

# 4. BIH-Treffen 2019

*Fachtagung für wissenschaftliche Beschäftigte und Nachwuchskräfte an  
Bauingenieur-Institutionen deutscher Hochschulen*

---

## Interdisziplinäre Forschung

### Chancen und Herausforderungen



GASTGEBER



HOCHSCHULE FÜR  
TECHNIK UND WIRTSCHAFT  
DRESDEN  
UNIVERSITY OF APPLIED SCIENCES

INFO

HTW DRESDEN  
Fakultät Bauingenieurwesen  
Friedrich-List-Platz 1  
01069 Dresden

HERAUSGEBER

Dr.-Ing. Lars Sieber

---

# Inhalt

	Seite
<b>Einfluss der Nachverdichtung granularer Böden auf die Phasengeschwindigkeiten von Rayleighwellen</b> <i>B. Eng. Benedict Löwe, HTWK Leipzig</i> <i>Dipl.-Ing. (FH) Daniel Käßler, Forschungs- und Transferzentrum Leipzig e.V.</i> <i>Dipl.-Geogr. Florian Köllner, GGL Geophysik und Geotechnik Leipzig GmbH</i>	5
<b>Sommerliche Überhitzung in Wohngebäuden – Baukonstruktive und haustechnische Anpassungsmaßnahmen</b> <i>Dipl.-Ing Stefanie Kunze, HTW Dresden</i>	19
<b>Die „Hochschulweite Interdisziplinäre Projektwoche (HIP)“ an der TH Köln – andere Welten kennenlernen!</b> <i>M. Eng. Bernd Heinen, TH Köln</i> <i>M. Eng. Isabelle Vogt, TH Köln</i>	29
<b>Forschungsprojekt „Duale Radlösung“ – Wahlfreie Führung als Mittel der Radverkehrslösung</b> <i>Lola Freyer, Frankfurt University of Applied Sciences</i>	38
<b>Zwang in Hochbaudecken aus Stahlbeton (Kooperative Promotion)</b> <i>Dr.-Ing. Andreas Dridiger, HS Bochum</i>	47
<b>Robustheit und Vulnerabilität der Wasserstraßeninfrastruktur</b> <i>M. Eng. Simon Weiler, HS Karlsruhe</i>	56
<b>Vergleichbarkeit der Messsysteme an Zug- und Biegeproben aus den Werkstoffen Stahl und Holz</b> <i>M. Sc. Larissa Schönfeld, HS Ruhr West</i>	65
<b>Entwicklung einer Messmethodik zur Bestimmung der Schienenbewegung unter dem rollenden Rad</b> <i>M. Sc. Sebastian Spörl, HTW Dresden</i>	74

## Liste der teilnehmenden Hochschulen

Fachhochschule Aachen  
Fachhochschule Bielefeld  
Fachhochschule Erfurt  
Fachhochschule Potsdam  
Frankfurt University of Applied Sciences  
Hochschule Bochum  
Hochschule für angewandte Wissenschaft und Kunst Hildesheim  
Hochschule für Technik und Wirtschaft Berlin  
Hochschule für Technik und Wirtschaft Dresden  
Hochschule für Technik Wirtschaft und Kultur Leipzig  
Hochschule Karlsruhe - Technik und Wirtschaft  
Hochschule Mainz  
Hochschule Ruhr West  
Technische Hochschule Köln

## Vorwort

Zum nun vierten Mal treffen sich wissenschaftliche Mitarbeiter(-innen) und Nachwuchsforscher(-innen) aus den **Bauingenieur-Institutionen** der deutschen **Hochschulen**, um sich weiterzubilden, auszutauschen und zu vernetzen. In diesem Jahr freut sich die Hochschule für Technik und Wirtschaft Dresden, die Teilnehmer zu dieser Fachtagung in der sächsischen Landeshauptstadt willkommen zu heißen.

Forschung und Wissenschaft sind wichtige Standbeine einer modernen Hochschule. Sie stellen eine Grundlage für die primäre Aufgabe der Hochschulen dar, die praxisnahe und berufsbefähigende Lehre auf dem aktuellen Stand der Technik und Wissenschaft. Mittlerweile widmen sich auch die Hochschulen der Ausbildung von wissenschaftlichem Nachwuchs. Prosperierende Forschungsarbeit ist dafür ein unverzichtbarer Bestandteil.

Der diesjährige Leitgedanke „**Interdisziplinäre Forschung – Chancen und Herausforderungen**“ soll zum fachübergreifenden Austausch von Know-how in Forschungs- und Lehrmethoden anregen. Eine große Bandbreite an Fachvorträgen und Postern bietet spannende Einblicke in die Arbeit der Kolleginnen und Kollegen in den unterschiedlichen Fachbereichen des Bauwesens der zahlreichen deutschen Hochschulen. Außerdem bietet die Veranstaltung eine Plattform, um hochschulübergreifend Kontakte zu knüpfen oder zu vertiefen, sodass die Kollegen und Kolleginnen aller beteiligten Hochschulen im stetigen Austausch voneinander profitieren können. Nutzen wir also die gemeinsame Zeit, über die Chancen und Herausforderungen von interdisziplinärer Zusammenarbeit zu diskutieren.

Dieser digitale Tagungsband begleitet und ergänzt die Vortragsreihe des diesjährigen BIH-Treffens zu laufenden und abgeschlossenen Forschungsthemen sowie praxisnaher Lehre im Bauwesen.

Euer Dresdener Organisationsteam  
September 2019

# Einfluss der Nachverdichtung granularer Böden auf die Phasengeschwindigkeiten von Rayleighwellen

**Bénédict Löwe**

Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur, Leipzig

**Daniel Käßler**

Forschungs- und Transferzentrum Leipzig e.V., Leipzig

**Florian Köllner**

GGL Geophysik und Geotechnik Leipzig GmbH, Leipzig

## Zusammenfassung

Dieser Beitrag untersucht die Auswirkungen zusätzlicher Verdichtung auf die Ausbreitungsgeschwindigkeit seismischer Wellen in einem granularen Boden. Dafür werden Schwingungen im Material eines geotechnischen Probefelds der HTWK Leipzig zunächst in mitteldichter und anschließend in dichter Lagerung von der Oberfläche aus erfasst. Die aufgezeichneten Schwingungen werden nach dem Verfahren *Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW)* auf ihre dispersive Ausbreitungscharakteristik hin untersucht. Aus dem Vergleich der experimentell ermittelten Dispersionskurven vor und nach der Verdichtung kann eine höhere Materialdichte des nachverdichteten Bereichs abgeleitet werden.

## 1 Einführung

Die Lagerungsdichte eines Bodens beeinflusst maßgeblich seine Festigkeit und Verformbarkeit. Bei der geotechnischen Erstbeurteilung und Qualitätsüberwachung von Erdbaumaßnahmen kommen Verfahren zum Einsatz, die es ermöglichen, die Material- und Einbauparameter des Bodens entweder mit hoher vertikaler oder aber hoher lateraler Auflösung zu erfassen. Werden Ergebnisse von invasiven und punktuellen Verfahren auf die horizontale Ebene übertragen, ergeben sich zusätzliche Unsicherheiten in den Zwischenbereichen der Aufschlüsse. Die angewandte Geophysik stellt Instrumente bereit, mit denen durch Analyse physikalischer Feldgrößen ein hohes räumliches Auflösungsvermögen erzielt wird. Dabei lassen sich strukturelle, lithologische sowie hydrologische Veränderungen im Boden - beispielsweise aus den Ausbreitungseigenschaften elektrischer, magnetischer und seismischer Felder - ableiten. Aus den erfassten physikalischen Größen kann nicht direkt auf die Eigenschaften des Untergrundes geschlossen werden. Für eine Interpretation sind mathematische Prozesse notwendig welche Modelle liefern, die als solche eine gewisse Mehrdeutigkeit besitzen. Um die Bestimmtheit der Modelle zu erhöhen, können die Ergebnisse geotechnischer Aufschlüsse in diesen berücksichtigt werden. Die Kombination von geophysikalischen und geotechnischen Ansätze liefert damit optimale Voraussetzungen

Untergrundeigenschaften sowohl mit hoher vertikaler als auch mit hoher lateraler Auflösung zu erfassen.

## 2 Bodenmechanischer Hintergrund

Eine durch stoßartige Belastung an der Erdoberfläche angeregte Schwingung des Bodens pflanzt sich in Form von Kompressions- (P-Wellen) und Scherwellen (S-Wellen) im Untergrund fort (s. [1]). Die Anregung bei aktiven seismischen Untersuchungen führt so zu einer kurzen zyklisch-dynamischen Beanspruchung des Bodens durch die es zu kleinsten Verformungen in der Matrix kommt. Beispielsweise sind die Dehnungsamplituden aktiv angeregter Scherwellen sehr klein ( $v_{ampl.} < 10^{-4}$ ) und führen zu reversiblen, linear-elastischen Verformungen der Korn-Matrix (s. [2] und [3]).

Mit dem linear-elastischen Ansatz kann die Ausbreitungsgeschwindigkeit einer Scherwelle über die Bewegungsgleichung in Verbindung mit dem Hookschen und dem zweiten Newtonschen Gesetz beschrieben werden. Der Zusammenhang lässt sich über die Kompression eines dünnen Stabes auch auf die Ausbreitungsgeschwindigkeit der longitudinalen Welle übertragen. Somit ergeben sich die Ausbreitungsgeschwindigkeiten der P- und S-Wellen (s. [3] und [4]):

$$V_P^2 * \rho = M_0 \quad (1.1)$$

$$V_S^2 * \rho = G_0 \quad (1.2)$$

Die linear-elastischen *small strain* Verformungsmoduln (Verformungsmoduln bei kleinen Dehnungen)  $M_0$  und  $G_0$  entsprechen dabei den mechanischen Rückstellkräften und die Dichte  $\rho$  einem Masseträgheitsanteil im Boden.

Bei lateraler Schichtung des Untergrundes treten infolge der Interferenz reflektierter und refraktierter P- und S-Wellen, an der Schichtgrenze zur freien Oberfläche, zusätzlich Oberflächenwellen auf. Ihre Ausbreitung ist an die Oberfläche gebunden (s. [1]). Bei stoßförmiger, punktueller Kraftereinleitung entstehen so besonders energiereiche Rayleighwellenzüge (R-Wellen).

Die Ausbreitungsgeschwindigkeit von Rayleighwellenzügen ist Abhängig von der Scherwellengeschwindigkeit. [5] bestätigen eine Näherungslösung zur Ausbreitungsgeschwindigkeit von R-Wellen aus [6]:

$$V_R = V_S \frac{0,87 + 1,12v}{1 + v} ; v \in [0; 0,5] \quad (1.3)$$

Die Gültigkeit ist auf Material mit einem Querdehnverhalten  $v \in [0; 0,5]$  begrenzt. Für kohäsionslose, grobkörnige Böden kann im kleinen Dehnungsbereich von Querdehnzahlen  $v_0 \approx 0,2$  bis  $0,4$  ausgegangen werden (s. [7], [8] und [9]).

