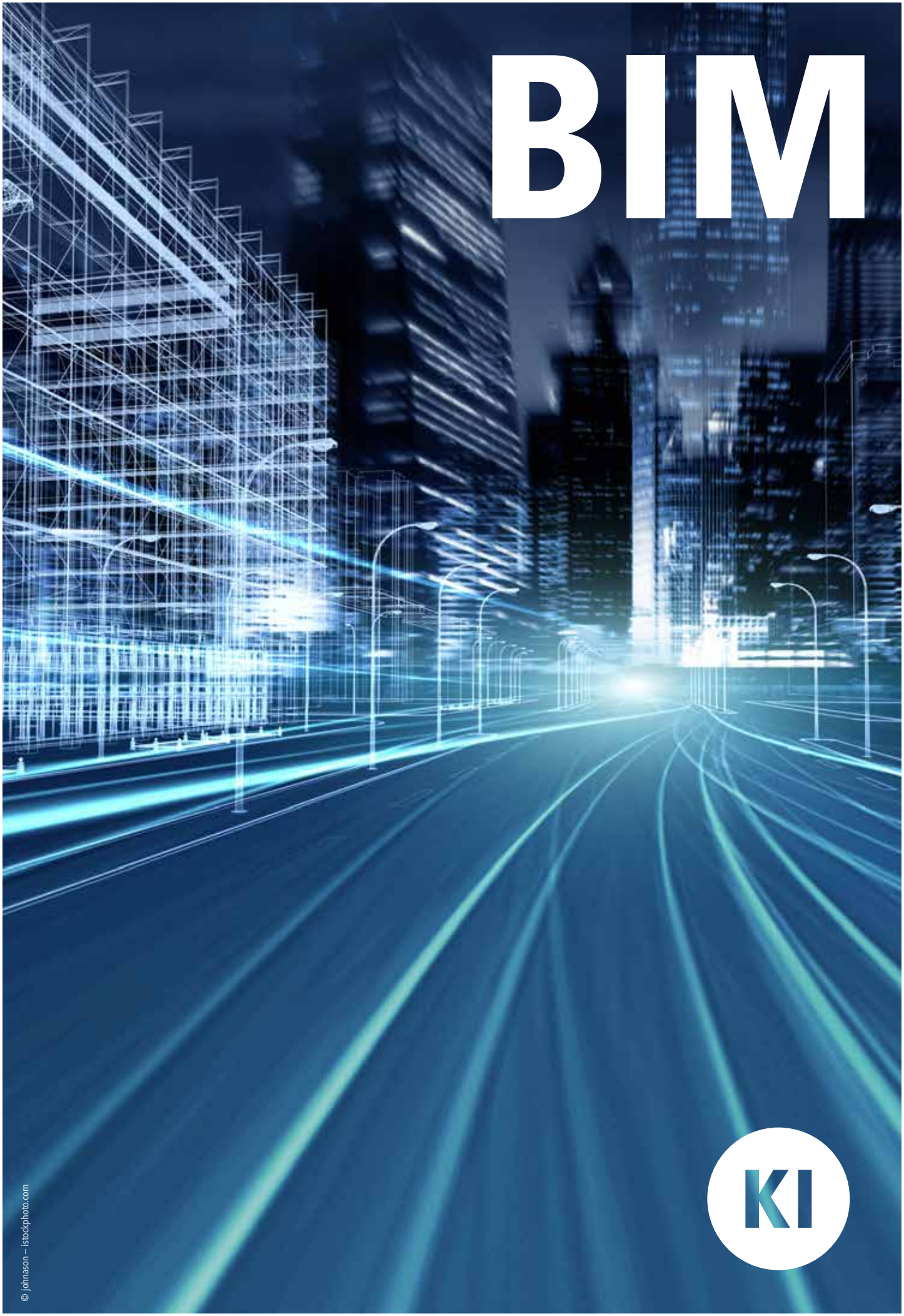
[5] Statistische Ämter des Bundes und der Länder (2014): Gebäude- und Wohnungsbestand in Deutschland. Erste Ergebnisse der Gebäude- und Wohnungszählung 2011, Wiesbaden

Dipl.-Ing. Maren Fath
m.fath@tu-braunschweig.de

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Mike Sieder
sieder@tu-braunschweig.de

Technische Universität Braunschweig
Institut für Baukonstruktion
und Holzbau iBHolz

BIM



© johnason – istockphoto.com

Jens Minnert, Joaquin Diaz, Christian Baier

BIM beim Bauen im Bestand

Bild 1: Schäden an einer Stahlbetondeckenplatte in einem Parkhaus

Bild 2: Detail der Korrosionsschäden

Bauen im Bestand (BiB)

Building Information Modeling (BIM)

Einsatz von BIM beim Bauen im Bestand

Bauen im Bestand (BiB)

In der heutigen Zeit gewinnt das Bauen im Bestand immer mehr an Bedeutung. Bauen im Bestand umfasst gemäß der HOAI „Wert steigernde" oder „Wert erhaltende" Baumaßnahmen an Bestandsgebäuden. Dies umfasst beispielsweise die Instandsetzung, die Instandhaltung, die Modernisierung oder die Umnutzungen von Bauwerken im Hoch- und Ingenieurbau. Hierin finden die Planer und Bauausführende in den kommenden Jahren ein wesentliches Betätigungsfeld. Diese „Zukunftsaufgabe" setzt bei allen am Bauprozess Beteiligten ein besonders hohes Maß an Fachwissen und Kreativität voraus.

Bauen im Bestand unterscheidet sich erheblich vom Errichten eines Neubaus. Sehr oft fehlen Informationen, wie z.B. statische Berechnung, Ausführungspläne, technische Ausstattung oder Angaben über die verwendeten Baustoffe. Aus diesem Grund ist beim Bauen im Bestand zu Beginn eine ausführliche Bestandsaufnahme erforderlich. Immer wieder werden die im Bestand vorhandenen Baumaterialien oder Konstruktionsarten erst nach Beginn der Instandsetzungs- und Instandhaltungsarbeiten festgestellt. Dies liegt sehr häufig an einer fehlenden, umfassenden Bestandsanalyse vor Beginn der Instandsetzungs- und Instandhaltungsarbeiten. An dieser Stelle wird oft an der falschen „Stelle" beim Honorar für den Fachingenieur gespart.

Eine umfassende Bestandsanalyse vor einem Umbau oder einer Modernisierung mit der Dokumentation der Abmessungen des Gebäudes sowie z. B. Bauteilöffnungen und Materialuntersuchen schützt vor unangenehmen Überraschungen während der Bauausführung. Die Beurteilung und Instandsetzung von bestehenden Bauwerken erfordert von allen am Bau Beteiligten umfassende Kenntnisse über die zuvor verwendeten Baustoffe, Bauteile und Konstruktionsarten. Wird keine Bestandsanalyse beauftragt oder durchgeführt, können während des Bauprozesses Schäden und versteckte Mängel auftreten, die nicht erkannt wurden. Dieses Risiko gilt es mit einer fachgerechten und umfassenden Bestandsanalyse zu minimieren.

In den Bildern 1 und 2 ist beispielhaft ein Schaden an einer Deckenplatte in einem Parkdeck im Bereich einer Stütze zu erkennen. Nach dem Entfernen des Belags traten die sehr starken Korrosionsschäden an der oberen Bewehrung der Deckenplatte zutage, die durch eine starke Chloridbelastung infolge Tausalzbeanspruchung ausgelöst wurden. Der gravierende Schaden wurde erst im Zuge der geplanten Umbaumaßnahmen festgestellt und führte zu einer massiven Veränderung des ursprünglich geplanten Instandsetzungskonzeptes.

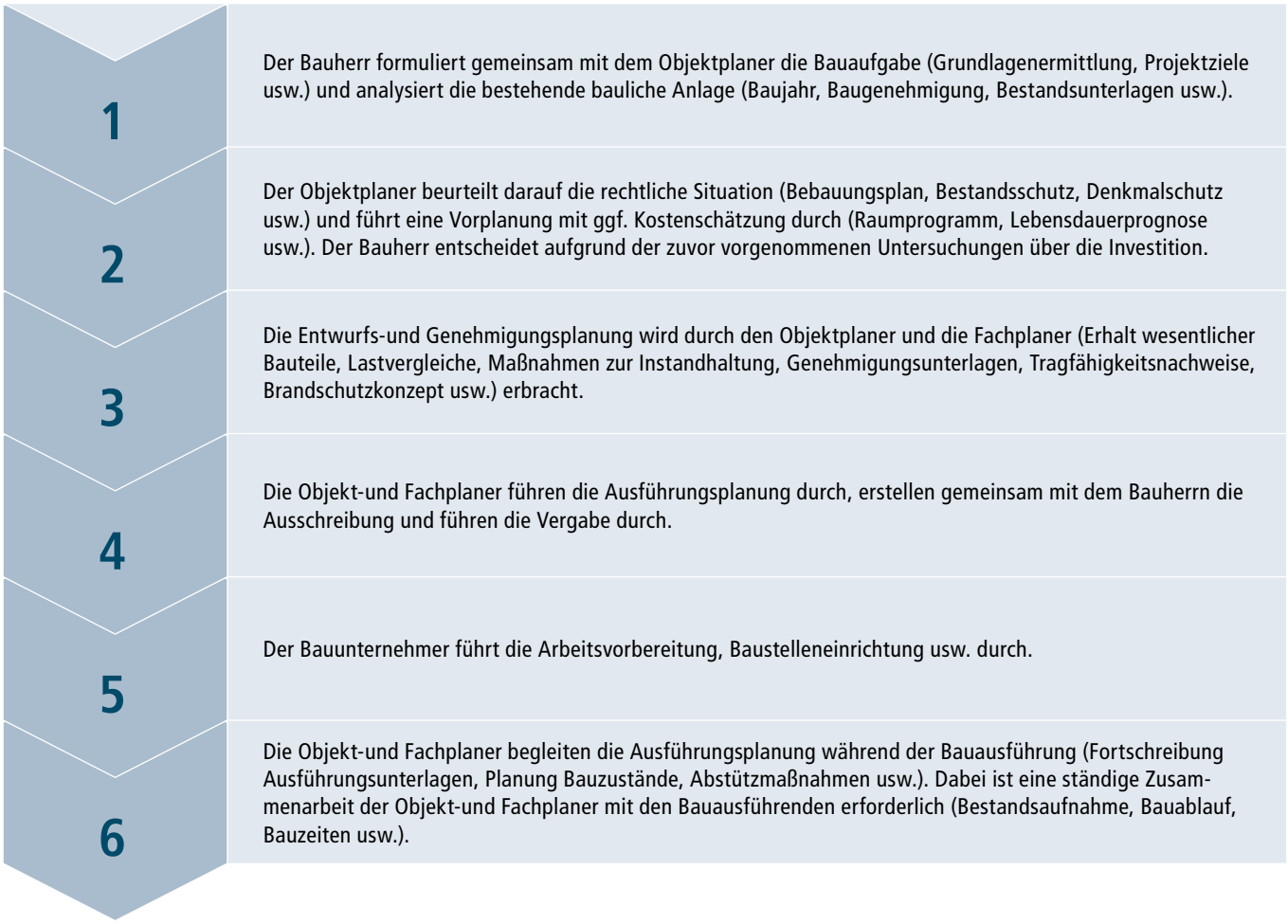


Bild 3: Ablaufdiagramm beim Bauen im Bestand

Weiterhin sind beim Bauen im Bestand oft besondere Logistikkonzepte erforderlich, da sich das Bauwerk meist in einem engen städtebaulichen oder nachbarlich bebauten Umfeld befindet, was beispielsweise für die Baustelleneinrichtung eine besondere Herausforderung sein kann.

Teilweise finden die Bauarbeiten an den Bauwerken während einer teilweisen oder vollständigen Nutzung statt. Diese Umstände erschweren die Umsetzung des Bauvorhabens erheblich. Die zuvor genannten Punkte machen deutlich, dass es sinnvoll ist, beim Bauen im Bestand ein ausführliches und umfassendes Konzept im Voraus zu planen und zu entwickeln.

Zum Thema „Bauen im Bestand" findet man heute sehr nützliche Fachliteratur.

In Bild 3 sind die wesentlichen Abläufe bei der Planung und Ausführung von Projekten beim Bauen im Bestand stichpunktartig zusammengestellt.

Building Information Modeling (BIM)

Building Information Modeling (BIM) beschreibt eine differenzierte Arbeitsmethode für die Planung, die Realisierung und den Betrieb eines Bauwerks. Hierbei wird ein digitales dreidimensionales Bauwerksmodell erstellt. Das Besondere eines digitalen Bauwerksmodell ist, dass dieses bereits in der Planung mit zahlreichen zusätzlichen Informationen versehen wird. Im weiteren Projektverlauf wird es sukzessive mit weiteren Informationen gespeist bis das Projekt mit dem sogenannten „as-built Modell" in der Inbetriebnahme und der Nutzung des Bauwerks endet. Hierbei sind sowohl die geometrischen als auch die alphanumerischen Informationen digital vorhanden. So können in einem Bauwerksmodell durch die Zusammenarbeit aller Beteiligten schon während der Planung präzise und belastbare Informationen hinterlegt werden.

Im Gegensatz zur traditionellen Planungsmethode können durch die Festlegung der Bauwerkseigenschaften bereits frühzeitig die verwendeten Materialien mit Kosten hinterlegt werden. Steigt bei der traditionellen Planung der Planungsaufwand erst in der Ausführungsplanung stark an, beginnt der Planungsaufwand bei der BIM-Arbeitsweise bereits in der Entwurfsplanung. Der Objektplaner muss das Bauwerk modellieren und kann dann erste Simulationen und Berechnungen durchführen. Die in der Praxis immer vorhandenen Änderungen am Bauwerk werden bereits in der Entwurfsphase vorgenommen und verschieben sich nicht in die späteren Leistungsphasen. Diese Verschiebung im Planungsaufwand ist anschaulich in Bild 4 dargestellt.

Mit Hilfe des digitalen Bauwerksmodells kann der gesamte Lebenszyklus (Entwurf, Planung, Ausführung, Inbetriebnahme, Nutzung und Umbau) eines Projektes abgebildet werden. Durch die Zusammenarbeit aller Beteiligten und die Sammlung der Informationen können verschiedene Planungsvarianten analysiert und ggf. Verbesserungen erarbeitet werden.

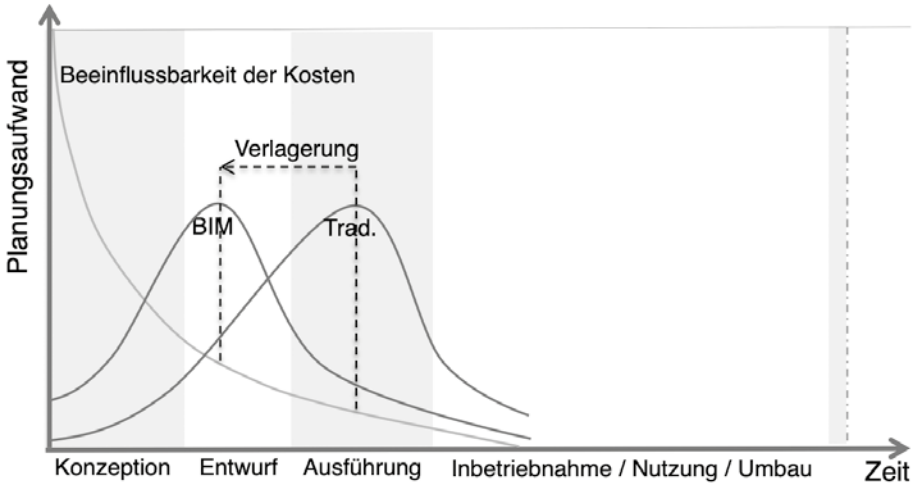


Bild 4: Auswirkung von BIM im Plaungsprozess (eigene Abbildung nach MacLeamy)

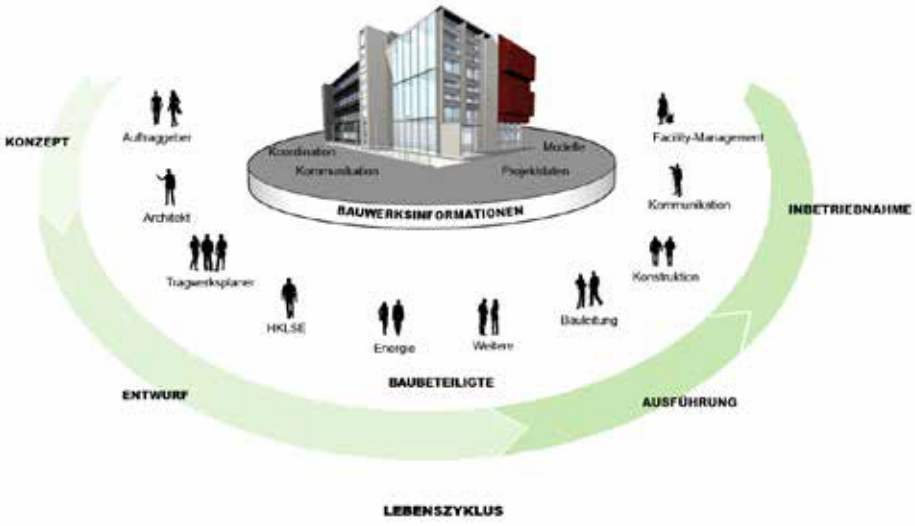


Bild 5: Lebenszyklus und Baubeteiligte bei der Bauwerkinformationsmodellierung (eigene Abbildung)

Durch Simulationen, Analysen und Berechnungen werden verschiedene Modellstudien geprüft und Kosten, Zeit und Qualität optimiert. Das gemeinsame Arbeiten an einem Bauwerksinformationsmodell ist beispielhaft in Bild 5 dargestellt.

Für den Umstieg von der bisher üblichen zeichnungsgestützten auf die modellgestützte Planung sind bei allen Beteiligten Anpassungen der unternehmensinternen sowie unternehmensübergreifenden Prozesse notwendig. Eine Unterscheidung der BIM Arbeitsmethodik wird mit den Begriffen „little BIM" und „big BIM" vorgenommen. Hierbei bezeichnet „little BIM" die Nutzung einer spezifischen BIM-Software durch einen einzelnen Planer im Rahmen seiner Fachdisziplin (z. B. Tragwerksplaner). Mit dieser Software wird ein digitales Bauwerksmodell erzeugt, welches anschließend beispielsweise für statische Untersuchungen oder die Ableitung von Ausführungsplänen genutzt werden kann. Eine Weiternutzung des digitalen Modells über verschiedene Softwareprodukte hinweg bleibt dabei aus. Ebenso wenig wird das Bauwerksmodell zur Koordination der Planung zwischen den beteiligten Fachdisziplinen herangezogen. BIM wird in diesem Fall also als „Insellösung" innerhalb einer Fachdisziplin eingesetzt. Die Kommunikation mit anderen Beteiligten wird weiterhin zeichnungsgestützt abgewickelt. Zwar lassen sich mit „little BIM" bereits Effizienzgewinne erzielen, das ganze Potenzial einer durchgängigen Nutzung digitaler Bauwerksinformationen bleibt jedoch unerschlossen.

Im Gegensatz dazu bedeutet „big BIM" die konsequente modellbasierte Kommunikation zwischen allen Beteiligten über alle Phasen des Lebenszyklus eines Bauwerks hinweg. Für den Datenaustausch und die Koordination der Zusammenarbeit werden Internetplattformen und Datenbanklösungen (z. B. Common Data Environment, CDE) eingesetzt. Dabei wird der softwareübergreifende Datenaustausch durch Schnittstellen, wie beispielsweise das IFC-Datenformat, ermöglicht. Somit können Teilmodelle, die in unterschiedlichen Softwarelösungen erstellt wurden, zu einem einheitlichen Koordinationsmodell zusammengeführt werden. Die Arbeitsweise des „big open BIM" ist die angestrebte Art zu planen und wird aktuell immer weiter optimiert.

Bei der BIM-Methodik werden die Bauwerksmodelle mit den dreidimensionalen Geometrien und die zugeordneten Fachinformationen in verschiedenen sogenannten Detailierungsgraden oder Fertigstellungsgraden modelliert. Hierbei werden in der Fachliteratur verschiedene Bezeichnungen oder Anwendungsgebiete (z. B. Infrastrukturplanung) verwendet. Oft spricht man vom LOD-Konzept (LOD = Level of Development). Dieses Konzept ist in Bild 6 dargestellt.

Ein konkretes Beispiel der Anwendung des o.g. Konzeptes ist in Bild 7 dargestellt. Wie zu erkennen, wird die Informationsdichte entsprechend des Planungs- und Ausführungsfortschrittes erhöht. In der Regel wird die Ausführung als LOG bzw. LOI 400 definiert. Hierbei ist zu beachten, dass die Informationsdichten der geometrischen und alphanumerischen Informationen unterschiedlich sein können. Der Detailierungsgrad 500 wird häufig als Bauwerksinformationsmodell mit den Informationen des fertiggestellten Bauwerks definiert.

Die Art der Informationen, die dem digitalen Modell zugeordnet werden, wird als sogenannte Dimension (3D, 4D, 5D…) bezeichnet.

Die einzelnen Dimensionen sind in Bild 8 dargestellt. Aus dieser Abbildung wird deutlich, dass das Bauwerksinformationsmodell eine ganzheitliche Betrachtung des Bauwerks ermöglicht [12].

Die Anwendung von BIM in der Praxis führt zu folgenden Vorteilen:

- → Optimierung von Form, Zeit, Kosten, Sicherheit, Nachhaltigkeit, etc.
- → Frühzeitige Analysen und Simulationen
- → Höhere Planungs- und Ausführungsqualität durch Kollisionsprüfungen und Variantenvergleiche vor Baubeginn = Verlagerung der Planungsentscheidungen
- → Model Checking (Konformitätsprüfung, Logikprüfung, Anforderungen des Bauherrn, Nachhaltigkeitskriterien,…)
- → Darstellung komplexer Zusammenhänge
- → Vollständige Wissensbasis für alle Beteiligten = weniger Abstimmungsfehler
- → Die gesamte Projektdokumentation (Listen, Auswertungen, Analysen,...) wird in allen Phasen automatisch aktualisiert.