Die Abhängigkeit der Wellengeschwindigkeit von der Dichte  $\rho$  in den Gleichungen 1.1 und 1.2 ist trivial. Sie lässt sich direkt bestimmen und kann über die Verteilung der drei Phasen Feststoff, Wasser und Luft innerhalb eines definierten Volumens beschrieben werden.  $G_0$  und  $M_0$  sind dagegen deutlich aufwendiger zu bestimmen. Darüber hinaus existieren empirische Beziehungen zur Steifigkeit. [9] empfiehlt zur Abschätzung von  $G_0$  im kohäsionslosen Boden mit Bezug auf [10] und [11] Gleichung 1.4:

$$G_0 = A_G \frac{(a_G - e)^2}{1 - e} * p_a * \left( \frac{p'}{p_a} \right)^{n_G} \quad (1.4)$$

mit dem atmosphärischen Druck  $p_a = 100 \text{ kPa}$  und der mittleren effektiven räumlichen Normalspannung  $p' = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3$ .

$A_G$ ,  $a_G$  und  $n_G$  sind dimensionslose Parameter für die Bodenart, Porenfunktion und Spannungsverteilung und [9] zu entnehmen. In [12] und [13] sind für granulare, kohäsionsfreie Böden von der Ungleichförmigkeitszahl  $C_u$  abhängige Formulierungen für  $A_G$ ,  $a_G$  und  $n_G$  zur Abschätzung von  $G_0$  und  $M_0$  gegeben.

Aus Gleichung 1.4 kann für die Steifigkeit granularer Böden eine Abhängigkeit vom Spannungszustand (Barotropie) und der Dichte (Pyknotropie) abgeleitet werden (s. [14]). Untergeordnete Effekte aus Mikrozentimentierung, Überkonsolidierung, Sättigungsgrad, Genese sowie Betrachtungen zum Verformungsverhalten bei kleinen Dehnungen kohäsiver Böden können [15], [16] und [2] entnommen werden.

### 3 Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW)

Bei einer aktiven Wellenanregung durch Hammerschlag entsteht in Abhängigkeit von Quelle und Bodenbeschaffenheit ein breites Schwingungsband an Einzelfrequenzen. Die Ausbreitung der Schwingung in Form von Wellen ist bei P- und S-Wellen in diesem Frequenzbereich annähernd frequenzunabhängig. R-Wellenzüge besitzen dagegen ausgeprägt dispersives Verhalten. Bei ihnen bewegen sich einzelne Frequenzen mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten und Wellenlängen (s. [4] und [1]).

Für die Registrierung der Welle von der Oberfläche aus werden hochempfindliche Schwingungsaufnehmer, sogenannte Geophone, eingesetzt. Beim Durchlaufen der Welle erfährt ein Dauermagnet im Inneren eine Auslenkung. Durch die Bewegung des Magneten wird in einer umgebenden Spule eine Spannung induziert, deren Größe und zeitlicher Verlauf, Amplitude und Frequenz der Welle charakterisieren (s. [17]). Die über EDV und Explorationsseismographen A/D gewandelten und aufgezeichneten Spannungsverläufe ergeben dann das typische Bild seismischer Sektionen im Zeit-Weg-Bereich.

Die Signalakquise verläuft bei aktiven seismischen Untersuchungen bevorzugt entlang linienhafter Geophonkonfigurationen. Der auflösbare Bereich ist dabei vor allem durch die Aufzeichnungsgeometrie vorgegeben (s. [18] und [19]). Sie bestimmt, auf welcher Länge und bis in welche Tiefe die Untergrundeigenschaften abgebildet werden können. Große Unterschiede bestehen dagegen im Ansatz der Datenauswertung. Hier ist jeweils die technische Fragestellung maßgebend für die Schritte im *processing* und bei der Inversion der Daten.

Vor allem im anglo-amerikanischen Raum ist für ingenieurseismische Fragestellungen (Tiefenbereich  $\leq 30$  m) der methodische Ansatz *multichannel analysis of surface waves* oder kurz *MASW* etabliert. [20] beschreiben das Verfahren erstmals. *MASW* basiert auf einer in [21] vorgestellten Technik mit der sich die Phasengeschwindigkeit einzelner Frequenzen aus Sektionen hintereinander aufgezeichneter Seismogramme bestimmen lassen. Dafür werden die Spuren der Sektion mittels diskreter Fouriertransformation aus dem Zeitbereich in ein Frequenz- und Phasenspektrum überführt. Summiert man im normalisierten Einzelfrequenzfeld entlang der Aufzeichnungen (Weg), Amplitudenwerte mit einer Phasenverschiebung (Zeit), die der Laufzeit von der Quelle aus entspricht, lässt sich die Summe einer Frequenzen-Phasengeschwindigkeit-Beziehungen (Kreisfrequenz-Kreiswellenzahl) zuordnen (s. [1], [22] und [21]). Daraus ergibt sich ein Geschwindigkeitsspektrum (*velocity spectrum*), in dem die höchste aufsummierte Amplitude die Phasengeschwindigkeit einer Frequenz charakterisiert.

## 4 Probefeld und Konfiguration

Messungen unter kontrollierten Bedingungen und in Feldversuch ähnlicher Skalierung können in einem geotechnisch-geophysikalischen Versuchsstand auf dem Gelände der HTWK geleistet werden. Hier steht auf einer Fläche von  $4 \times 10$  m ein Erdkörpervolumen  $\approx 100$  m<sup>3</sup> mit definierten Material- und variierbaren Einbauparametern zur Verfügung.

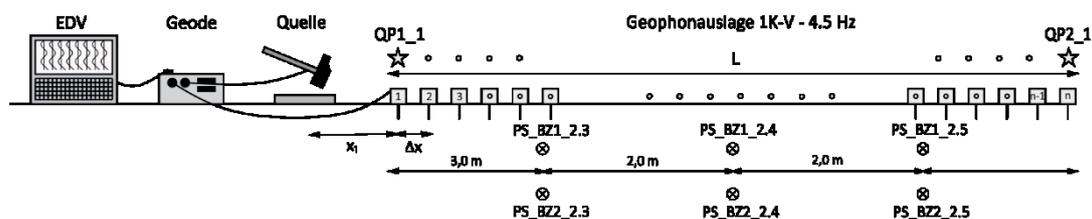
Der 2,20 m tiefe Versuchskörper bindet bis  $z \approx -1,00$  m GOK in die örtliche Auffüllung ein. Bis  $z \approx -3,00$  m GOK folgt gewachsener SU (locker bis mitteldicht), darunter Kies (dicht bis sehr dicht) bis zum Erkundungsende  $z \approx -5,00$  m GOK.

Zum Schutz vor äußeren Einflüssen wird der Versuchsstand von einer Leichtbauhalle überspannt. Das Einbaumaterial (SI) ist nach definierten Einbauparametern aufgebaut. Tabelle 1 zeigt die Materialparameter des Einbaumaterials (SI) und des Sohlmaterials (SU).

**Tabelle 1** Materialparameter Versuchsmaterial und anstehender Boden

Materialparameter	Einbaumaterial	Sohlmaterial	Einheit
Bodengruppe	SI	SU	[-]
$C_u$	6,132	71,5	[-]
$C_c$	0,526	10,22	[-]
$\rho_{Pr}$	1,88	-	[g/cm <sup>3</sup> ]
$\rho_s$	2,642	-	[g/cm <sup>3</sup> ]
min e	0,59	-	[-]
max e	0,43	-	[-]

## 4.1 Messkonfigurationen und Systeme

**Abbildung 1** Messkonfiguration und Prüfpunktbezeichnung

Für die Messungen wurde auf der Fläche eine Profillinie festgelegt und tachymetrisch erfasst (Abbildung 1). Die Versuche erfolgten zunächst in einem initialen Einbauzustand 1 der anschließend im Teilumbau bis  $z \approx -1,0$  GOK zum Einbauzustand 2 variiert wurde. Die Einbauzustände (BZ) sind nach Einbauparametern definiert und durch ein dichtes Prüfnetz unabhängiger Prüfverfahren (Densitometer, Isotopsonde und Einstechzylinder) während Auf- und Umbau charakterisiert und dokumentiert (Tabelle 2).

**Tabelle 2** Einbauparameter in unterschiedlichen Einbauzuständen BZ1 und BZ2

Einbauparameter	BZ1	BZ 2	Einheit
$\rho_d$	1,76	1,82 (-1,0 GOK)	[g/cm <sup>3</sup> ]
$S_r$	0,02	0,06	[-]
$I_D$	0,56	0,87	[-]
$D_{Pr}$	0,93	0,97	[-]

### 4.1.1 Geotechnische Erfassung

Die geotechnische Charakterisierung wird mit einem dynamischen Penetrometer (Panda<sup>®</sup>-Sonde) nach französischer Norm NF P 94-105 realisiert. Das Verfahren misst den Spitzenwiderstand  $q_c$  an einer in den Boden geschlagenen Sondenspitze unter variablem Energieeintrag. Die Standard 30° Sondenspitze hat einen Nenndurchmesser  $d = 1,5$  cm und eine wirksame Oberfläche  $A = 2$  cm<sup>2</sup>. Je Profil und BZ liegen 3 Sondierungen (PS\_BZx\_2.x) in einem Abstand von 2 m vor (Abbildung 1). Die Sonde ist mit einer plastischen Eindringtiefe  $\rho \approx 1$  bis 3 mm je Schlag bis zum Erreichen der Sohle eingetrieben worden.

### 4.1.2 Geophysikalische Erfassung

Die MASW Daten werden mit einem Geode Explorationsseismographen aufgezeichnet. Es gibt zwei unterschiedliche Geophonkonfigurationen. Die Welle wird durch Hammerschlag auf eine Stahlplatte angeregt. Der Beginn der Aufzeichnung wird durch einen Triggermechanismus markiert. Von beiden Profilenden sind ausgehend von QP1\_1 und QP2\_1 je fünf Registrierungen erfasst worden (Abbildung 1).

**Tabelle 3** Aufzeichnungsparameter Seismik

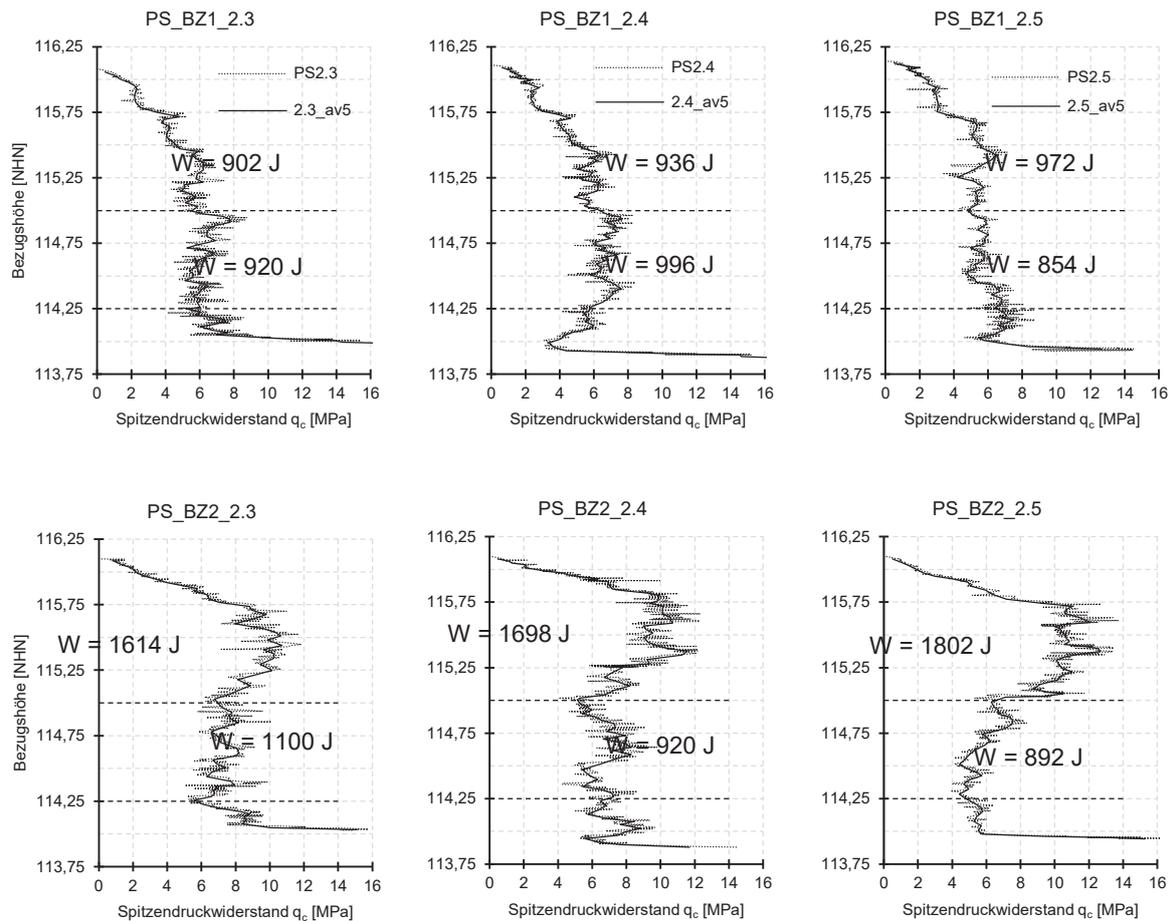
Parameter	Konfiguration BZ1	Konfiguration BZ2	Einheit
Messsystem	Geode + 1K-V 4.5 Hz Geophone	Geode + 1K-V 4.5 Hz Geophone	[-]
N	48	24	[-]
$\Delta x$ (Abstand)	0,25	0,50	[m]
L	11,75	11,50	[m]
Abtastfrequenz	32.000	32.000	[Hz]
Erfassungszeit	300	200	[ms]
Quelle	1,5 Kg Hammer	1,5 Kg Hammer	[-]
Offset	variabel	variabel	[m]

## 5 Auswertung

Die Einbaudichte des Materials ist für beide Einbauzustände lagenweise und engmaschig dokumentiert worden. Die Sondierungen veranschaulichen den Verdichtungs-kontrast der Einbauzustände. Die seismischen Daten sind in MATLAB mit dem Tool MASWaves (s. [23]) bearbeitet worden.

### 5.1 Geotechnik

Aus dem Verlauf des Spitzendruckwiderstands beider Einbauzustände lässt sich für BZ2 eine größere Steifigkeit ableiten (Abbildung 2). Betrachtet man den integrierten Flächeninhalt des Kurvenverlaufs als Maß für eine quantitativ geleistete Arbeit, können Abschnitte der Sondierungen vor und nach der Verdichtung direkt miteinander verglichen werden. Der über die Tiefe integrierte Spitzendruckwiderstand kann so durch Multiplikation mit der wirksamen Oberfläche der Sondenspitze in eine Arbeit umgerechnet werden, die aufgewendet werden muss, um den integrierten Bereich zu durchhörern.



**Abbildung 2** Sondierungen mit dem dynamischen Penetrometer vor und nach der nachträglichen Verdichtung. Die gestrichelte Linie zeigt den Verlauf der ermittelten Einzelwerte je Schlag. Die durchgezogene Linie zeigt das über 5 Werte  $q_c$  ermittelte, nicht gewichtete Mittel

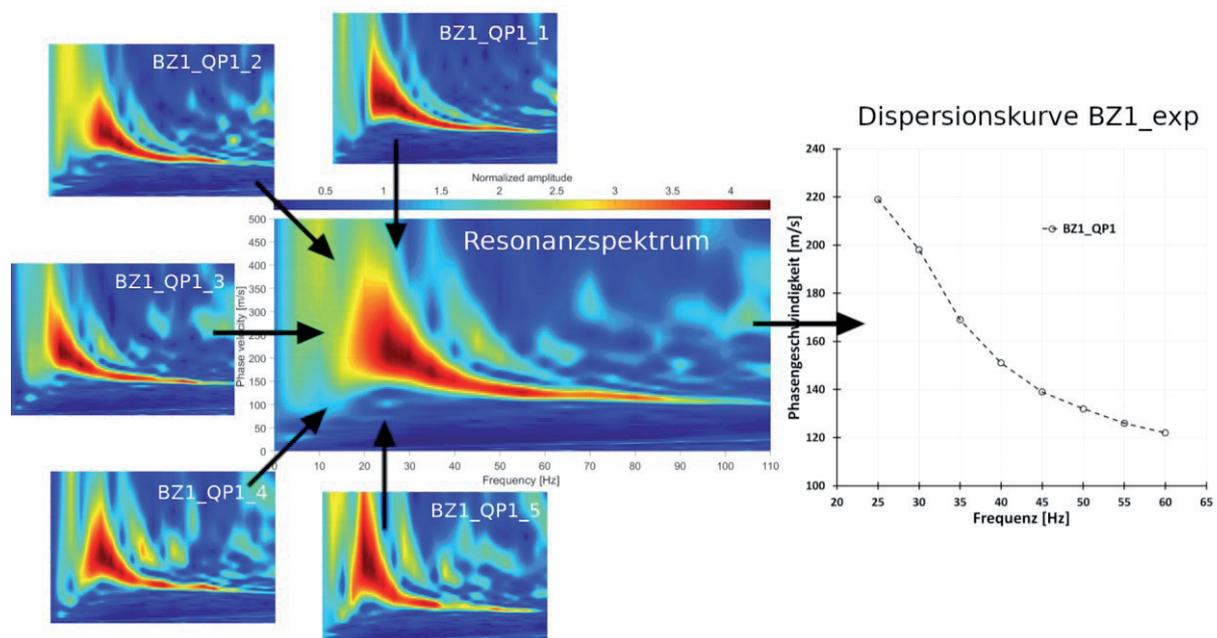
Die Beobachtungen passen zu den Materialdichten die während des Ein- und des Umbaus ermittelt worden sind (Tabelle 2). Den Einfluss der Mantelreibung auf Sondierungen im standfesten, granularen Boden bewertet [24] als gering. Um den Einfluss auf die Spitzendruckwiderstände abzugrenzen wurde eine zusätzliche Sondierung mit einer  $4 \text{ cm}^2$  Sondenspitze in unmittelbarer Nähe zu PS\_BZ1\_2.4 abgeteuft. Durch den größeren Sondendurchmesser ergibt sich ein breiter Ringraum um das Sondiergestänge wodurch eine Gestänge-Boden-Interaktion insbesondere bei dieser geringen Teufe quasi ausgeschlossen werden kann. Der Sondierverlauf ist annähernd gleich (Pearson-Koeffizient  $R^2 = 0,998$ ). BZ1 und BZ2 weisen einen unterschiedlichen Sättigungsgrad auf. Den Einfluss des Wassergehaltes auf Sondierungen im granularen Boden bei geringer Sättigung beschreibt [25] als untergeordnet.

## 5.2 Geophysik

In beiden Einbauzuständen sind, ausgehend von QP1 und QP2, jeweils fünf Anregungen aufgezeichnet worden. Die Quelle wurde zwischen den Schüssen entlang der Geophonaus-

lage um 0,5 m je Schuss versetzt. Durch die fixierte Geophonauslage können bei der Dispersionsanalyse in Schussrichtung nur jeweils  $N_A = N - x_1/\Delta x$  Registrierungen berücksichtigt werden. Bis auf eine Begrenzung des Frequenzbereichs durch Bandpassfilterung (20 bis 120 Hz), für eine bessere Auflösung der Geschwindigkeitsspektren (s. [26]) wurden die Registrierungen unbearbeitet analysiert.

Die Dispersionsanalyse der Daten erzeugt Amplitudenspektren. Durch Summation der Einzelspektren (Konfigurationen QP1\_1 bis QP1\_5 sowie QP2\_1 bis QP2\_5) erhält man Gesamtspektren in Schuss- und Gegenschussrichtung. Korrelieren die Einzelspektren, ist bei deren Summation die Resonanz an Stellen, an denen lokale Maxima auftreten, besonders groß. Im Resonanzspektrum kann dann für alle Konfigurationen einer Schussrichtung die gemeinsame Dispersionskurve bestimmt werden (Abbildung 3).