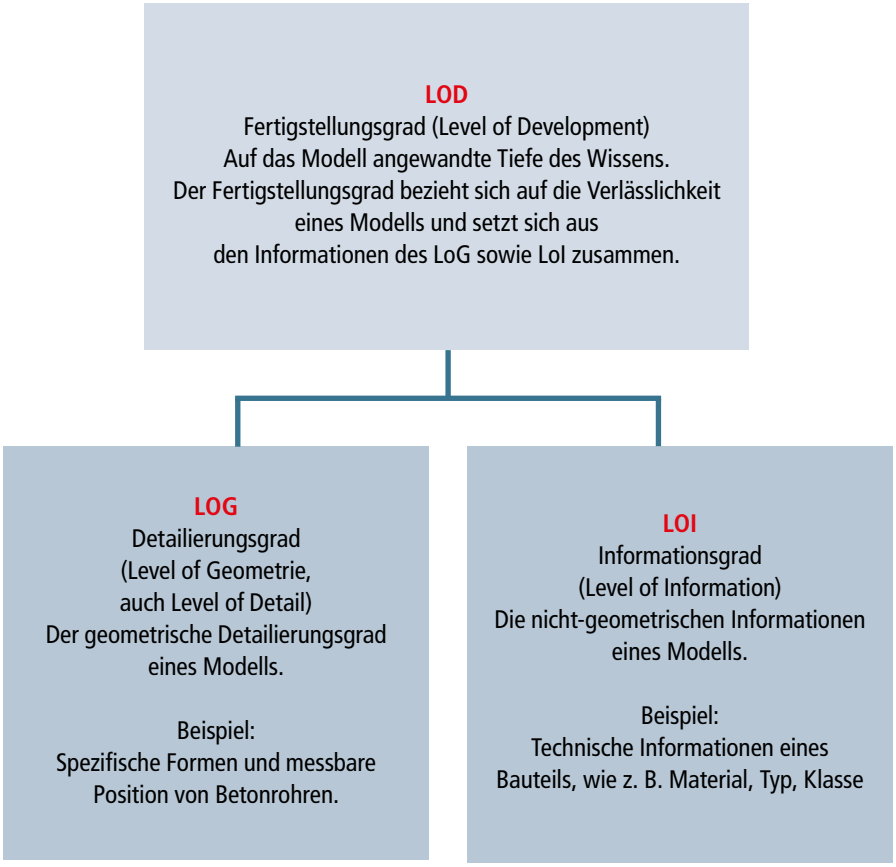


Bild 6: LOD-Konzept

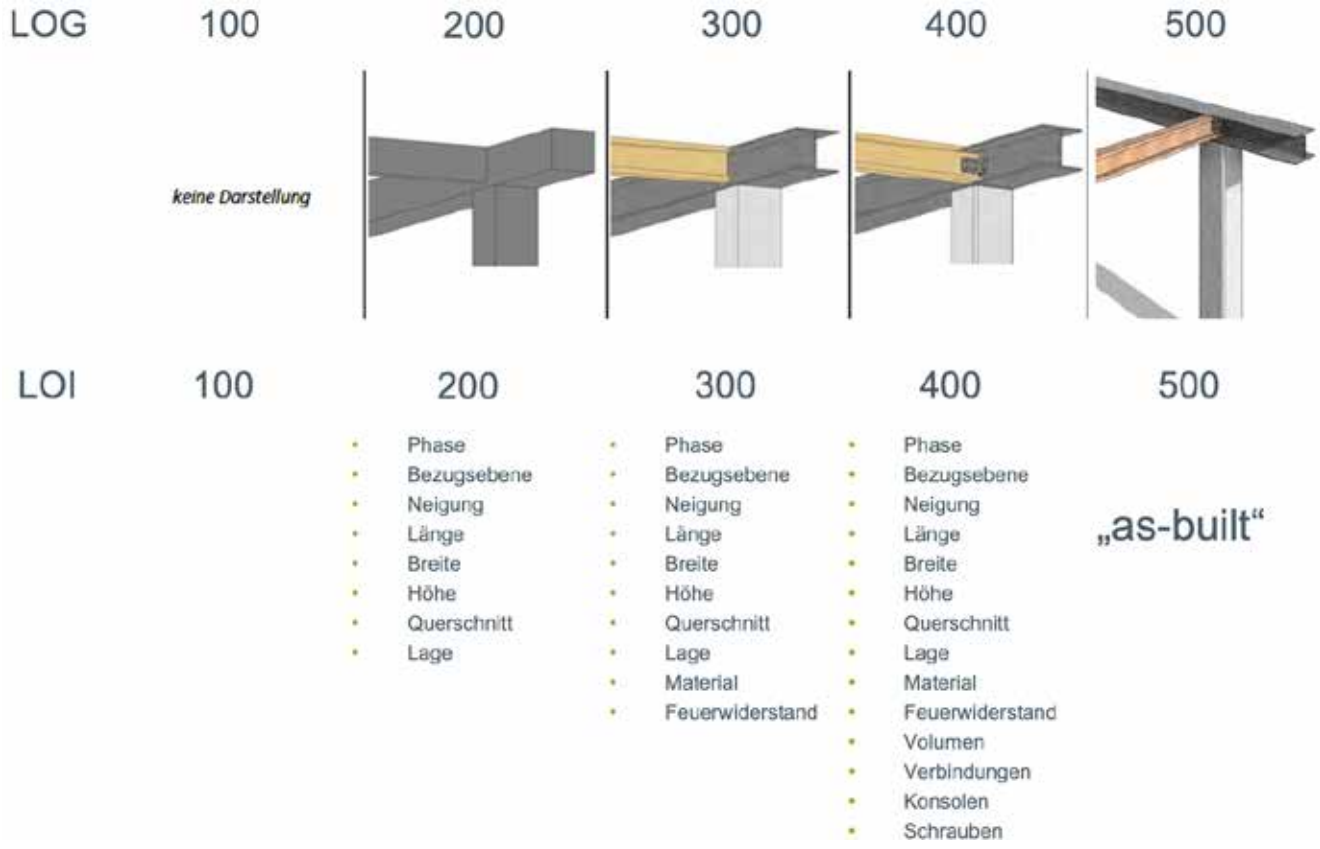


Bild 7: LOD-Konzept (eigene Darstellung)

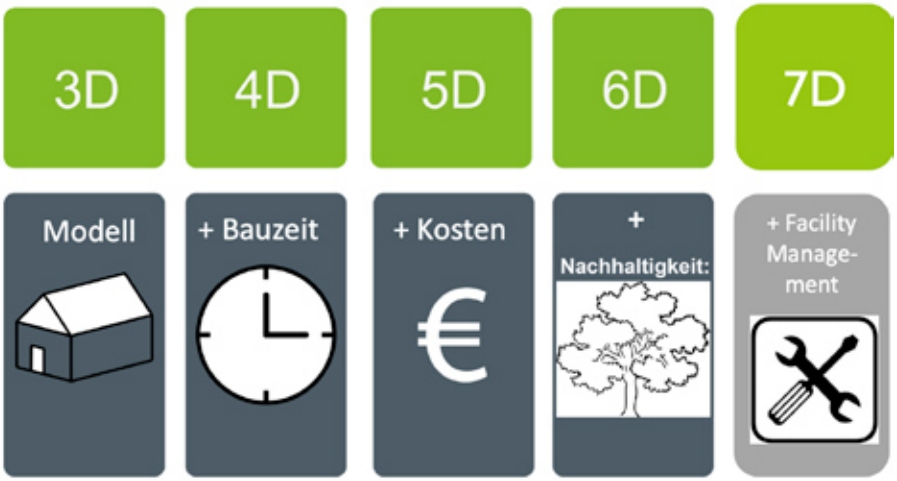


Bild 8: Vom 3D-Modell zum xD-Bauwerks-Informationsmodell

Bild 9: Visualisierung eines Brückentragwerks mit Hilfe einer Drohnenaufnahme [8]

Bild 10: 3D-Laser-Scan eines Wohnhauses (Ansicht) [10]

Einsatz von BIM beim Bauen im Bestand

Häufig existieren von bestehenden Bauwerken nur sehr wenige Unterlagen (statische Berechnung, Ausführungspläne usw.). Daher ist in einem ersten Schritt oft eine umfassende Bestandsaufnahme notwendig. Neue Technologien (z. B. Drohnenaufnahmen, Laser-Scanning) ermöglichen heute, den Arbeitsschritt der Bestandsaufnahme gegenüber der traditionellen Vorgehensweise (z. B. „Handaufmaß") deutlich schneller und effektiver durchzuführen. In Bild 9 ist beispielhaft das Ergebnis der Drohnenaufnahme einer bestehenden Brückenkonstruktion zu erkennen.

Mit modernen, tragbaren und bildgebenden Laserscannern ist es heute möglich, Bauwerke in 3D mithilfe von Bildern und maßgenauen Punktwolken zu digitalisieren. Dies führt zu einer großen Zeitersparnis und eröffnet für die notwendigen Planungsschritte im Bauen im Bestand ganz neue Möglichkeiten. In Bild 10 ist ein Beispiel dieser Technologie dargestellt.

Beim Bauen im Bestand liegen sehr oft keine Informationen zu den verbauten Materialien und der „unsichtbaren" Konstruktion vor. Daher kann es sinnvoll sein, vor Beginn der Planung neben der geometrischen Bestandsaufnahme auch die wesentlichen Materialien, z.B. mit Hilfe von Probenentnahmen und Bauteilöffnungen, zu bestimmen. Liegen alle notwendigen Informationen vor, so kann die „Realität" in das digitale Bauwerksinformationsmodell überführt werden. Hiermit können auch verschiedene Modellstudien durchgeführt werden. In Bild 11 ist hierfür ein Beispiel dargestellt.

Beim Bauen im Bestand können unterschiedliche technische Gewerke in das digitale Modell integriert werden (siehe Bild 12).

Bei einem Neubau werden ausschließlich neue Bauteile errichtet. Demgegenüber sind beim Bauen im Bestand folgende Zustände möglich [9]:

1. Neubau – Bauteile (oder Teile davon) werden neu gebaut bzw. wieder neu gebaut
2. Bestand – vorhandene Bauteile (oder Teile davon) bleiben erhalten
3. Abbruch – vorhandene Bauteile (oder Teile davon) werden abgebrochen

Beim Bauen im Bestand gibt es in der Regel eine Kombination aus den zuvor genannten Zuständen. Häufig werden dabei vom Planer die Änderungswünsche einfach durch händische Eintragungen in die Bestandspläne übergeben (siehe Bild 13). Oft liegt dann die Detailarbeit (Massenermittlung, Leistungsverzeichnis, Angebotskalkulation und Abrechnung) bei dem ausführenden Unternehmen. Für die Ermittlung des Umbauaufwandes sowie die Schätzung und Berechnung der Baukosten ist diese aufwändige Arbeit sehr wichtig. Die Leistungen müssen daher richtig und vollständig beschrieben werden, um für alle Beteiligten eine Kosten- und Rechtssicherheit zu erreichen.

Aufbauend auf DIN ISO 7518 [11] lassen sich auch beim Bauen im Bestand mit BIM zwei Planvarianten umsetzen, d. h. es wird im „little BIM" ebenfalls in zwei verschiedenen Modellen gearbeitet. Diese Vorgehensweise hat zur Folge, dass z. B. für die Ermittlung

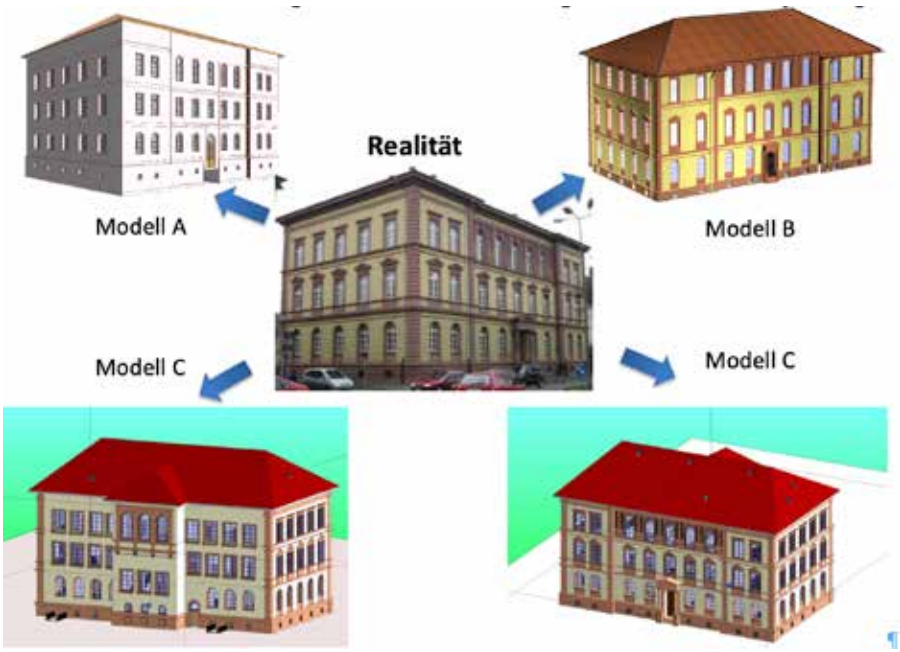


Bild 11: Modellstudien eines historischen Bestandsgebäudes

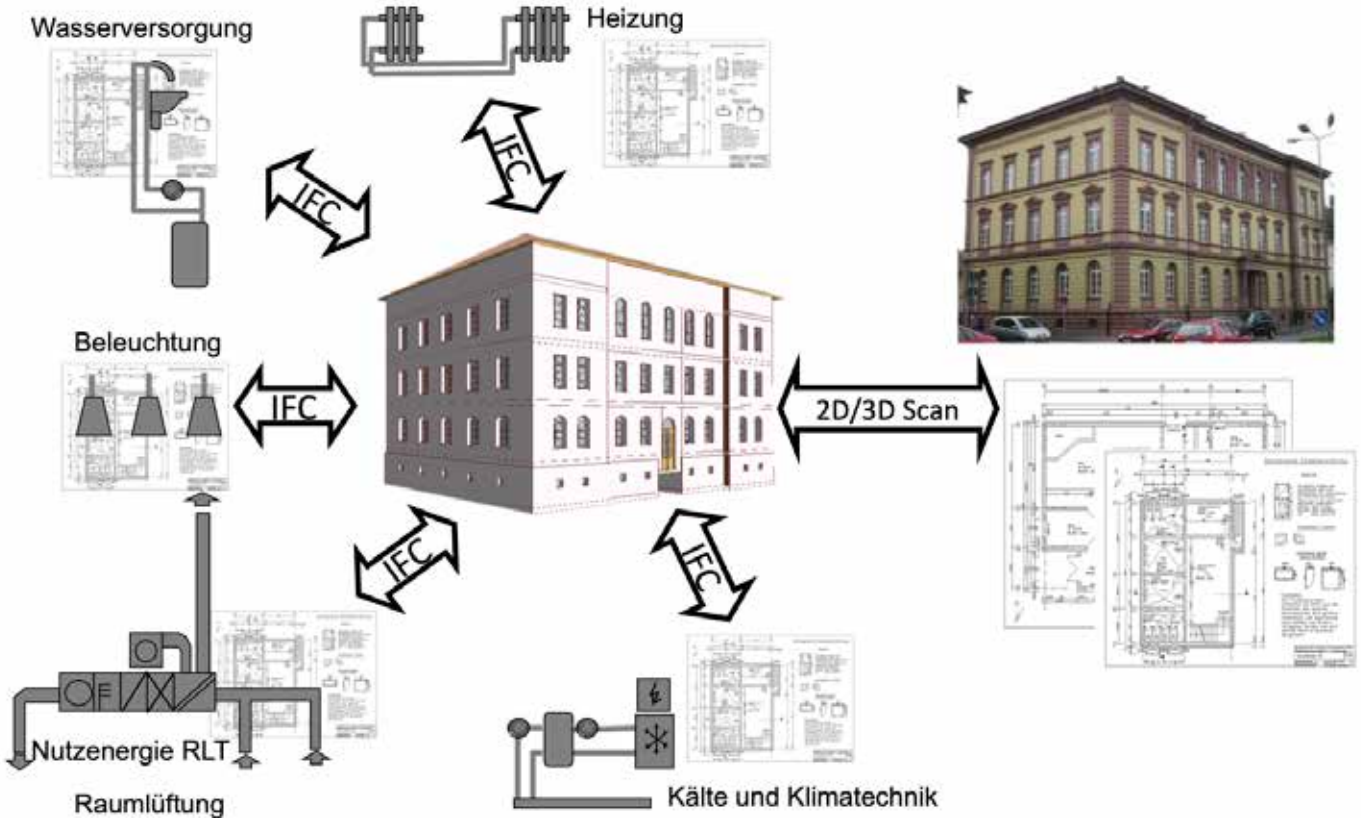


Bild 12: Integration verschiedener Gewerke in ein Gesamtmodell

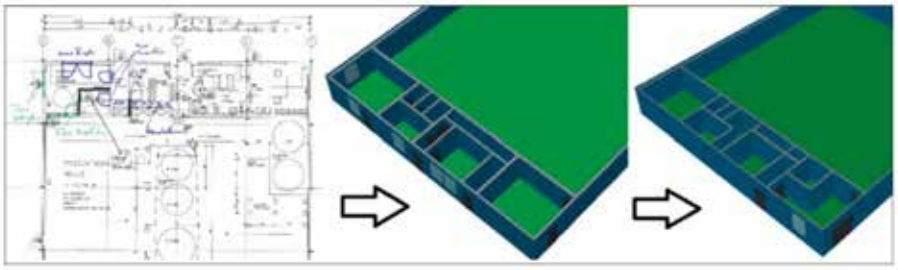


Bild 13: Praxisbeispiel: Plan mit Änderungswünschen, Bestandsmodell, Endzustandsmodell [9]

der Kosten die Informationen aus beiden Modellen getrennt ermittelt und danach zusammengefasst werden. Dadurch verliert man einen Teil der Vorteile der modellbasierten Arbeitsweise.

Eine Alternative ermöglicht die „big BIM"-Arbeitsweise. Alle notwendigen Informationen des gesamten Umbauprozesses werden in einem Modell dargestellt. Hierfür müssen die vom Umbau betroffenen Bauteile (BIM-Objekte) so abgebildet werden, dass sie die verschiedenen Zustände (Bestand, Abbruch oder Neubau) im entsprechenden Modell abbilden.

Arbeitsschritte bei der praktischen Modellerstellung:

1. Vorhandenen Baubestand abbilden (evtl. müssen geeignete BIM-Objekte für den Bestand neu erstellt werden)
2. Geplante Änderungen im Modell mit speziellen „Bauen im Bestand-Objekten" erfassen („Bauen im Bestand-Objekte" = Objekte müssen mit Anfangs- und Endzustand sowie den Veränderungen abgebildet werden können)
3. Endzustand im Modell erstellen

Der vorliegende Beitrag zeigt, dass der durchgängige Einsatz der BIM-Arbeitsmethodik beim Bauen im Bestand erhebliche Vorteile in der Planung und Durchführung hat. In der Praxis werden diese Vorteile noch nicht konsequent genutzt, da die Kompetenzen im Umgang mit der Methodik dafür noch nicht ausreichen. Die fortschreitende Digitalisierung wird dabei helfen, diese Defizite abzubauen und erfolgreiche „Bauen im Bestand"-Projekte zu realisieren.

Literatur

[1] Bundesarbeitskreis Altbauerneuerung e.V. (Herausgeber), Institut für Bauforschung e.V. (Autor): Bauen im Bestand: Katalog für die Altbauerneuerung; Müller, Rudolf; 3., überarbeitete und aktualisierte Edition (1.1.2015); ISBN: 978-3481032302

[2] Dirk Donath: Bauaufnahme und Planung im Bestand: Grundlagen – Verfahren – Darstellung – Beispiele; Vieweg+Teubner Verlag; 2009. Edition (28.10.2008); ISBN: 978-3834803986

[3] Peter Beinhauer: Standard-Detail-Sammlung Bauen im Bestand; Müller, Rudolf; 2. Edition (16.2.2017); ISBN: 978-3481034153

[4] Kornelia Horn: Bauen im Bestand – Bauwerksanalyse unverzichtbarer Bestandteil bei der Sanierung; ISBN: 978-3410256076; Beuth Verlag; 1. Edition (15.1.2020)

[5] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V.: Merkblatt Bauen im Bestand, Leitfaden, Fassung Januar 2008

[6] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V.: Merkblatt Bauen im Bestand, Beton und Betonstahl, Fassung Januar 2008

[7] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V.: Merkblatt Bauen im Bestand, Brandschutz, Fassung Januar 2008

[8] 5D Institut, An-Institut an der THM, Wilhelm-Leuschner-Straße 13, 61169 Friedberg (Hessen)

[9] Borrmann, A.; König, M.; Koch, C.; Beetz, J.: Building Information Modeling, Springer Vieweg Verlag, 1. Auflage, 2015

[10] Institut für Konstruktion und Tragwerk (IKT), Technische Hochschule Mittelhessen (THM), Wiesenstraße 14, 35390 Gießen

[11] Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN ISO 7518:1986-11, Zeichnungen für das Bauwesen; Vereinfachte Darstellung von Abriß und Wiederaufbau; Identisch mit ISO 7518, Ausgabe 1983

[12] Silbe, K.; Diaz, J.: BIM Ratgeber für Bauunternehmer – Grundlagen, Potenziale, erste Schritte. Editor: Katja Silbe, Joaquín Díaz, ISBN 978-3-481-03566-2, Verlagsgesellschaft Rudolf Müller, Köln, 2017

Prof. Dr.-Ing. Jens Minnert
Technische Hochschule Mittelhessen
Fachbereich Bauwesen
Fachgebiet Stahlbeton- und Spannbetonbau
Institut für Konstruktion und Tragwerk (IKT)

jens.minnert@bau.thm.de

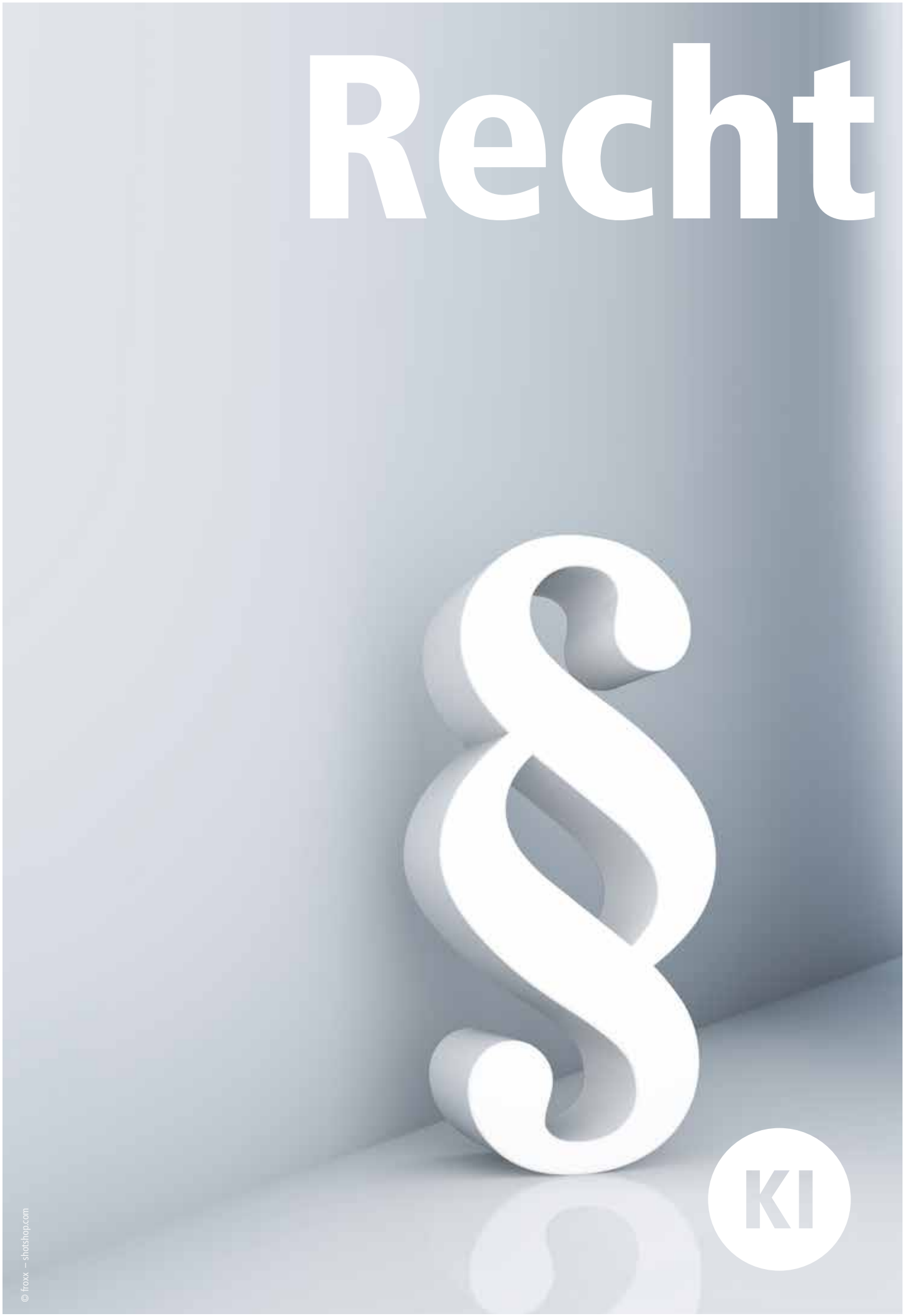
Prof. Dr.-Ing. Joaquin Diaz
Technische Hochschule Mittelhessen
Fachbereich Bauwesen
Fachgebiet Bauinformatik und Nachhaltiges Bauen

joaquin.diaz@bau.thm.de

Dr.-Ing. Christian Baier
Technische Hochschule Mittelhessen
Fachbereich Bauwesen
Fachgebiet Bauinformatik und Nachhaltiges Bauen

christian.baier@bau.thm.de

Recht



© froxx – shotshop.com

Alfred Morlock

Das EuGH-Urteil und die neue HOAI 2021

Die Auswirkungen auf den Ingenieur- und Architektenvertrag

Hintergrund der Entscheidung des EuGH
Urteil des EuGH vom 4.7.2019
Sind die Mindest und Höchstsätze der HOAI aber auch verhältnismäßig?
Auswirkung auf bestehende Verträge
Ausblick auf die Neufassung der HOAI

Hintergrund der Entscheidung des EuGH

Vorausgegangen war eine Klage der EU-Kommission gegen das verbindliche Preisrecht in § 7 HOAI. Die Kommission vertrat die Auffassung, der verbindliche Mindestsatz der HOAI würde Anbieter aus anderen EU-Mitgliedstaaten daran hindern, sich in Deutschland niederzulassen, da sie nicht über den Preis konkurrieren könnten. Deutschland hat dagegen argumentiert, der Verbraucherschutz und die Gewährleistung eines hohen Qualitätsniveaus würden als zwingende Gründe des Allgemeinwohls die Mindestsätze rechtfertigen. Im Übrigen gelte die HOAI seit der Fassung 2009 nur noch für Inländer (§ 1 HOAI). Eine Rolle gespielt hat bei der Entscheidung auch, dass die HOAI seit der Grundsatzentscheidung des BGH am 22.5.1997 leistungsbezogen gilt und nicht berufsstandesbezogen. Mit anderen Worten, die HOAI ist auch für **„Berufsfremde"** anwendbar. Es spielt keine Rolle, ob der Planer Architekt/Ingenieur ist.

Urteil des EuGH vom 4.7.2019 (Az. C-377/17)

„Die Bundesrepublik Deutschland hat dadurch gegen ihre Verpflichtungen aus Art. 15 Abs. 1, Abs. 2g und Abs. 3 der … Dienstleistungsrichtlinie […] verstoßen, dass sie verbindliche Honorare für die Planungsleistungen von Architekten und Ingenieuren beibehalten hat."

Der EuGH ist den Auffassungen der EU-Kommission und des Generalanwalts im Ergebnis gefolgt. Zunächst sei zu beachten, dass die Regelungen der EU-Dienstleistungsrichtlinie auch dann Anwendung fänden, wenn alle Vertragspartner im Inland ansässig seien (EuGH-Urt. v. 30.1.2018). Auch in diesem Fall seien die Preisschranken der HOAI europarechtswidrig.

Weiterhin dürfe die Aufnahme oder Ausübung einer Dienstleistungstätigkeit aufgrund von Art. 15 Abs. 3 der Dienstleistungsrichtlinie nur unter drei engen Voraussetzungen von der Beachtung verbindlicher Mindest- bzw. Höchstsätze abhängig gemacht werden:

- → Solche Mindest- und Höchstsätze dürfen nicht diskriminierend im Hinblick auf Staatsangehörigkeit sein,
- → sie müssen erforderlich, nämlich durch einen zwingenden Grund des Allgemeininteresses gerechtfertigt, sein und
- → sie müssen verhältnismäßig, nämlich zur Zielverfolgung geeignet und erforderlich, also nicht durch ein milderes Mittel ersetzbar sein.