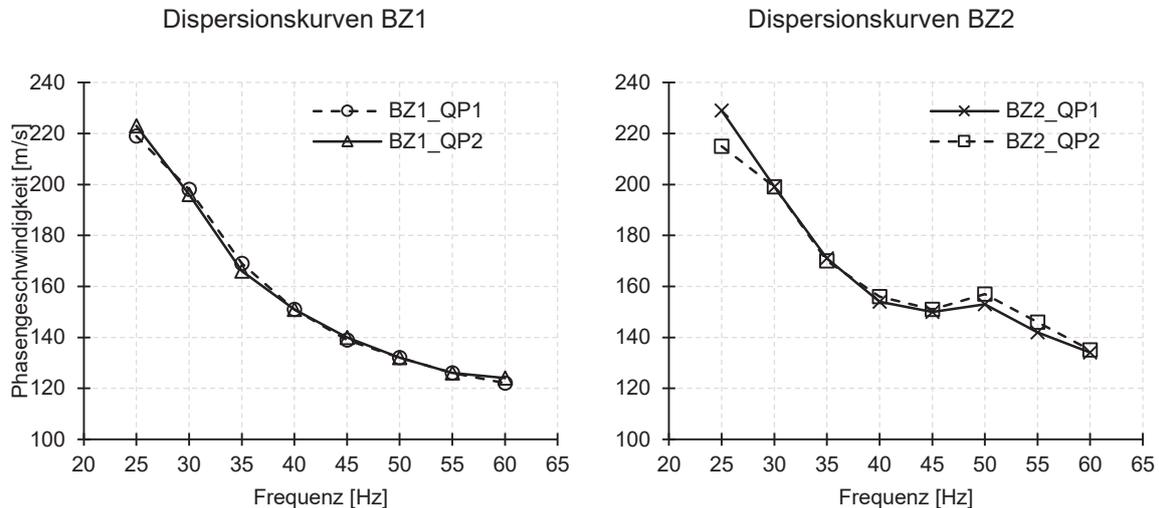
**Abbildung 3** Summation der Geschwindigkeitsspektren und gemeinsame Dispersionskurve BZ1\_QP1

Der geometrische Aufbau des Probefeldes (Impedanzunterschied des Einbaumaterials, als geringmächtige Schicht zum gewachsenen Boden) begünstigt das Auftreten einer energiereichen ersten Schwingungsmode (s. [27]). Für Frequenzen oberhalb 60 Hz zeigt sich zudem ein als „modekissing“ bezeichnetes annähern der ersten und fundamentalen Mode. Die Phasengeschwindigkeiten der Grundmode werden im Kussbereich vom höheren Schwingungszustand überlagert. Eine Berücksichtigung des Bereichs in der experimentellen Dispersionskurve führt hier tendenziell zu einer Überschätzung der Wellengeschwindigkeiten (s. [28]).

Aus den Resonanzspektren sind vier Dispersionskurven ermittelt worden. Für beide Einbauzustände liegt je eine Dispersionskurve in Schuss- (QP1) sowie in Gegenschussrichtung

(QP2) vor. Der Nutzfrequenzbereich ist durch die Quelle und *modekissing* auf 25 bis 60 Hz begrenzt.

Die Plausibilität der erfassten Geschwindigkeit zeigt eine Gegenüberstellung der Dispersionskurven für QP1 und QP2 in Abbildung 4. Der Kurvenverlauf QP1 korreliert in beiden Einbauzuständen gut mit QP2. Aus den unterschiedlichen Anregungsrichtungen wurden dementsprechend annähernd gleiche Geschwindigkeiten ermittelt.



	RMSE	R <sup>2</sup>		BZ1_2	BZ2_1
	[m/s]	[-]			
BZ1	2,061	0,998	BZ1_1	0,998	0,983
BZ2	5,420	0,994	BZ2_2	0,981	0,994

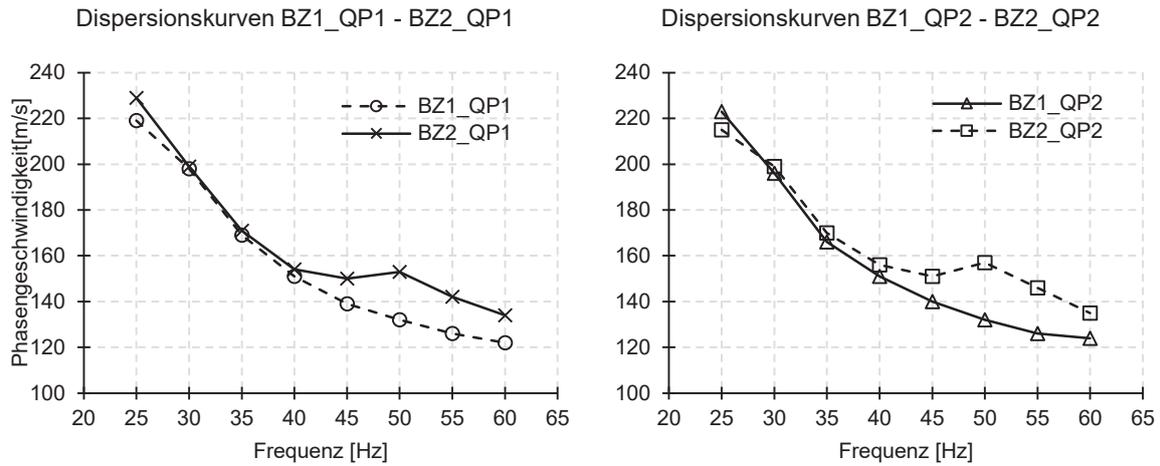
**Abbildung 4** Vergleich der Dispersionskurven in Schuss- und Gegenschussrichtung vor und nach der Verdichtung. Der Korrelations-Koeffizient R<sup>2</sup> zeigt die gute Übereinstimmung der Geschwindigkeiten aus beiden Anregungsrichtungen.

## 6 Bewertung

Aus der empirischen Beziehung aus [7] (Gleichung 1.4) können Einflussfaktoren auf den *small strain* Schubmodul und damit auf die Ausbreitungsgeschwindigkeit elastischer Scherwellen in einem granularen, nicht kohäsiven Boden abgeleitet werden. Auswirkungen ergeben sich vor allem durch Bodenart, Porenzahl, Dichte und Spannungszustand. Die Bodenart ist in beiden Einbauzuständen identisch. Eine Betrachtung der Einflüsse erfolgt nur zu Spannung und Porenzahl.

Die in Kapitel 5.1 mit geotechnischem Messwerkzeug nachgewiesene größere Dichte im BZ2 ist auch aus der Geschwindigkeitsentwicklung in den Dispersionskurven darstellbar. Eine Gegenüberstellung der Dispersionskurven beider Einbauzustände zeigt im Frequenzbereich 40 bis 60 Hz im BZ2 höhere Phasengeschwindigkeiten gegenüber BZ1 (Abbildung 5). Den Unterschied bestätigt die Betrachtung der Korrelationskoeffizienten für den Kurvenverlauf 40 bis 60 Hz. Die mittlere quadratische Abweichung der Phasengeschwindigkeit

steigt in diesem Bereich um 15 bis 17 m/s. Der Frequenzbereich 25 bis 40 Hz korreliert dagegen weiterhin gut.



40-60 Hz		RMSE	R <sup>2</sup>
		[m/s]	[-]
BZ1_QP1	BZ2_QP1	15,51	0,818
BZ1_QP2	BZ2_QP2	17,80	0,702

	BZ1_QP2	BZ2_QP1
BZ1_QP1	0,997	0,818
BZ2_QP2	0,702	0,987

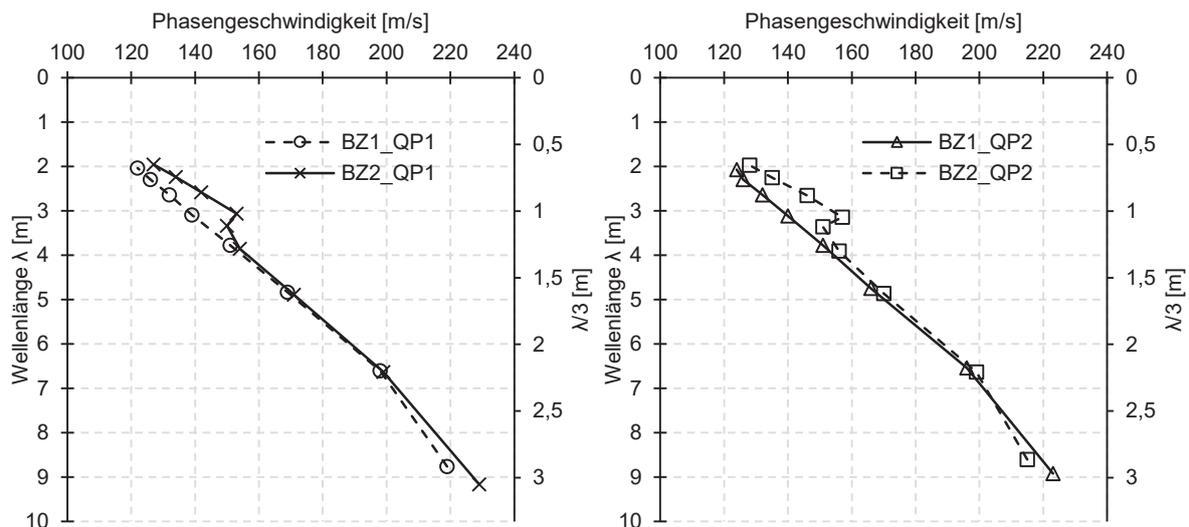
25-40 Hz		RMSE	R <sup>2</sup>
		[m/s]	[-]
BZ1_QP1	BZ2_QP1	5,34	0,995
BZ1_QP2	BZ2_QP2	5,34	0,994

	BZ1_QP2	BZ2_QP1
BZ1_QP1	0,997	0,995
BZ2_QP2	0,994	0,991

**Abbildung 5** Vergleich der Dispersionskurven vor und nach der Verdichtung jeweils in Schuss- und Gegenschussrichtung. Die Tabellen zeigen die Korrelation und mittlere quadratische Abweichung der Kurvenabschnitte 40 – 60 Hz sowie 25 – 40 Hz.

Die Bedeutung der Ergebnisse für die Verdichtung des Bodens über die Tiefe wird deutlicher, wenn man die Dispersionskurven aus dem Frequenz-Geschwindigkeit-Bereich in den Wellenlängen-Geschwindigkeit-Bereich überführt. Die Wellenlänge beschreibt die Eindringtiefe der Oberflächenwelle in den Untergrund. Daraus ergibt sich ein Geschwindigkeitsverlauf über die Tiefe.

Die Phasengeschwindigkeit von R-Wellen wird über den Verlauf ihrer Wellenlänge, von den elastischen Eigenschaften des durchlaufenen Mediums bestimmt. Welcher Tiefenbereich durch eine Wellenlänge abgebildet wird ist ein kritischer Punkt bei der Interpretation. Optimistische Ansätze, in der Regel durch Anbieter von MASW Prüfungen (s. [20]), ermitteln  $\lambda/2$  als maßgeblichen Tiefenbereich. Wesentlich realistischer sind sicherlich Darstellungen im Bereich  $\lambda/3$  (s. [29] [4] [1])



**Abbildung 6** Darstellung der Dispersionskurven im Wellenlänge-Geschwindigkeit-Bereich. Mit sekundärer Achse einer angenommenen Auflösungstiefe  $\lambda/3$ .

In der  $\lambda/3$ -Darstellung kann ein Geschwindigkeitsanstieg im Bereich der Nachverdichtung  $z \approx -1,0$  m ab GOK identifiziert werden. Die Zunahme der Geschwindigkeit um 15 bis 17 m/s kann dementsprechend mit der höheren Trockendichte nach der Verdichtung in Verbindung gebracht werden.

Der Term  $p_a * (p'/p_a)^{nG}$  in Gleichung verweist auf die Entwicklung der Schubsteifigkeit unter Variation des räumlichen Normalspannungszustandes. Mit über die Tiefe steigender Spannung steigt der Schubmodul und damit die Wellengeschwindigkeit (s. [30]).