Die ersten beiden Voraussetzungen sind aus Sicht des EuGH erfüllt. Insbesondere seien die Mindest- und Höchstsätze geeignet, die damit verfolgten Ziele, wie Qualität der Planungsleistungen, Verbraucherschutz und Transparenz, zu erreichen.

Die Festsetzung eines Mindestpreises helfe, einen **Konkurrenzkampf zu vermeiden**, der zu Billigangeboten führen könnte, was das Risiko eines Verfalls der Qualität der erbrachten Dienstleistungen zur Folge hätte. Der EuGH sieht deshalb die Festsetzung von Mindestpreisen als Beitrag zur Verhinderung, dass Leistungen zu Preisen angeboten werden, die langfristig nicht die Qualität dieser Leistungen gewährleisten können.

Sind die Mindest- und Höchstsätze der HOAI aber auch verhältnismäßig?

Verhältnismäßig sind sie dann, wenn sie zur Verwirklichung der Ziele geeignet sind, nicht über das hinausgehen, was zur Erreichung der Ziele erforderlich ist und nicht durch eine andere, weniger einschneidender Maßnahme erreicht werden.

Der EuGH schränkt dann aber ein, dass eine nationale Regelung nur dann geeignet ist, die Erreichung des angestrebten Ziels zu gewährleisten, wenn sie tatsächlich dem Anliegen gerecht wird, es in kohärenter und systematischer Weise zu erreichen. Die deutsche Regelung ist jedoch inkohärent im Hinblick auf das mit den Mindestsätzen verfolgte Ziel, eine hohe Qualität der Planungsleistungen zu erhalten, da in Deutschland Planungsleistungen von Dienstleistern erbracht werden können, die nicht ihre fachliche Eignung nachgewiesen haben. Es stelle einen Widerspruch dar, wenn die Mindestsätze mit dem Argument der Qualitätssicherung begründet würden, andererseits jedoch keine Garantien für die Qualität der den Mindestsätzen zugrundeliegenden Dienstleistungen bestünden.

Auch die Verbindlichkeit der Höchstsätze sei unwirksam. Die Höchstsätze können aus Sicht des EuGH zwar zum Verbraucherschutz beitragen, indem sie die Transparenz der von den Architekten und Ingenieuren geforderten Preise erhöhen und diese daran hindern, überhöhte Honorare zu verlangen. Allerdings habe Deutschland nicht dargelegt, weshalb dieses Ziel nicht auch durch weniger einschneidende Maßnahmen erreicht werden könne, etwa, indem man den Kunden Preisorientierungen für die in der HOAI genannten Leistungen zur Verfügung stellt.

Auswirkung auf bestehende Verträge

Das Bundeswirtschaftsministerium teilt in seinem Erlass vom 5.8.2019 mit, dass dieses Urteil zur Folge habe, dass die öffentlichen Stellen in Deutschland aufgrund des Anwendungsvorrangs des Europarechts verpflichtet seien, ab sofort die für europarechtswidrig erklärten Regelungen der HOAI nicht mehr anzuwenden.

Es ist umstritten, ob bei Verträgen zwischen Privatpersonen zurzeit noch ein Berufen auf die Mindest- und Höchstsätze möglich/zulässig ist. Derzeit stehen sich zwei Rechtsansichten diametral gegenüber, die zu einer unklaren Rechtslage führen.

Nach der einen Auffassung sei das Preisrecht nicht mehr verbindlich. Zwar gelte das EuGH-Urteil nur zwischen der BRD und der EU-Kommission; für gleichgelagerte Fälle komme ihm aber eine Präjudizwirkung zu. Wegen des Anwendungsvorbehalts seien die Gerichte verpflichtet, die für europarechtswidrig erklärten Regelungen der HOAI nicht mehr anzuwenden (so OLG Celle, Urteil vom 17.7.2019 – 14 U 188/18; OLG Celle Urteil vom 23.7.2019 – 14 U 182/18; OLG Celle Urteil vom 14.8.2019 – 14 U 198/18; OLG Düsseldorf Urteil vom 17.9.2019 – 23 U 155/18).

Anders z. B. das OLG Hamm (Urteil vom 23.7.2019 – 21 U 24/18), wonach die Verbindlichkeit des Preisrahmenrechts der HOAI in laufenden Architektenhonorarprozessen trotz des Urteils des EuGH anwendbar bleibe. Die zum Zeitpunkt des Verstoßes geltende HOAI sei zu beachten. In laufenden Architektenhonorarprozessen könne sich eine Partei trotz des EuGH-Urteils auf eine Unter- bzw. Überschreitung der Mindest- bzw. Höchstsätze gem. § 7 HOAI 2009/2013 berufen. Für den einzelnen Unionsbürger gehe von dem Urteil **keine Rechtswirkung** aus.

Deswegen wurden große Hoffnungen darauf gesetzt, dass der BGH hier in einer anstehenden Entscheidung am 14.5.2020 Klarheit schafft und die aktuelle Rechtsunsicherheit beendet. Die Fachwelt hat mit Spannung die Entscheidung des BGH erwartet, da man sich Klarheit erhoffte, ob das Preisrecht der HOAI noch so lange anwendbar bleibt, wie die HOAI in ihrer aktuellen Fassung (2013) in Kraft ist oder – wegen Unionsrechtswidrigkeit – nicht.

Dies ist aber nicht geschehen. Stattdessen hat der BGH den Ball an den EuGH zurückgespielt und dem EuGH (verkürzt und vereinfacht) Fragen folgenden Inhalts zur Entscheidung vorgelegt:

1. Entfaltet das Unionsrecht im Rahmen eines laufenden Gerichtsverfahrens zwischen Privatpersonen in der Weise unmittelbare Wirkung, dass die europarechtlichen Vorschriften widersprechenden Regelungen zu verbindlichen Mindestsätzen sowie zur Unwirksamkeit einer die Mindestsätze unterschreitenden Honorarvereinbarung in Verträgen mit Architekten oder Ingenieuren in § 7 der HOAI unwirksam und nicht mehr anzuwenden sind?

2. Sofern Frage 1 verneint wird:
   a) Liegt in der Regelung verbindlicher Mindestsätze für Planungs- und Überwachungsleistungen von Architekten und Ingenieuren in § 7 HOAI ein Verstoß gegen die Niederlassungsfreiheit gemäß Artikel 49 AEUV oder gegen sonstige allgemeine Grundsätze des Unionsrechts?
   Sofern Frage 2 a) bejaht wird:
   Folgt aus einem solchen Verstoß, dass in einem laufenden Gerichtsverfahren zwischen Privatpersonen die nationalen Regelungen über verbindliche Mindestsätze (hier: § 7 HOAI) nicht mehr anzuwenden sind?

Eine EuGH-Entscheidung dauert statistisch gesehen 16 Monate; bestätigt der EuGH die Einschätzung des BGH, bleibt die HOAI 2013 verbindliches zwingendes Preisrecht bis zum Inkrafttreten der neuen HOAI. Bestätigt der EuGH die BGH-Einschätzung aber nicht, ist die HOAI 2013 seit dem 4.7.2019 nicht mehr zwingendes Preisrecht. Bis der EuGH hierüber entschieden hat, bleibt es leider bei der aktuellen großen Rechtsunsicherheit hinsichtlich der Mindest- und Höchstsätze des Honorars nach der (noch aktuellen) HOAI 2013.

Vor diesem Hintergrund sind derzeit Honorarprozesse in Form von Aufstockungsklagen, gerichtet auf Zahlung des Mindestsatzes, mit erheblichen Risiken behaftet. Aktuell werden sie oft ausgesetzt.

Ausblick auf die Neufassung der HOAI

Vor der Neufassung der HOAI ist zunächst das Architektenleistungsgesetz (ArchLG) zu ändern. Das Architektenleistungsgesetz stellt die gesetzliche Grundlage für die Neufassung der HOAI dar. Der Bundestag hat am 8.10.2020 den Entwurf zur Änderung des Gesetzes zur Regelung von Ingenieur- und Architektenleistungen und Änderung

vergaberechtlicher Bestimmungen (ArchLG), die gesetzliche Grundlage für die Neufassung der HOAI, beschlossen.

„Die Bundesregierung wird ermächtigt, durch Rechtsverordnung mit Zustimmung des Bundesrates eine Honorarordnung für Ingenieur- und Architektenleistungen zu erlassen und Folgendes zu regeln:

1. *die Grundlagen und Maßstäbe zur Berechnung von Honoraren,*

2. *Honorartafeln zur Honorarorientierung für Grundleistungen, auch in Abgrenzung zu besonderen Leistungen,*

3. *eine Regelung, wonach bestimmte in den Honorartafeln angegebene Honorarsätze für Grundleistungen für den Fall als vereinbart gelten, dass keine wirksame Honorarvereinbarung getroffen wurde,*

4. *die bei der Honorarvereinbarung einzuhaltende Form und die zu beachtenden Hinweispflichten.*

Bei der Bestimmung der Honorartafeln zur Honorarorientierung nach Satz 1 Nummer 2 ist den berechtigten Interessen der Ingenieure und Architekten und der zur Zahlung Verpflichteten Rechnung zu tragen."

Der HOAI-Änderungsverordnung der Bundesregierung vom 16.9.2020 hat der Bundesrat am 6.11.2020 zugestimmt; die neue HOAI tritt am 1.1.2021 in Kraft.

Der bis zur HOAI 2013 bestehende, verbindliche Preisrahmen zwischen Mindest- und Höchstsätzen wird aufgegeben. Die HOAI enthält nur noch unverbindliche Honorarempfehlungen. Der (unverbindliche) Mindestsatz heißt künftig „Basishonorarsatz". Die Honorartafeln weisen Orientierungswerte aus, die an der Art und dem Umfang der Aufgabe sowie an der Leistung ausgerichtet sind. Die Honorartafeln enthalten für jeden Leistungsbereich Honorarspannen (Basishonorarsatz bis oberer Honorarsatz), gegliedert nach den einzelnen Honorarzonen und den zugrundeliegenden Ansätzen für Flächen, anrechenbare Kosten oder Verrechnungseinheiten.

Die bisher sehr strikten Anforderungen an eine wirksame Honorarvereinbarung (Abschluss schriftlich bei Auftragserteilung) werden gelockert. Honorarvereinbarungen nach dem neuen § 7 bedürfen künftig nur noch der Textform. Die Textform schließt auch elektronisch übermittelte Erklärungen ein:

Der AN hat den AG, sofern dieser Verbraucher ist, spätestens mit der Abgabe eines Angebots in Textform darauf hinzuweisen, dass ein höheres oder niedrigeres Honorar als die in den Honorartafeln dieser Verordnung enthaltenen Werte vereinbart werden kann.

Dasselbe gilt für die Vereinbarung über die Abrechnung von Nebenkosten in § 14 Abs. 3 S. 2 HOAI. Der bisherige Grundsatz, dass die Abrechnung auf Nachweis nur durch schriftliche Vereinbarung bei Auftragserteilung wirksam abbedungen werden kann, wird aufgegeben. Stattdessen kann eine abweichende Vereinbarung nunmehr ebenso in Textform (s. o.) geschlossen werden. Dies muss auch nicht mehr „bei Auftragserteilung" erfolgen.

Für die Fälligkeit der Honorare für die von dieser Verordnung erfassten Leistungen gilt § 650g Absatz 4 des Bürgerlichen Gesetzbuchs entsprechend. Für das Recht, Abschlagszahlungen zu verlangen, gilt § 632a des Bürgerlichen Gesetzbuchs entsprechend.

Die Inländerbeschränkung entfällt in der neuen HOAI, sodass diese nicht mehr wie bisher ausschließlich für Inländer gilt.

Im Übrigen bleibt die Systematik der HOAI weitestgehend erhalten. Honorartafelwerte bleiben unverändert, ebenso die Systematik zur Honorarermittlung nach Honorarzonen, Anrechenbaren Kosten, Leistungsbildern und Anlagen.

Für neu abzuschließende Ingenieur- und Architektenverträge ab 1.1.2021 kann die Anwendung der HOAI vereinbart werden: Damit wird die Systematik der HOAI Vertragsgrundlage, wie Leistungsbilder, Honorarzone, Umbauzuschlag, mitzuverarbeitende Bausubstanz. Wird bzgl. der Honorarhöhe keine Vereinbarung getroffen, gilt der Basishonorarsatz der objektiv richtigen Honorarzone, ein Zuschlag von 20 % bei Umbauten mit einem durchschnittlichen Schwierigkeitsgrad.

Davon abweichende Vereinbarungen sind möglich. In der Begründung weist der Verordnungsgeber darauf hin, dass die Honorarberechnungsregeln als „Kalkulationsregeln" genutzt werden können für abweichende Vereinbarungen wie Stundensatzvereinbarungen oder Pauschalen.

Noch nicht abschließend geklärt ist, wie der Begriff „angemessenes" Honorar auszulegen ist: In der Gesetzesbegründung ist geregelt, dass die in den Honorartafeln enthaltenen Werte eine Hilfestellung bei der Ermittlung angemessener Honorare der Ingenieure und Architekten und der zur Zahlung Verpflichteten bieten sollen.