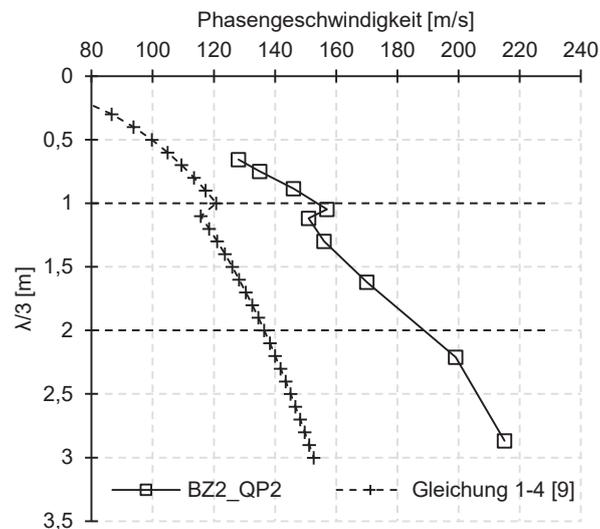
Der Spannungszustand ist nicht messtechnisch erfasst, kann aber aus den vertikalen Spannungen in Verbindung mit  $K_0$  abgeschätzt werden. Die Massebilanz des Materials während Aushub und Wiedereinbau ist ausgeglichen. Daraus resultiert ein annähernd gleicher Verlauf der vertikalen Spannungen. [7] und [30] zeigen bei konstanter Spannung und abnehmender Porenzahl eine abnehmende Querdehnzahl. Aus geringerer Querdehnung resultiert ein kleineres Verhältnis  $\sigma_x/\sigma_z$ . Bei annähernd konstantem  $\sigma_z$  zeigen sich daher geringere horizontale Spannungen  $\sigma_x$ . Der räumliche Normalspannungszustand kann im nachverdichteten Zustand als geringer bis gleichbleibend betrachtet werden.

Eine Beeinflussung der Wellengeschwindigkeit durch veränderte Spannungsverhältnisse im Boden ist im vorliegenden Fall unwahrscheinlich.

Der Einfluss der Dichte auf die Wellengeschwindigkeit findet sich als Funktion der Porenzahl  $e$  beschleunigend im Term  $(a_G - e)^2/(1 - e)$  der Gleichung 1.4 sowie bremsend im Masse-trägheitsanteil der Gleichung 1.2.

Vergleicht man die im nachverdichteten Zustand ermittelte Dispersionskurve mit einer nach Gleichungen 1.2 und 1.3 in Verbindung mit Gleichung 1.4 erwarteten Geschwindigkeitsverteilung, zeigt sich in den Verdichtungs-zonen ein ähnlicher Kurvenverlauf. Gleichzeitig wird

deutlich, dass die Gleichung 1.4 den Einfluss der räumlichen Normalspannung auf die tatsächlich ermittelte Geschwindigkeit entweder unterschätzt oder die Annahme zur Spannungsverteilung nicht konsistent ist.



**Abbildung 7** Dispersionskurve im BZ2 im Vergleich mit einer rechnerisch ermittelten, erwarteten Dispersionskurve (Gleichung 1.4). Die rechnerische Darstellung bildet einen über die Tiefe linear ansteigenden Spannungszustand mit konstanter Querdehnzahl  $\nu = 0,25$  ab. Im nachverdichteten Bereich ist die Geschwindigkeit für eine Porenzahl  $e = 0,448$  im Bereich darunter  $e = 0,505$  berechnet

## 7 Zusammenfassung und Ausblick

Die Geschwindigkeitsspektren der MASW Untersuchung bilden Verdichtungscontraste im Boden auch ohne die Inversion der Daten in den Modellbereich ab. Sichtbar wird der Verdichtungsunterschied durch Knickstellen entlang der experimentell ermittelten Dispersionskurven. Sie dürfen allerdings nicht mit dem Kussbereich bei modaler Überlagerung verwechselt werden. Auf diese Weise können MASW-Dispersionskurven schnell erfassbare und räumlich auflösende Informationen über die Lagerungsbedingungen bei Erdbaumaßnahmen liefern.

Für eine Verifizierung und bessere Interpretierbarkeit der Ergebnisse sind weitere Feld- und Laborversuche notwendig. Zukünftig sollen Messungen nicht mit handelsüblichen Geophonen, sondern mit Sensorbausteinen auf Basis von Mikrosystem-Beschleunigungssensoren erfolgen. Die Mikrosystem (MEMS) Konfiguration ist eine gemeinsame Entwicklung des FTZ Leipzig und GGL Geotechnik, Geophysik Leipzig. Mit dem Einsatz dieser neuen Technik wird eine rasterartige Erfassung erreicht. Diese soll Verdichtungscontraste nicht nur entlang linienhafter Profile sondern großflächig erfassen.

## 8 Danksagung

Die in der Arbeit berichtete Forschung wurde im Rahmen der Fördermaßnahme ZIM (Zentrale Innovationsprogramm Mittelstand) durch das BMWi gefördert.

## 9 Literatur

- [1] M. E. Everett, *Near-surface applied geophysics*. Cambridge: Cambridge University Press, 2013.
- [2] J. A. Studer, M. G. Koller, and J. Laue, *Bodendynamik: Grundlagen, Kennziffern, Probleme und Lösungsansätze*, 3rd ed. Berlin, Heidelberg: Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2008.
- [3] K. Ishihara, *Soil behaviour in earthquake geotechnics*. Oxford: Oxford University Press, 1996.
- [4] C. Clauser, *Grundlagen der angewandten Geophysik - Seismik, Gravimetrie*. Berlin, Heidelberg: Springer Spektrum, 2018.
- [5] P. C. Vinh and P. G. Malischewsky, "An approach for obtaining approximate formulas for the Rayleigh wave velocity," *Wave Motion*, vol. 44, no. 7, pp. 549–562, <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0165212507000133>, 2007.
- [6] L. Bergmann and H. Hatfield, *Ultrasonics and their scientific and technical applications*. New York: J. Wiley and sons, inc, 1942.
- [7] T. Wichtmann and T. Triantafyllidis, "On the influence of the grain size distribution curve on P-wave velocity, constrained elastic modulus  $M_{max}$  and Poisson's ratio of quartz sands," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 30, no. 8, pp. 757–766, 2010.
- [8] H. He, M. Li, and K. Senetakis, "A note on influence of stress anisotropy on the Poisson's ratio of dry sand," *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, vol. 9, no. 6, pp. 1159–1164, <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1674775517300367>, 2017.
- [9] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik; Wilhelm Ernst & Sohn, *Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugrunddynamik"*, 2nd ed. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 2019.
- [10] B. Hardin and B. Ott, "Study of elastic wave propagation and damping in granular materials," 1963.
- [11] B. Hardin and W. L. Black, "Sand stiffness under various triaxial stresses," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, vol. 92, pp. 27–42, 1966.
- [12] T. Wichtmann, M. A. Navarrete Hernández, and T. Triantafyllidis, "On the influence of a non-cohesive fines content on small strain stiffness, modulus degradation and damping of quartz sand," (English), *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 69, no. Complete, pp. 103–114, 2015.
- [13] T. Wichtmann, I. Kimmig, and T. Triantafyllidis, "On correlations between "dynamic" (small-strain) and "static" (large-strain) stiffness moduli – An experimental investigation on 19 sands and gravels," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 98, pp. 72–83, <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0267726117301136>, 2017.
- [14] W. Fellin and D. Kolymbas, "Hypoplastizität für leicht Fortgeschrittene," *Bautechnik*, vol. 79, no. 12, pp. 830–841, 2002.

- [15] Wegener D., "Ermittlung bleibender Bodenverformungen infolge dynamischer Belastung mittels numerischer Verfahren," *Mitteilungen - Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden, Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden, Dresden*, 2013.
- [16] T. Benz, *Small-strain Stiffness of Soils and Its Numerical Consequences: Inst. für Geotechnik*, 2007.
- [17] K. Knödel, H. Krummel, and G. Lange, *Handbuch zur Erkundung des Untergrundes von Deponien und Altlasten: Geophysik (German Edition)*, 2nd ed. Dordrecht: Springer, 2005.
- [18] S. Foti et al., "Guidelines for the good practice of surface wave analysis: A product of the InterPACIFIC project," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 16, no. 6, pp. 2367–2420, <https://doi.org/10.1007/s10518-017-0206-7>, 2018.
- [19] C. B. Park and M. Carnevale, "Optimum MASW survey - Revisit after a decade of use," in *GeoFlorida 2010: Advances in Analysis, Modeling & Design*, 2010, pp. 1303–1312.
- [20] C. B. Park, R. D. Miller, and J. Xia, "Multichannel analysis of surface waves," *Geophysics*, vol. 64, no. 3, pp. 800–808, 1999.
- [21] C. B. Park, R. D. Miller, and J. Xia, "Imaging dispersion curves of surface waves on multi-channel record," in *SEG Technical Program Expanded Abstracts 1998: Society of Exploration Geophysicists*, 1998, pp. 1377–1380.
- [22] E. Á. Ólafsdóttir and others, "Multichannel analysis of surface waves for assessing soil stiffness," 2016.
- [23] E. A. Olafsdottir, S. Erlingsson, and B. Bessason, "Tool for analysis of multichannel analysis of surface waves (MASW) field data and evaluation of shear wave velocity profiles of soils," *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 55, no. 2, pp. 217–233, <https://doi.org/10.1139/cgj-2016-0302>, 2018.
- [24] H. T. DURGUNOGLU, "Static penetration resistance of soils, I Analysis, II Evaluation of theory and practice," in *ASCE Spec. Conf. On In Situ Measurement of Soil Properties*, Raleigh, NC, 1975, pp. 151–189.
- [25] Ł. Zawadzki and M. Bajda, "Impact of the moisture content in medium sands on CPTU test results," *Annals of Warsaw University of Life Sciences, Land Reclamation*, vol. 48, 2016.
- [26] J. Taipodia, A. Dey, and D. Baglari, "Influence of data acquisition and signal preprocessing parameters on the resolution of dispersion image from active MASW survey," *Journal of Geophysics and Engineering*, vol. 15, no. 4, pp. 1310–1326, <https://doi.org/10.1088/1742-2140/aaaf4c>, 2018.
- [27] J. Boaga, G. Vignoli, R. Deiana, and G. Cassiani, "The Influence of Subsoil Structure and Acquisition Parameters in MASW Mode Mis-identification," *Journal of Environmental and Engineering Geophysics*, vol. 19, pp. 87–99, 2014.
- [28] L. Gao, J. Xia, Y. Pan, and Y. Xu, "Reason and Condition for Mode Kissing in MASW Method," *Pure and Applied Geophysics*, vol. 173, no. 5, pp. 1627–1638, <https://doi.org/10.1007/s00024-015-1208-5>, 2016.
- [29] G. Dal Moro, *Surface Wave Analysis for Near Surface Applications*, 2014.
- [30] T. Wichtmann and T. Triantafyllidis, "On the correlation of "static" and "dynamic" stiffness moduli of non-cohesive soils," *Bautechnik*, vol. 86, pp. 28–39, 2009.