Außerdem soll das Honorar einen Beitrag zur Planungsqualität leisten. Dies soll einen reinen Preiswettbewerb verhindern, eine gerichtliche Überprüfung sowohl zu hoher als auch zu niedriger Honorare erleichtern und langwierige Streitigkeiten vermeiden.

Fraglich ist, ab wann keine Angemessenheit mehr vorliegt. Die Grenze sind sittenwidrige Regelungen und Wucher.

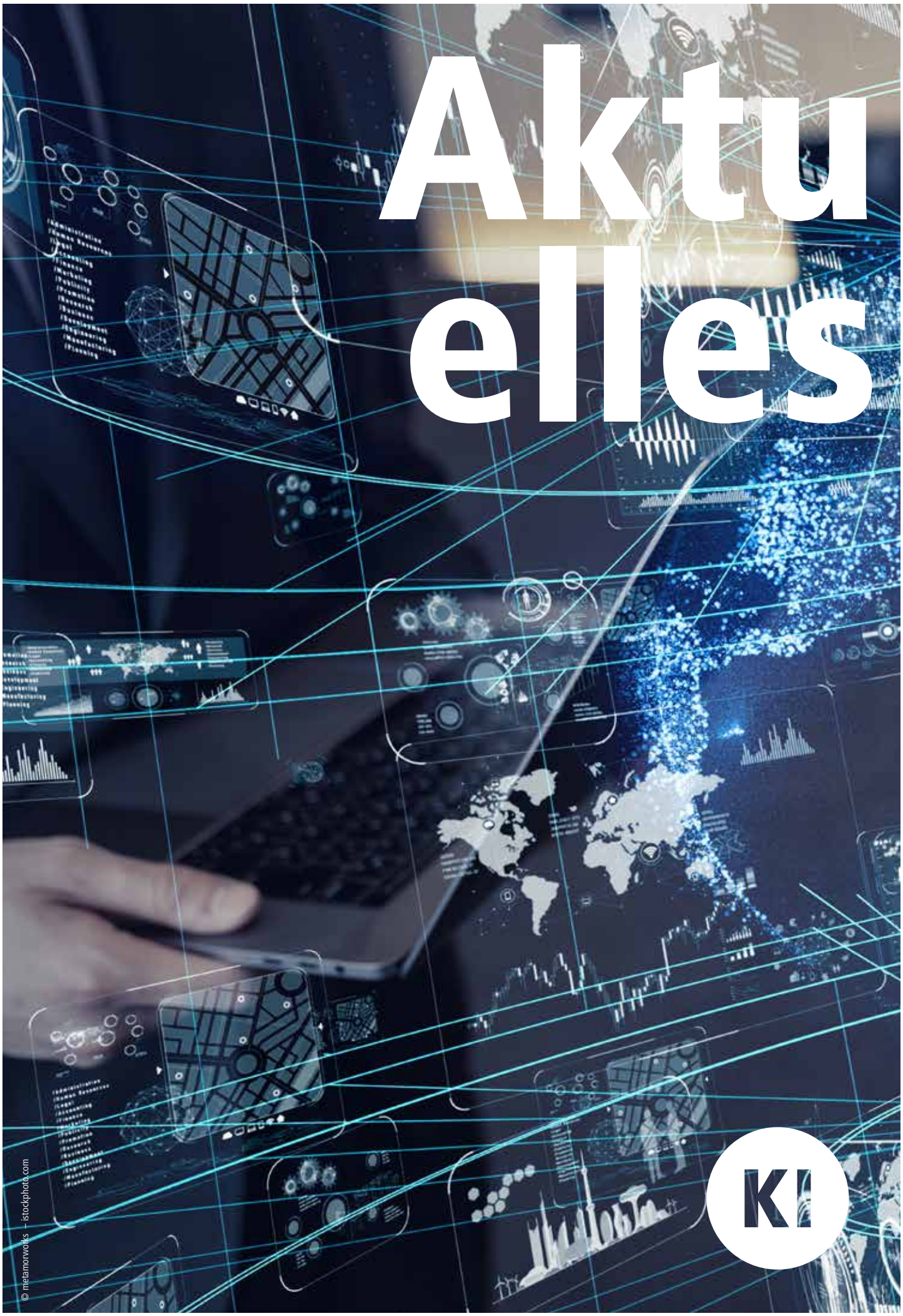
Alfred Morlock
Rechtsanwalt

Menold Bezler
Rechtsanwälte Steuerberater Wirtschaftsprüfer Partnerschaft mbB

Stresemannstraße 79
70191 Stuttgart

www.menoldbezler.de

Aktuelles



© metamorworks – istockphoto.com

News

Jahresverzeichnis

Das Jahresverzeichnis 2020 kann unter „Inhalte“ auf www.ki-zeitschrift.de abgerufen werden.

Herzlichen Glückwunsch

Unter allen richtigen Antworten unseres Gewinnspiels bei der 3. Fachtagung zum Konstruktiven Ingenieurbau wurde Herr Eric Laas aus dem Ingenieurbüro Dr. Zauft in Potsdam als Gewinner gezogen. Er hat eine kostenlose Teilnahme bei der nächsten Fachtagung zum Konstruktiven Ingenieurbau am 4.11.2021 in Köln gewonnen.

Die richtigen Antworten des Quizes lauteten:

1. Ergänzen Sie nachfolgenden Satz: Beim Laufen auf einer Holzbalkendecke wird der Großteil der Trittschallenergie…

   Richtige Antwort: …. unter 100Hz übertragen.

2. Geben Sie bitte an, welche beiden der nachfolgend genannten Einflussfaktoren KEINE Rolle bei der Auswahl eines Verfugungsverfahrens bei der Instandsetzung von Mauerwerk spielen.

   Richtige Antworten: Erfahrung des Maurers, Farbe der Mauersteine

3. Welche der nachfolgend genannten Schadensbilder geben Hinweise auf mögliche Gründungsprobleme?

   Richtige Antworten: Durchfeuchtungen/Nassstellen, Verformungen, Risse, Salzablagerungen/Aussinterungen

5. Nach einer Erfassung in NRW sind welche der nachfolgend genannten Brückentypen im Bestand von Holzbrücken bei den Kommunen am häufigsten zu finden?

   Richtige Antworten: Trogbrücke, Fachwerkbrücke, Hängewerkbrücke

6. Bei der Instandsetzung oder Verstärkung von bestehenden Stahlbetonstützen wird welches der nachfolgend genannten Prinzipien häufig angewendet?

   Richtige Antwort: Prinzip der Behinderung der Querdehnung im Beton

7. Beim Einsatz von BIM beim Planen und Bauen im Bestand wird das Konzept des Fertigstellungsgrades, kurz LOD genannt, angewandt. Aus welchen beiden Bestandteilen besteht dieses?

   Richtige Antwort: LOD = LOI+LOG

Neue Normen im Bauwesen

DIN EN 81-72	Sicherheitsregeln für die Konstruktion und den Einbau von Aufzügen – Besondere Anwendungen für Personen- und Lastenaufzüge – Teil 72: Feuerwehraufzüge	2020-11
DIN EN 81-73	Sicherheitsregeln für die Konstruktion und den Einbau von Aufzügen – Besondere Anwendungen für Personen- und Lastenaufzüge – Teil 73: Verhalten von Aufzügen im Brandfall	2020-11
DIN EN 378-1	Kälteanlagen und Wärmepumpen – Sicherheitstechnische und umweltrelevante Anforderungen – Teil 1: Grundlegende Anforderungen, Begriffe, Klassifikationen und Auswahlkriterien	2020-12
DIN EN 1366-1	Feuerwiderstandsprüfungen für Installationen – Teil 1: Lüftungsleitungen	2020-11
DIN 4108-4	Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden – Teil 4: Wärme- und feuchteschutztechnische Bemessungswerte	2020-11
DIN EN 12845	Ortsfeste Brandbekämpfungsanlagen – Automatische Sprinkleranlagen – Planung, Installation und Instandhaltung	2020-11
DIN EN 13476-2	Kunststoff-Rohrleitungssysteme für erdverlegte drucklose Abwasserkanäle und -leitungen – Rohrleitungssysteme mit profilierter Wandung aus weichmacherfreiem Polyvinylchlorid (PVC-U), Polypropylen (PP) und Polyethylen (PE) – Teil 2: Anforderungen an Rohre und Formstücke mit glatter Innen- und Außenfläche und an das Rohrleitungssystem, Typ A	2020-12
DIN EN 13476-3	Kunststoff-Rohrleitungssysteme für erdverlegte drucklose Abwasserkanäle und -leitungen – Rohrleitungssysteme mit profilierter Wandung aus weichmacherfreiem Polyvinylchlorid (PVC-U), Polypropylen (PP) und Polyethylen (PE) – Teil 3: Anforderungen an Rohre und Formstücke mit glatter Innen- und profilierter Außenfläche und an das Rohrleitungssystem, Typ B	2020-12
DIN EN 13598-2	Kunststoff-Rohrleitungssysteme für erdverlegte drucklose Abwasserkanäle und -leitungen – Weichmacherfreies Polyvinylchlorid (PVC-U), Polypropylen (PP) und Polyethylen (PE) – Teil 2: Anforderungen an Einsteigschächte und Kontrollschächte	2020-12
DIN 13830	Vorhangfassaden – Produktnorm	2020-11
DIN 18073	Rollläden, Markisen und sonstige Abschlüsse im Bauwesen – Begriffe und Kriterien zur Anwendung	2020-11
DIN 18960	Nutzungskosten im Hochbau	2020-11
DIN 32984	Bodenindikatoren im öffentlichen Raum	2020-12
DIN 68800-4	Holzschutz – Teil 4: Bekämpfungsmaßnahmen gegen Holz zerstörende Pilze und Insekten und Sanierungsmaßnahmen	2020-12

Die komplette Liste der Änderungen in DIN-Normen ist zu finden unter http://www.baunormenlexikon.de/#newNorms

Quelle: www.baunormenlexikon.de/#newNorms

Veranstaltungen

Termin	Ort	Veranstaltung	Veranstalter
19.01.2021	Online	Zerstörungsfreie Prüfung im Stahlbau – Umsetzung der Anforderungen einzelner Ausführungsklassen	bauforumstahl e.V. www.bauforumstahl.de
19.01.2021	Online	Energetische Gebäudesanierung von Wohn- und Nichtwohngebäuden	Ingenieurakademie West www.ikbaunrw.de
27.01.2021	Hamburg + Online	Holzbauforum 2020/2021	Zebau GmbH www.hamburger-holzbauforum.de
28./29.01.2021	Springe	Bauphysik im Holzbau	Energie + Umwelt Zentrum www.e-u-z.de
04.02.2021	Online	Woodscraper und die Möglichkeiten urbanen Holzbaus	DGNB e.V. www.dgnb-akademie.de
18.02.2021	Stuttgart	Holzbau – Bauphysik und Brandschutz sicher geplant	Ifbau informationsdienst-holz.de
01./02.02.2021	Frankfurt a.M.	BIM – Tragwerksplanung im Hoch- und Infrastrukturbau	VDI Wissensforum GmbH www.vdi-wissensforum.de
02./03.02.2021	Düsseldorf	Objektplanung für Straßen- und Eisenbahnbrücken	VDI Wissensforum GmbH www.vdi-wissensforum.de
24.02.2021	Hamburg + Online	Zukunft mit Holzbau	Zebau GmbH www.hamburger-holzbauforum.de
25.02.2021	Online	Schallschutz im Büro- und Verwaltungsbau	Ingenieurakademie West www.ikbaunrw.de
09.03.2021	Online	Bauphysikalische Bauschadensfreiheit von Dach- und Wandkonstruktionen im Rahmen der stichprobenhaften Kontrollen durch den saSV für Schall- und Wärmeschutz	Ingenieurakademie West www.ikbaunrw.de

Weitere Informationen unter www.ki-zeitschrift.de/termine

IMPRESSUM

Konstruktiver Ingenieurbau

Verlag
Reguvis Fachmedien GmbH, Amsterdamer Str. 192, 50735 Köln
Geschäftsführung: Jörg Mertens

Reguvis

www.reguvis.de

Redaktion Bundesanzeiger Verlag
Dipl.-Ing. (FH) Bettina Kronier,
Telefon: 0221/9 76 68-237 | Telefax: 0221/9 76 68-236,
E-Mail: bettina.kronier@reguvis.de

Christiane Schilling,
Telefon: 0221/9 76 68-126 | Telefax: 0221/9 76 68-236,
E-Mail: christiane.schilling@reguvis.de

Fachredakteure
Stahlbau: Professor Dr.-Ing. Bertram Kühn,
Telefon: 0641/309-1866, E-Mail: bertram.kuehn@bau.thm.de,
Technische Hochschule Mittelhessen, Campus Gießen,
Fachbereich Bau, Fachgebiet Stahl-, Verbund- und Holzbau,
Wiesenstraße 14, 35390 Gießen

Stahlbetonbau: Professor Dr.-Ing. Jens Minnert,
Telefon: 0641/309-1815, E-Mail: jens.minnert@bau.thm.de,
Technische Hochschule Mittelhessen, Campus Gießen,
Fachbereich Bau, Fachgebiet Stahlbeton- und Spannbetonbau,
Wiesenstraße 14, 35390 Gießen

Mauerwerk-/Glasbau: Dr.-Ing. Frank Purtak,
Telefon: 0351/433 08 50, E-Mail: fp@tragwerk-ingenieure.de,
TragWerk Ingenieure, Döking+Purtak GmbH,
Prellerstraße 9, 01309 Dresden

Grundbau: Dr.-Ing. Lutz Vogt,
Telefon: 0351/82 41 379, E-Mail: vogt@baugrund-dresden.de,
Baugrund Dresden Ingenieurgesellschaft mbH,
Kleiststraße 10a, 01129 Dresden

Sonderthemen: Professor Dipl.-Ing. Frank Prietz,
Telefon: 030/ 41 776-0, E-Mail: frank.prietz@gse-berlin.de,
GSE Ingenieur-Gesellschaft mbH, Saar, Enseleit und Partner,
Von-der-Gablentz-Straße 19, 13403 Berlin

Manuskripte
Manuskripte sind in elektronischer Form unmittelbar an die Schriftleitung oder an die Redaktion im Verlag zu senden. Für unverlangt eingesandte Manuskripte kann keine Haftung übernommen werden. Verlag und Schriftleitung behalten sich das Recht zur redaktionellen Bearbeitung der angenommenen Manuskripte vor. Der Autor/Die Autorin versichert, alleinige/r Inhaber/in der urheberrechtlichen Nutzungsrechte an dem Beitrag inklusive aller Abbildungen zu sein und keine Rechte Dritter zu verletzen.