# Sommerliche Überhitzung in Wohngebäuden – Baukonstruktive und haustechnische Anpassungsmaßnahmen

Stefanie Kunze

Hochschule für Technik und Wirtschaft Dresden, Dresden

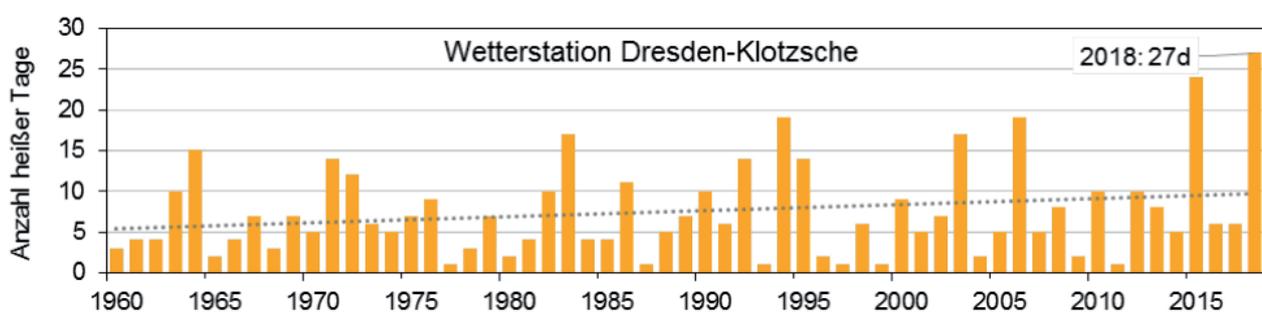
## Zusammenfassung

Der Beitrag thematisiert aktuelle Problemlagen der sommerlichen Überhitzung in Wohngebäuden und stellt einen Untersuchungsansatz zur Optimierung des sommerlichen Wärmeschutzes an Wohngebäuden vor. Anschließend erfolgt anhand eines ausgewählten Beispielobjektes, ein unsaniertes Wohngebäude des industriellen Wohnungsbaus am westlichen Rand von Dresden, eine beispielhafte Untersuchung von baukonstruktiven sowie haustechnischen Anpassungsmaßnahmen zur Reduzierung der thermischen Belastung im Innenraum während sommerlicher Außentemperaturen.

## 1 Aktuelle Problemlagen des sommerlichen Wärmeschutzes von Wohngebäuden

Eine der anerkanntesten und folgenreichsten Wirkungen des Klimawandels ist die steigende Hitzebelastung vor allem in Großstädten [1] und hier insbesondere in stark verdichteten Quartieren. Es ist davon auszugehen, dass nicht nur die mittlere Temperatur ansteigt, sondern dass darüber hinaus die Anzahl an Extremereignissen ebenfalls zunimmt. Die Sommer der Jahre 2003 (Westeuropa) sowie 2018 (Nord- und Ostdeutschland) sind Beispiele für Hitzesommer mit unerwarteter Intensität [2]. Die Auswertung der Wetterdaten der Messstation Dresden-Klotzsche des Deutschen Wetterdienstes im Hinblick auf die Anzahl der heißen Tage (Maximaltemperatur über 30°C) pro Jahr weist für das Jahr 2018 mit 27 Tagen den höchsten Wert seit 1960 auf.

Abbildung 1 zeigt deutlich, dass dieser klimatologische Kennwert großen Schwankungen unterliegt, der langjährige Trend jedoch linear ansteigend ist.



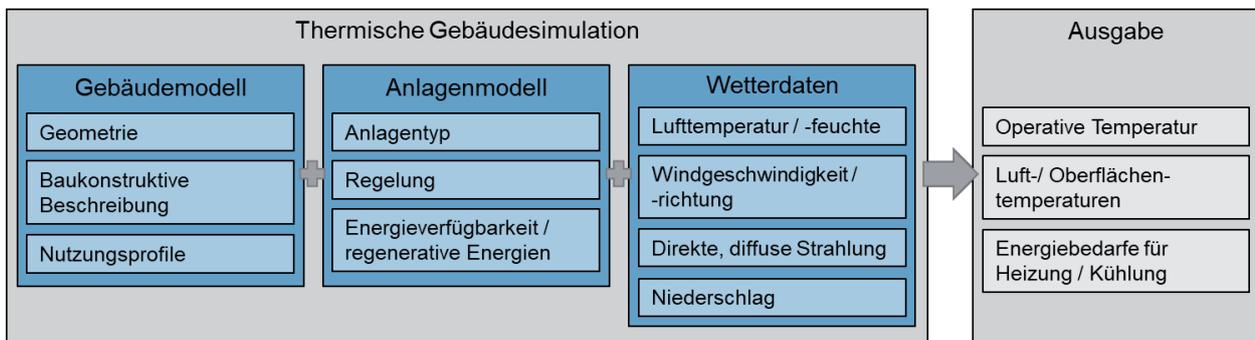
**Abbildung 1** Auswertung der Daten der Wetterstation Dresden-Klotzsche, Datenbasis: Deutscher Wetterdienst

Mit mittlerer bis hoher Wahrscheinlichkeit ist davon auszugehen, dass die mit der steigenden Hitzebelastung verbundenen Beeinträchtigungen der Lebensqualität in naher Zukunft und insbesondere zum Ende des 21. Jahrhunderts sehr stark zunehmen werden [3]. Neben direkten Schäden an Gebäuden und Infrastrukturen hat dies insbesondere eine Veränderung des Innenraumklimas von Wohnräumen und Arbeitsräumen zur Folge [4]. Erhöhte Innenraumtemperaturen beeinflussen neben der Behaglichkeit der Bewohner auch die Leistungsfähigkeit und die Gesundheit bzw. die Mortalität der Menschen, welche in einem Gebäude leben. Die Struktur und konstruktive Durchbildung der Gebäudehülle hat dabei einen besonders hohen Einfluss auf die resultierenden Temperaturen im Gebäudeinneren, da diese maßgeblich den Grad des Einflusses der im Außenraum herrschenden Wetter- und Witterungsbedingungen auf das Innenraumklima bestimmen.

## **2 Untersuchungsansatz zur Reduzierung der thermischen Belastung in Wohngebäuden**

Der verwendete Untersuchungsansatz nutzt gebäudetypologische Grundlagen, welche für die Verletzbarkeitsanalyse von Gebäuden gegenüber weiteren Umwelteinwirkungen (beispielsweise Hochwasser) ebenfalls verwendet werden. Die ausführlichen Untersuchungen werden an Referenzgebäuden durchgeführt, welche für jeweilige Gebäudetypen charakteristisch sind und somit in wesentlichen strukturellen und gebäudetypologischen Merkmalen übereinstimmen. Anhand der gebäudetypologischen Merkmale können aus den erzielten Ergebnissen Rückschlüsse für weitere Gebäude desselben Gebäudetyps gezogen werden [5].

Die Arbeiten an den Referenzgebäuden beginnen mit einer ausführlichen Quellenrecherche. Dabei werden Plan- sowie Bauunterlagen zu dem Gebäude aus verschiedenen Zeitabschnitten recherchiert und gesichtet. Anschließend folgt eine baukonstruktive und haustechnische Bestandsaufnahme vor Ort. Die Konstruktionsweisen und Schichtenfolgen der einzelnen Bauteile sowie die Struktur des Gebäudes werden erkundet und mit den Ergebnissen der Quellenrecherche verglichen. Im darauf folgenden Arbeitsschritt werden die gewonnenen Erkenntnisse in ein geometrisches und strukturelles Gebäudemodell einschließlich des haustechnischen Anlagenmodells übertragen, welches für spätere thermische Gebäudesimulationen unerlässlich ist. Mit diesem Schritt ist die Grundlagenermittlung zum Referenzgebäude abgeschlossen.



**Abbildung 2** Schematischer Aufbau einer thermischen Gebäudesimulation

Im nächsten Untersuchungsschritt erfolgt die Beurteilung der thermischen Verhältnisse im Ausgangszustand. Hierfür wird die thermische Gebäudesimulation genutzt, welche momentan die genaueste Methode darstellt, um den sommerlichen Wärmeschutz von Gebäuden bzw. Räumen objektiv zu bewerten. Neben dem erstellten Gebäudemodell ist ein Wetterdatensatz notwendig, der für jede Stunde eines Jahres die für die Simulation notwendigen meteorologischen Parameter (siehe Abbildung 2) beinhaltet. Diese Vorgaben erfüllen die vom Deutschen Wetterdienst bereit gestellten Testreferenzjahres-Datensätze. Parallel zu den Simulationen werden in ausgewählten Räumen des Referenzgebäudes mit systematischen Messreihen die Lufttemperatur sowie die relative Luftfeuchtigkeit unter sommerklimatischen Verhältnissen über einen Zeitraum von mehreren Monaten erfasst. Zur Bewertung der thermischen Verhältnisse im Referenzgebäude werden mit Hilfe der durch die Simulation sowie durch die Messreihen gewonnen Werte der jeweilige Maximalwert der Temperatur und die Anzahl an Übertemperaturgradstunden<sup>1</sup> nach DIN 4108-2:2013-02 bestimmt. Der Nachweis des sommerlichen Wärmeschutzes laut dieser Norm ist erfüllt, wenn während der Nutzungszeit (Wohngebäude: 24 h/d) die Anzahl der Übertemperaturgradstunden in jedem Raum des Gebäudes über ein Jahr hinweg als 1200 Kh ist.

Anhand der Beurteilung des Ausgangszustandes werden geeignete Maßnahmen für ein Anpassungskonzept zur Reduzierung der thermischen Belastung im Referenzgebäude abgewogen. Dabei empfiehlt sich eine Orientierung an den nachfolgenden vier grundsätzlichen Anpassungsstrategien:

- (1) Minderung der Wärmeeinträge
- (2) Optimierung der Wärmespeicherfähigkeit
- (3) Optimierung des Luftwechsels
- (4) Kühlung.