Mit der Annahme des Manuskriptes zur Veröffentlichung überträgt der Autor/die Autorin dem Verlag das ausschließliche Verlagsrecht für die Zeit bis zum Ablauf des Urheberrechts. Das Nutzungsrecht umfasst alle Verwertungs-, Verbreitungs- und Vervielfältigungsformen Print und Online insgesamt oder in Teilen sowie das Recht zu Übersetzungen, zur Einspeicherung, Verarbeitung und Verbreitung in eigenen und fremden Datenbanken, zur Speicherung und Vervielfältigung im Wege elektronischer Verfahren sowie zur Lizenzvergabe.

Urheber- und Verlagsrechte
Alle in dieser Zeitschrift veröffentlichten Beiträge sind urheberrechtlich geschützt. Jegliche Verwertung, Verbreitung oder Zugänglichmachung (Print/Online) außerhalb der engen Grenzen des Urheberrechtsgesetzes ist ohne Zustimmung des Verlages unzulässig und strafbar.
Das Zitieren von Rezensionen ist in vollem Umfang erlaubt.

Erscheinungsweise
zweimonatlich, Mitte des Monats

Bezugspreise/Bestellungen/Kündigungen
Einzelheft 34,00 € (Inland)/36,30 € (Ausland)
inkl. MwSt. und Versandkosten

Der Jahresabonnementpreis beträgt 160,00 € (Inland)/176,50 € (Ausland) inkl. E-Journal, MwSt. und Versandkosten. Bestellungen über jede Buchhandlung oder beim Verlag. Der Bezugszeitraum beträgt jeweils 12 Monate. Kündigungen müssen schriftlich erfolgen und spätestens am 15. des Vormonats, in dem das Abonnement endet, beim Verlag eingegangen sein.

Abo-Service/Vertrieb
Ralf Heitmann,
Telefon: 0221/9 76 68-306, Tefefax: 0221/9 76 68-236
E-Mail: ralf.heitmann@reguvis.de

Anzeigenleitung
Hans Stender, Anschrift wie Verlag
Telefon: 0221-9 76 68-343 | Telefax: 0221-9 76 68-288
E-Mail: hans.stender@reguvis.de

Mediadaten: www.reguvis.de/Infothek/Mediadaten/

Anzeigenpreise
auf Anfrage

Satz und Layout
Tabea Minge, FRAU MINGE – graphic design
Telefon: 0221/20 43 97 84 | mail@frauminge.de

Druck
Appel & Klinger Druck und Medien GmbH, Schneckenlohe

ISSN 2509-2847

www.ki-zeitschrift.de

Innovatives Spannschloss-System im Einsatz in Deutschlands größtem Projekt mit fortschrittlicher Holz-Hybrid-Bauweise

Die Ausführung und Auslegung der Decken ist oft ein wichtiger Bestandteil beim Bauen mit Betonfertigteilen. Als häufig bevorzugte Lösung werden Decken in aufwändiger Ortbetonbauweise oder mit Halbfertigteilen ausgebildet, da bei diesen Bauweisen eine kraftschlüssige Scheibenausbildung mit lastabtragender Ringankerausbildung leicht erreicht werden kann. Allerdings bieten neue Verbindungssysteme eine attraktive Alternative für einfacheres und schnelleres Bauen.

Bei den meisten größeren Gebäuden sind Ringanker im Deckenbereich ein statisch unbedingt erforderliches Bauteil. Je mehr die Entwicklung in Richtung weitgehend vorgefertigter Wand- und Deckenelemente verläuft, steigt die Bedeutung eines ebenfalls vorgefertigten Ringankersystems, dessen Ausführung mit dem immer schneller werdenden Montagefortschritt mithalten kann.

Die traditionelle Herstellung eines Ringankers mit der Verlegung von Bewehrungseisen mit entsprechenden Überdeckungslängen und nachträglichem Verguss mit Beton verlangsamt jedoch den Baufortschritt und kann sogar zu Stillstandszeiten führen, da eine erforderliche Mindestfestigkeit des Vergussbetons erreicht werden muss, bevor die Decke voll tragfähig ist.

Durch die Verwendung des BT-Spannschloss®-Systems in Verbindung mit Muffenstäben, wird der größte Teil der Ringankerherstellung in die Vorfertigung verlegt und in die Herstellung der Deckenelemente integriert. Auf der Baustelle findet nur noch die reine Verschraubung der Deckenelemente statt. Sofort nach der Verschraubung ist die vollständige Tragfähigkeit des Ringankers erreicht.

Dieses System wurde jetzt erstmalig auf der derzeit größten Baustelle Deutschlands, dem Siemens Campus in Erlangen für Holz-Hybrid-Decken erfolgreich eingesetzt.

CREE BUILDINGS – Neubauten in nachhaltiger Holz-Hybrid-Bauweise

Die CREE Deutschland GmbH, eine Tochter der Zech Group, errichtet Gebäude in innovativer Holz-Hybrid-Bauweise. Erste errichtete Gebäude hatten noch eine Ringanker-Ausbildung mittels großer Vergusszonen, in denen die Bewehrung mit üblichen Übergreifungsstößen verbunden wurde, z. B. Handwerkerhaus Bremen, siehe Titelbild.

Die Herstellung der Ringanker-Verbindung mittels Übergreifungsstößen in Vergusszonen hat auf den Bauablauf unerwünschte Effekte, da der Ringanker erst nach dem Aushärten des Vergussmaterials tragfähig ist und es somit immer wieder zu Wartezeiten kommt. Außerdem wird Feuchtigkeit ins Gebäude eingetragen, was grundsätzlich unerwünscht ist und deshalb alle Vergussarbeiten minimiert werden sollen.

In einem aktuellen Projekt, dem Siemens Campus II in Erlangen werden deshalb die Ringanker mittels des BT-Spannschlosses® hergestellt. Der Siemens Campus II umfasst fünf Gebäude mit rund 70.000 qm Bruttogeschossfläche. Die Gebäude haben fünf bis sieben Geschosse.

Bild 1: Wandmontage am Siemens Campus Erlangen, Verbindung der Wände mit dem BT-Spannschloss

Dort kommen für die Ausbildung des Ringankers durchgängig Gruppen mit fünf BT-Spannschlössern M12 zum Einsatz, siehe Bild 7.

Die gewählte Anordnung von fünf BT-Spannschlössern hat verfahrenstechnische, konstruktive und bautechnische Vorteile, die CREE überzeugten.

Verfahrenstechnik: Die Herstellung der vorgefertigten Deckenelemente wird vereinfacht und dadurch Lohnkosten eingespart: Der Aussparungskörper wird an der Schalung befestigt und bei der Betonage sind keine zusätzlichen Aufwendungen für das Abschalen der Vergusszone und das Entfernen von Beton erforderlich.

Konstruktion: Die Abmessungen des BT-Spannschlosses erlauben den Einbau in dem 10 cm-starken Betonspiegel unter Wahrung der erforderlichen Betondeckungen für den Nachweis des 90-minütigen Brandschutzes ohne weitere Maßnahmen.

Bautechnik: Das BT-Spannschloss wird mittels üblicher metrischer Schrauben verbunden und ist sofort tragfähig. Darüber hinaus ist die Aufnahme von Produktions- und Verlegetoleranzen zwischen den vorgefertigten Elementen möglich.

Der Verguss je Deckenelement verringert sich gegenüber der Verbindung mittels Übergreifungsstoß um rund 50 %.

BWE-Bau Fertigteilwerk GmbH – Betonfertigteile auf höchsten Niveau

Das seit 68 Jahren erfolgreich am Markt bestehende BWE-Bau Fertigteilwerk (Betonwerk Weser Ems) produziert am Standort Lemwerder qualitativ hochwertigen Beton in seiner ganzen Variationsbreite und zählt zu den leistungsfähigsten Werken der Region.

Die hochwertige Qualität der Produkte wird garantiert durch qualifizierte und fachlich hervorragend ausgebildete Mitarbeiter, die Architekturbetonbauteile für höchste gestalterische Anforderungen bei repräsentativen Bauteilen im Hochbau fertigen.

Als neues Produkt werden die Holz-Hybrid-Decken, ebenfalls in Sichtbetonqualität, gefertigt. Für das aktuelle Projekt Siemens Campus Erlangen fertigt BWE-Bau 2.350 Deckenplatten. Die Produktionskapazität beträgt bis zu 90.000 m²/Jahr.

Ringankerausbildung mit dem BT-Spannschloss® für einfacheres und schnelleres Bauen

Bei Holz-Hybrid-Decken ist die oben liegende Betonschicht der Decke reduziert. Im vorliegenden Fall war eine Betonstärke von 10 cm vorhanden. Deshalb wurde für diesen Einsatzfall das BT-Spannschloss® M12 vorgesehen, da es mit einer Bauhöhe von nur 51,5 mm die notwendige Betondeckung für den erforderlichen Brandschutz einhält.

Entsprechend den am Bauwerk auftretenden Kräften wurde die Anzahl der einzusetzenden BT-Spannschlösser und Muffenstäbe gewählt.

Nach DIN EN 1992-1-1 und dem nationalen Anhang muss ein Ringanker eine Zugkraft von $F_{tie,per} = l_i \times q_1$ haben und größer oder gleich 70 kN sein. Bei den Holz-Hybrid-Decken am Bauvorhaben Siemens Campus Erlangen wurde der äußere Ringanker auf eine Zugkraft von 160 kN dimensioniert. Demzufolge wurden 5 Muffenstäbe im Abstand von weniger als 1,20 m vom äußeren Deckenrand verlegt und die Verbindung der Deckenplatten untereinander mit 5 BT-Spannschlössern ausgeführt.

Für die Zugkraft eines Ringankers von 70 kN werden beispielsweise 3 BT-Spannschlösser M12 oder alternativ 2 BT-Spannschlösser M16 benötigt.

Für einen Ringanker mit einer Lastaufnahme von bis zu 130 kN benötigt man 3 BT-Spannschlösser M16. Die Lasten werden dabei durchgängig über die Muffenstäbe und die BT-Spannschlösser übertragen.

Grundsätzlich ist es möglich, verschiedene BT-Spannschlossgrößen und Muffenstäbe mit verschiedenen Durchmessern zu kombinieren, um die Zugtragfähigkeiten der Ringanker optimal zu dimensionieren, z. B. ein BT-Spannschloss M16 und ein BT-Spannschloss® M12.

Je nach Größe der Spannschlösser und Anzahl der Verbindungen sind die im Ringanker übertragbaren maximalen Zugkräfte unterschiedlich hoch.

Neben der Ausbildung von äußeren Zugankern ist bei vielen Bauwerken auch die Anordnung von inneren Zugankern erforderlich. Diese können in gleicher Art und Weise mit dem BT-Spannschloss® und Muffenstäben ausgeführt werden. Vorzugsweise können die Bauteilfugen zur Führung der Muffenstäbe benutzt werden. In Abhängigkeit der Konstruktion der Decke kann auch die sogenannte 3-Punkt-Verbindung des BT-Spannschlosses nach ETA-19/0013 angewandt werden, um damit den rechtwinklig verlaufenden inneren Zuganker direkt an den äußeren Ringanker anzuschließen.