Da Maßnahmen, welche die Wärmeeinträge mindern bzw. reduzieren (beispielsweise außen liegende Verschattungseinrichtungen), sehr gute Effekte zur Reduzierung der thermischen Belastung erzielen, ist deren Umsetzbarkeit prioritär zu prüfen. Darauf aufbauend sind Maßnahmen zu entwickeln, welche die Wärme gezielt zwischenspeichern, so dass die

<sup>1</sup> Angabe in wie vielen Stunden eines Jahres die vorgegebene Bezugstemperatur um wieviel Grad überschritten wird

Temperaturmaxima in Innenräumen gesenkt werden und während kühlerer Außentemperaturen die gespeicherte Wärme, z. B. durch Lüftung, wieder abgegeben wird. Um die überwiegenden kälteren Nachttemperaturen zum Austausch der aufgeheizten Innenraumluft zu nutzen, sind Maßnahmen zur Verbesserung des Luftwechsels erforderlich. Abschließend besteht die Möglichkeit, mittels maschineller Kühlung die Innenraumtemperaturen zu senken, bestenfalls in Kombination mit am Gebäude installierten regenerativen Energiequellen. Da einzelne Maßnahmen die Verletzbarkeit von Gebäuden gegenüber anderen Einwirkungen oder klimatischen Verhältnissen beeinflussen können, ist immer eine ganzheitliche Betrachtung, einschließlich der Abwägung der Vor- und Nachteile, notwendig.

Um die Wirkungen von Einzelmaßnahmen sowie von Maßnahmenkombinationen vergleichen und beurteilen zu können, wird das Gebäude- bzw. Anlagenmodell entsprechend modifiziert und in Gebäudesimulationen untersucht. Anschließend werden die thermischen Verhältnisse im angepassten Zustand mit den oben genannten Parametern bewertet. Darüber hinaus erfolgt nach Umsetzung der Maßnahmen eine messtechnische Erfolgskontrolle unter sommerlichen Witterungsbedingungen. Zum Abschluss der Arbeiten wird die Übertragbarkeit der Anpassungskonzepte auf den Gebäudebestand mit vergleichbarer Typologie beurteilt.

### 3 Umsetzung an einem Beispielobjekt in Dresden

#### 3.1 Grundlegende Informationen

Das Beispielobjekt (s. Abbildung 3) befindet sich im Stadtteil Gorbitz am westlichen Rand der Stadt Dresden. Dieser Stadtteil ist geprägt durch ab etwa 1980 innerhalb eines Neubaugebietes entstandene Mehrfamilienwohnhäuser, welche überwiegend in Großtafelbauweise der Wohnungsbauserie 70 (WBS 70) errichtet wurden.



**Abbildung 3** Ansicht des Beispielobjektes, links: Fassade Süd (© Kunze 2018), rechts: Fassade West/Nord (© Schiela, Kunze 2018)

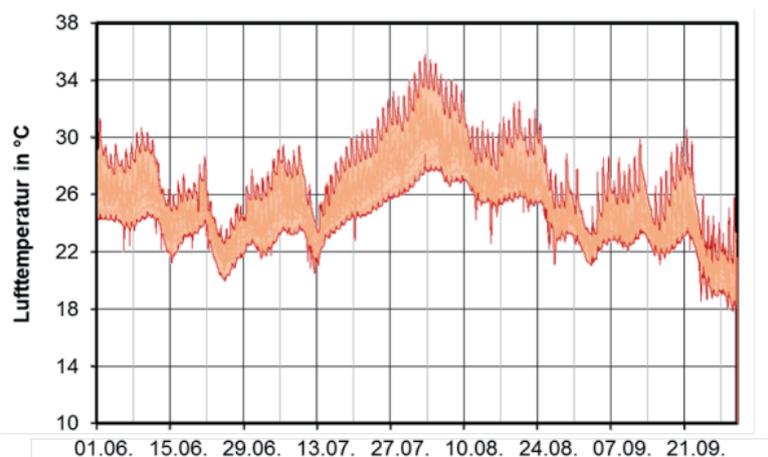
Das im Jahr 1984 erbaute, vollständig unterkellerte Beispielobjekt ist ein repräsentativer Vertreter für ortstypische Gebäude und weist einen annähernd quadratischen Grundriss über insgesamt sechs Wohngeschosse auf.

Die aus Großtafeln zusammengesetzten Außenwände sind als 3-schichtige Sandwichelemente ausgeführt und setzen sich von innen nach außen (i) aus einer 14 cm breiten Stahlbetontragschale, (ii) einer 6 cm dicken Kerndämmung aus Schaumpolystyrenplatten und (iii) einer 6 cm starken Wetterschutzschicht aus Stahlbeton zusammen. Die Innenwände bestehen aus Stahlbeton und weisen je nach Funktion eine Dicke von 7 cm bzw. 15 cm auf. Die Geschossdecken wurden aus 14 cm dicken Spannbetonfertigteilen hergestellt und für den Fußbodenaufbau lediglich mit einem Anhydritspachtel versehen [6]. Die vorhandenen Holzrahmenfenster mit Zweischeiben-Isolierverglasung weisen im ursprünglichen Zustand einen Wärmedurchgangskoeffizienten (U-Wert) von 2,8 W/m<sup>2</sup> K auf. Ein typisches Merkmal dieser Bauweise ist die Kaltdachkonstruktion, welche aus einer Trogdachkonstruktion mit darunter befindlichem, belüftetem Drempelraum besteht.

Um das Beispielgebäude auch für weitere Dekaden wohnungswirtschaftlich nutzen zu können, sind durchgreifende Modernisierungs- und Instandsetzungsmaßnahmen notwendig. In diesem Zusammenhang werden auch Maßnahmen zur thermischen Optimierung für den sommerlichen Wärmeschutz vorgesehen.

### 3.2 Bewertung des sommerlichen Wärmeschutzes anhand von Messergebnissen aus dem Sommer 2018

Während außergewöhnlich warmer Witterungsbedingungen wurden in den Monate Juni bis September 2018 im noch unsanierten, eben beschriebenen Beispielobjekt systematische Messungen zur Erfassung des Innenraumklimas durchgeführt. Während dieser Zeit wurden in insgesamt 11 Räumen, welche Fensterflächen zur Süd- bzw. Westfassade aufweisen, die Raumlufttemperatur und die relative Luftfeuchtigkeit mindestens 7-mal pro Stunde aufgezeichnet. Pro Etage wurde mindestens ein Raum ausgewählt. Um die hinsichtlich des sommerlichen Wärmeschutzes besonders relevante oberste Etage (5. OG) detailliert abzubilden, wurden hier 4 verschiedene Räume erfasst.

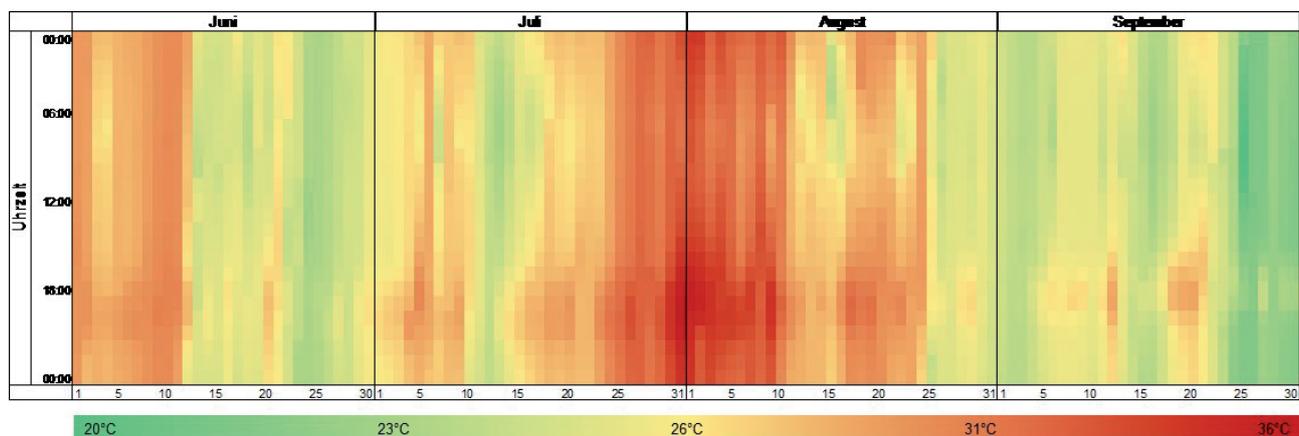


**Abbildung 4** Messreihen der Lufttemperatur im Beispielgebäude im Sommer 2018

In Abbildung 4 sind die Ergebnisse dieser Messreihen zusammenfassend dargestellt. Die jeweiligen Minimal- bzw. Maximaltemperaturen sind rot gekennzeichnet. Ab Mitte Juli 2018

ist gut zu erkennen, dass die Innenraumtemperaturen ohne zwischenzeitliche deutliche Abkühlung bis Anfang August 2018 ansteigen. Zu diesem Zeitpunkt wurden in den einzelnen Räumen die absoluten Maximalwerte zwischen 28,5 °C (Erdgeschoss) und 35,8 °C (5. Obergeschoss) erreicht.

Da der Gebäudestandort des Beispielobjekts in Dresden liegt, müssen die Übertemperaturgradstunden laut DIN 4108-2:2013-02 mit einer Bezugstemperatur von 27 °C berechnet werden. Die Auswertung der Messergebnisse im Hinblick auf diesen Parameter ergibt eine Spanne zwischen 147 Kh/a (Erdgeschoss) und 4 441 Kh/a (5. Obergeschoss). Dies verdeutlicht, dass zwischen den einzelnen Geschossen des Gebäudes große Unterschiede vorliegen. Im untersten Wohngeschoss ist der normative Grenzwert von 1200 Kh/a offenkundig eingehalten. Hingegen überschreitet die Anzahl der Übertemperaturgradstunden im obersten Wohngeschoss den Grenzwert fast um das 3-fache. Um den daraus resultierenden Handlungsbedarf zur Verbesserung der thermischen Verhältnisse in den Räumen der oberen Geschosse zu verdeutlichen, wird nachfolgend eine ausgewählte Messreihe detaillierter vorgestellt. Diese wurde in einem Schlafzimmer im 5. Obergeschoss des Beispielobjektes erfasst, welches durch nach Süden und Westen ausgerichtete Außenwände begrenzt wird. Das zweiflügelige Fenster mit einer Fensterfläche von 3,15 m<sup>2</sup> ist nach Westen orientiert.