Die Scheibenwirkung der Holz-Hybrid-Decken wird konstruktiv durch die Ausbildung der Fugen mit Schubverzahnung, nachträglicher Vermörtelung und der Rauheit der Fuge erzielt.

Die Verbindung der BT-Spannschlösser mit den Doppel-Muffenstäben erfolgt entsprechend der bauaufsichtlichen Zulassung Z-14.4-599 mit Schrauben und Unterlegscheiben festgelegter Güte. Damit ist das Gesamtsystem aus Muffenstäben oder Doppel-Muffenstäben, dem BT-Spannschloss® und den Verbindungsmitteln durchgängig gütegesichert ausgeführt.

Für die Decken bei den Gebäuden am Bauvorhaben Siemens Campus Erlangen werden Muffenstäbe verwendet, die den gleichen Bewehrungsdurchmesser besitzen wie die Spannschlossschrauben. Bei anderen Anwendungsfällen kann es ausreichend sein, Muffenstäbe mit aufgepressten Hülsen zu verwenden, deren Bewehrungsdurchmesser reduziert ist.

Marktübliche Positionsmuffen, mit denen Muffenstäbe zusammengeschraubt werden können, haben den entscheidenden Nachteil, dass die Bewehrungsachsen exakt in einer Linie liegen müssen. Jedes BT-Spannschloss besitzt zweiachsig angeordnete Langlöcher, die es erlauben Fertigungs- und Montagetoleranzen problemlos auszugleichen. Dies erspart Probleme und aufwändige Nacharbeiten.

Vorfertigung im Fertigteilwerk

In der Vorfertigung erfordert die Herstellung der Ringankerverbindung nur wenige zusätzliche Bewehrungsarbeiten. Die Doppel-Muffenstäbe werden an der Schalung und auf der anderen Seite an einem speziellen Aussparungskörper befestigt. Bild 2 zeigt einen provisorischen Aussparungskörper. Die für die Serienproduktion von Decken vorgesehenen Aussparungskörper aus Polyethylen können wahlweise mit Haftmagneten ausgestattet werden, welche

Bild 2: Seitliche Ansicht der Anschlüsse von Muffenstäben an einem Einmal-Aussparungskörper

Bild 3: Ausgeschalte Deckenplatte aus mit Aussparung für die BT-Spannschlösser

Bild 4: Anzuschließende Deckenplatte mit bündigen Schraubhülsen der Muffenstäbe

Bild 5: Verlegte Deckenplatten

Links Bild 6: Einsetzen und Verschrauben der BT-Spannschlösser
Rechts Bild 7: Spannstelle fertig zur Verfüllung mit Vergussbeton

die Befestigung an Stahlschalungen enorm vereinfachen.

Durch die Gestaltung der Aussparungskörper wird neben der exakten seitlichen Lage der Bewehrung auch die erforderliche Betondeckung gesichert. Dies ist bei Brandschutzanforderungen ein wichtiges Kriterium.

Arbeitsschritte auf der Baustelle

Die Holz-Hybrid-Deckenplatten werden auf der Baustelle mit dem vorgesehenen Fugenabstand verlegt. Dann müssen nur noch die BT-Spannschlösser in die Aussparungen eingesetzt und nach beiden Seiten mit den Muffenstäben verschraubt werden (Bild 5 und 6).

Zur Entlastung der Monteure ist in Bild 6 ein spezieller Elektroschrauber zu sehen, der den Schraubvorgang verkürzt und die Arbeitskräfte entlastet.

Unterschiedliche Fugenbreiten können unter Beachtung der vorgeschriebenen minimalen und maximalen Einschraubtiefen in den Muffenstäben mit verschieden langen Schrauben erzielt werden.

Sofort nach der Verschraubung der BT-Spannschlösser ist die Tragwirkung des Ringankers gewährleistet. Die Vergusstaschen und Fugen werden nachträglich vergossen. Diese Arbeiten können unabhängig von den weiteren Montagearbeiten ausgeführt werden.

Das System aus BT-Spannschloss® und Muffenstäben erlaubt auch eine einfache Ausführung von Anschlüssen an aufgehende Wände, Überbrückung von Unterzügen und weiteren Anschlüssen zur Gewährleistung der Durchgängigkeit des Ringankers.

Fazit

Mit dem Einsatz von BT-Spannschlössern zur Ausbildung von Ringankern wird ein neues Einsatzgebiet erschlossen.

Durch das Zusammenwirken der innovativen Holz-Hybrid-Bauweise von CREE Deutschland GmbH mit dem BT-Spannschloss® wird die Effektivität bei der Montage spürbar erhöht.

Gegenüber den klassischen Verfahren wie Schweißverbindungen wird die Qualität spürbar erhöht und der zeitliche Arbeits- und Koordinationsaufwand gesenkt. Es ist möglich Toleranzen auszugleichen und die Brandgefahr zu senken.

B.T. innovation GmbH
Sudenburger Wuhne 60
39116 Magdeburg

info@bt-innovation.de
www.bt-innovation.de

Felix von Limburg
Geschäftsführer

Dr. rer. nat.
Ingo Heesemann
Leiter Forschung & Entwicklung

Dipl.-Ing. (TH)
Eike Grabert
Forschung & Entwicklung

CREE Deutschland GmbH
Konsul-Smidt-Straße 31
28217 Bremen

info@cree-buildings.de
www.cree-buildings.de

Dipl.-Ing.
Andreas Schimmelpfennig
Geschäftsführer

Dr. Dipl.-Ing.
Andreas Ehland
Technischer Leiter

BWE-Bau Fertigteilwerk GmbH
Flughafenstrasse 6
27809 Lemwerder

info@bwe-bau.de
www.bwe-bau.de

Thomas von Glahn
Geschäftsführer

Kompakter Überblick über typische Bauschäden und deren Sanierung

NEU!

Zöller
50 typische Schadensfälle aus der Bausachverständigenpraxis
Bauschäden in Beispielen

2020, ca. 250 Seiten, 16,5 x 24,4 cm, Buch (Softcover),
39,00 € ISBN 978-3-8462-1085-7

VORTEILE

- kurze, prägnante Darstellung typischer Schadensfälle
- Nachschlagewerk für die Bausachverständigenpraxis
- mit vielen Fotos

Mehr Infos und versandkostenfrei (deutschlandweit) bestellen: ***shop.reguvis.de/1085-7***

Bestell-Hotline: 02 21/9 76 68-306
E-Mail: vertrieb@reguvis.de
Fax: 02 21/9 76 68-236 | **www.reguvis.de**
In jeder **Fachbuchhandlung**

Reguvis
Fachmedien GmbH
Amsterdamer Str. 192
50735 Köln

Reguvis

Neue Fachliteratur zum Brandschutz

In diesem Buch stehen Tabellen und Diagramme zur Verfügung, mit deren Hilfe die Feuerwiderstandsfähigkeit von Bauteilen (feuerhemmend, hochfeuerhemmend, feuerbeständig) bestimmt werden kann. Im Gegensatz zu den zeitaufwendigen „vereinfachten Rechenverfahren“ der Eurocodes ist damit eine schnelle Vorbemessung für auf Druck beanspruchte Bauteile (Stützen) und Biegeträger aus Holz, Stahl und Stahlbeton mit und ohne brandschutztechnischer Bekleidung möglich. Auch eine rasche Überprüfung von Berechnungsergebnissen ist durchführbar. Hierzu werden die Traglasten angeben, die im Brandfall von den Bauteilen nach definierten Dauern noch aufnehmbar sind.

IN VORBEREITUNG

Meyn
Brandschutztechnische Bemessung von Bauteilen
Tabellen und Diagramme zur praxisorientierten Tragfähigkeitsbestimmung im Brandfall nach Eurocode 2, 3 und 5

2020, ca. 200 Seiten, 17,0 x 24,0 cm, Buch (Softcover), 39,00 €
ISBN 978-3-8462-1144-1

Erscheinungstermin: April 2021

| Print |

Mehr Infos und versandkostenfrei (deutschlandweit) bestellen:
shop.reguvis.de/1144-1

Neben den bau- und anlagetechnischen sowie den normativen Grundlagen zeigt das Buch die Herangehensweise an die Erstellung von Brandschutznachweisen und -konzepten und worauf dabei zu achten ist.

Die neuesten Entwicklungen im Brandschutz werden in diesem Buch berücksichtigt. Unter anderem wurden die Regeln und Vorgaben der „Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen (MVV TB)“ eingearbeitet.

Das Buch ist eine gute Einstiegshilfe in die Brandschutzplanung und gibt darüber hinaus auch erfahrenen Brandschutz-Planern Praxistipps.

IN VORBEREITUNG

Meyn
Der Brandschutz-Planer
Theorie und Praxis zu Brandschutznachweisen und -konzepten

2020, ca. 550 Seiten, 14,8 x 21,0 cm, Buch (Hardcover), 49,00 €
ISBN 978-3-8462-1142-7

Erscheinungstermin: April 2021

| Print | E-Book |

Mehr Infos und versandkostenfrei (deutschlandweit) bestellen:
shop.reguvis.de/1142-7

Bestell-Hotline: 02 21/9 76 68-306
E-Mail: bau-immobilien@reguvis.de
Fax: 02 21/9 76 68-236 | **www.reguvis.de**
In jeder **Fachbuchhandlung**

Reguvis
Fachmedien GmbH
Amsterdamer Str. 192
50735 Köln

Reguvis

Das meistverkaufte Tabellenwerk

NEUAUFLAGE

*Auch als **Online-Datenbank***
www.bautabellen-digital.de

Bautabellen digital

NEUE THEMEN UND NORMEN/RICHTLINIEN/GESETZE IN DIESER AUFLAGE:

- Lastannahmen: Vollständige Überarbeitung, Ergänzung Anpralllasten
- Beton: Ergänzung Sichtbeton
- Befestigungstechnik: Überarbeitung gemäß EN 1992-4:2018
- Mauerwerkbau: Überarbeitung gemäß DIN EN 1996-1-1/NA/A3
- Holzbau: Erweiterung um das Thema Aussteifung
- Schienenverkehrswesen: Ergänzung des Themas Bahnsteige
- Baubetrieb – Bauprozessmanagement: Einarbeitung neue DIN 276 und DIN 277 und neues Bauvertragsrecht

Albert
Schneider – Bautabellen für Ingenieure
mit Berechnungshinweisen und Beispielen

24., überarbeitete Auflage, 2020,
1696 Seiten, 14,8 x 21,0 cm,
Buch (Hardcover), 54,00 €
ISBN 978-3-8462-1140-3

Erscheinungstermin: März 2020

| Print |

Mehr Infos und versandkostenfrei (deutschlandweit) bestellen: ***shop.reguvis.de/1140-3***

Bestell-Hotline: 02 21/9 76 68-306
E-Mail: bau-immobilien@reguvis.de
Fax: 02 21/9 76 68-236 | **www.reguvis.de**
In jeder **Fachbuchhandlung**

Reguvis
Fachmedien GmbH
Amsterdamer Str. 192
50735 Köln

Reguvis

Reguvis

Auftrag an: **Reguvis Fachmedien GmbH**
Amsterdamer Str. 192
50735 Köln
Tel.: (02 21) 9 76 68–0
Fax: (02 21) 9 76 68-278
www.reguvis.de

>> Visitenkarte <<

Auftraggeber (bzw. siehe Visitenkarte) Kd-Nr. _____

Firma _____ Tel. _____

Name _____ Mail _____

Straße _____

PLZ/Ort _____ **Datum**: _____

☐ Ich möchte das Buch/ die Bücher mit Rechnung an obige Adresse gesendet bekommen

Bestellung

Expl.	Autor / Titel / ISBN	Euro

☐ **Ja,** ich möchte kostenlos über Neuerscheinungen, Angebote und Aktionen per E-Mail auf dem Laufenden gehalten werden. Diese Zustimmung ist freiwillig und kann jederzeit unter vertrieb@reguvis.de widerrufen werden.

Anzahl	Kostenlose Probehefte	Anzahl	Kostenlose Probehefte
	Der Immobilienbewerter		Zeitschrift f.Kindschafts-u.JugendR
	Der Bausachverständige		Der Zoll-Profi
	KI-Zeitschrift		AW-Prax – Außenwirtschaftl.Praxis
	Vergabe-Navigator		US-Exportbestimmungen
	VergabeNews		REACH-Navigator
	VergabeFokus		Comply
	Der KFZ-Sachverständige		IP kompakt
	Gesetzgebungskalender		BOARD
	BT-Prax Betreuungsrechtliche Praxis		
Anzahl	**Themen-Kataloge**	**Anzahl**	**Themen-Kataloge**
	Bau/Immobilien		Verwaltung+Technik
	Vergabe		Unternehmen+Wirtschaft
	Familie/Betreuung/Soziales		Außenwirtschaft

Es gelten unsere Allgemeinen Geschäfts- und Lieferbedingungen. Ihre Daten sind bei uns in sicheren Händen! Infos zu unseren AGB und Datenschutzbestimmungen finden Sie auf www.reguvis.de