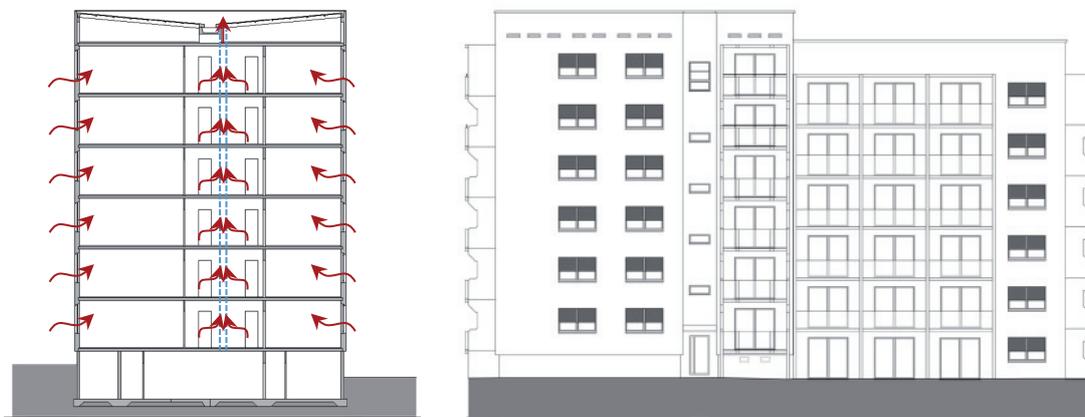
**Abbildung 5** Messergebnisse der Innenraumtemperatur in einem Schlafzimmer im 5. Obergeschoss während des Sommer 2018

Das in Abbildung 5 dargestellte Rasterdiagramm gibt den zeitlichen Verlauf der Messreihe für jeden erfassten Tag wieder. Es zeigt deutlich, dass das tägliche Maximum der Innenraumtemperatur nach 18.00 Uhr erreicht wurde, da bei westlichen Fassaden die Sonneneinstrahlung erst im Laufe des Nachmittags direkt auf die Fensterflächen auftrifft und dadurch zu diesem Zeitpunkt der Wärmeeintrag besonders groß ist. Das Maximum der Innenraumtemperatur wird am 31. Juli 2018 mit über 33 °C erreicht, über das Jahr hinweg wird eine Anzahl von Übertemperaturgradstunden von 2 132 Kh/a erreicht. Der normative Grenzwert ist damit deutlich überschritten und somit der Nachweis des sommerlichen Wärmeschutzes nicht eingehalten. Insgesamt übersteigt die Innenraumtemperatur in 37,5 %

des betrachteten Zeitraums die Bezugstemperatur. Darüber hinaus gibt es eine zusammenhängende Periode von 19,5 Tagen, innerhalb derer zu keinem Zeitpunkt die Innenraumtemperatur unter 27 °C sinkt. Dies verdeutlicht, dass die thermische Behaglichkeit in diesem Raum bei hohen Außentemperaturen stark eingeschränkt ist und Handlungsbedarf zur Reduzierung der thermischen Belastung in diesem Beispielobjekt besteht.

### 3.3 Objektkonkrete Anpassungsmaßnahmen zur Reduzierung der thermischen Belastung

Um die Wärmeeinträge in das Gebäude während Hitzeperioden zu mindern, ist der in der Sanierung ohnehin vorgesehene Fensteraustausch positiv zu bewerten. Durch die Reduzierung des Wärmedurchgangskoeffizienten sowie des Gesamtenergiedurchlassgrades der Verglasungen wird ein positiver Effekt auf das Innenraumklima unter sommerlichen Witterungsbedingungen erreicht. Zur weiteren Verbesserung werden außen liegende Verschattungseinrichtungen in Form von Rollläden als Aufsatzelemente an den Fensterflächen der südlichen, westlichen sowie östlichen Fassaden angeordnet (siehe Abbildung 6). Davon ausgenommen sind Fensterflächen, welche durch externe Bauteile, beispielsweise vorgestellte Balkonanlagen, verschattet werden. Durch die Wahl einer manuellen Steuerung der Verschattungseinrichtungen beeinflusst das Nutzerverhalten die Wirksamkeit der Anpassungsmaßnahme in hohem Maße. Die Investitionskosten sowie der Wartungsaufwand sind jedoch geringer als bei einer automatisierten Steuerung. Daraus ergeben sich Vorteile für die Lebensdauer der Maßnahme.



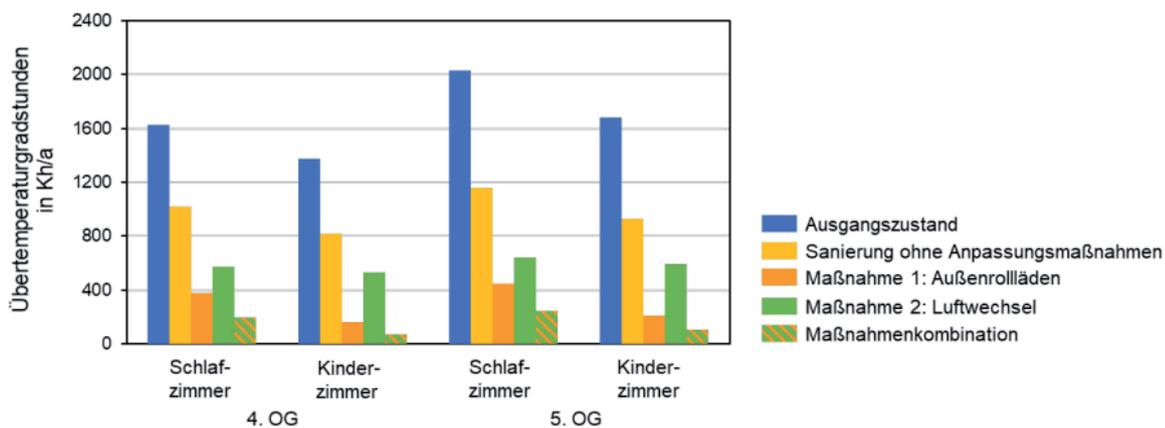
**Abbildung 6** Schematische Darstellung der Anpassungsmaßnahmen (links: zentrale Lüftungsanlage, rechts: außenliegende Verschattungseinrichtungen),  
Zeichnung: IGC Ingenieurgemeinschaft Cossebaude GmbH

Da das Beispielobjekt überwiegend über innen liegende Badezimmer verfügt, ist eine Abluftanlage zwingend notwendig, welche zur Sicherung der Lüftung zum Feuchteschutz nach DIN 1946-6 in jedem Badezimmer ein Abluftvolumen von 30 m<sup>3</sup>/h abführt. Der Anpassungsstrategie zur Optimierung des Luftwechsels folgend, wird dieses Abluftvolumen zur Unterstützung des nächtlichen Luftwechsels im Sommerhalbjahr verdoppelt. Um das Eindringen von wärmerer Außenluft über die notwendigen Außenluftdurchlässe in den Fenstern in das

Gebäudeinnere zu verhindern, wird diese Anpassungsmaßnahme nur aktiviert, wenn die Innenraumtemperatur mehr als 26 °C beträgt und gleichzeitig über der Außenlufttemperatur liegt. Diese Maßnahme ist besonders bei geringen Nachttemperaturen und unabhängig vom Nutzer wirksam. Ihre Wirksamkeit ist jedoch bei Hitzeperioden mit mehreren aufeinander folgenden tropischen Nächten (Minimaltemperatur > 20 °C) stark eingeschränkt.

### 3.4 Positive Wirkungen des vorgeschlagenen Anpassungskonzeptes

Um die Wirkung der zuvor beschriebenen Anpassungsmaßnahmen bewerten zu können, wurden diese jeweils einzeln sowie in Kombination in Gebäudemodellen umgesetzt und die Effekte auf das Innenraumklima mit Hilfe thermischer Gebäudesimulationen untersucht. Nachfolgend werden wie in Abschnitt 3.2 die Ergebnisse für das Schlafzimmer im 5. Obergeschoss beispielhaft ausgewertet. Abbildung 7 beinhaltet darüber hinaus die Ergebnisse für das angrenzenden Kinderzimmer sowie die identischen Räume im 4. Obergeschoss.



**Abbildung 7** Auswertung der Übertemperaturgradstunden für die ausgewählten Anpassungskonzepte für Wohnräume im 4. und 5. Obergeschoss

Die maximale operative Temperatur wird durch die Verwendung von Außenrollläden im Vergleich zum Ausgangszustand um 3 K und im Vergleich zur ursprünglich geplanten Sanierung (ohne gesonderte Anpassungsmaßnahmen) um 1,6 K auf 29,5 °C gesenkt. Durch die alleinige Erhöhung des Luftwechsels wird ein vergleichsweise geringerer Effekt erreicht und der Maximalwert der operativen Temperatur beträgt 30,4 °C. Für den Ausgangszustand ist der Grenzwert der Übertemperaturgradstunden mit 2 027 Kh/a um 69 % überschritten. Durch die Umsetzung der ursprünglich geplanten Sanierung wird erreicht, dass dieser knapp eingehalten wird (Ausnutzung: 97 %). Erst durch den Einsatz der zusätzlichen Maßnahmen werden die Übertemperaturgradstunden nochmals deutlich reduziert und die Belastung im Innenraum um maximal 80 % gesenkt. Lediglich 243 Kh/a werden bei der betrachteten Maßnahmenkombination erreicht. Diese Ergebnisse zeigen deutlich, dass die gewählten Maßnahmen eine erhebliche Reduktion der thermischen Belastung im Beispielobjekt bewirken und ein behagliches Innenraumklima für die weitere Nutzungsdauer des Beispielobjekts auch im Sommerhalbjahr ermöglichen.

## 4 Fazit

Sommerliche Hitzebelastungen in verdichteten Stadträumen stellen in Gegenwart und Zukunft eine relevante Einwirkung auf Wohngebäude und deren Bewohner dar. Um die Auswirkungen solcher Hitzebelastungen, in Form zu erwartender Innenraumtemperaturen, etagen- und raumgenau abschätzen und beurteilen zu können, ist die thermische Gebäudesimulation ein wirksames Instrument. Dabei sind fundierte Kenntnisse über die Struktur sowie das baukonstruktive Gefüge des Gebäudes wesentlich. Für die Entwicklung von objektkonkreten Anpassungskonzepten sollte die vier Anpassungsstrategien (1) „Minderung der Wärmeeinträge“, (2) „Optimierung der Wärmespeicherfähigkeit“, (3) „Optimierung des Luftwechsels“ und (4) „Kühlung“ möglichst wirksam miteinander kombiniert werden. Die belastungsmindernde Wirkung der ausgewählten baukonstruktiven und haustechnischen Anpassungsmaßnahmen kann durch entsprechende Umsetzung in thermischen Gebäudesimulationen realitätsnah abgeschätzt werden. Ein wichtiges Ziel ist es dabei, den Bewohnern zukünftig ein behagliches Innenraumklima während des Sommers zur Verfügung zu stellen.

Die dargestellten Ergebnisse sind im Rahmen des Forschungsprojekts „HeatResilientCity – Hitzeresiliente Stadt- und Quartiersentwicklung in Großstädten“ (FKZ 01LR1724E), welches vom Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) gefördert wird, entstanden. Die Autorin dankt Professor Naumann (Fakultät Bauingenieurwesen, Lehrgebiet Baukonstruktion) sowie Professor Bolsius (Fakultät Maschinenbau, Lehrgebiet Bauphysik/ Bauklimatik und Raumluftechnik) für die fachliche Unterstützung und Betreuung.

## 5 Literaturverzeichnis

- [1] C. B. Field, V. Barros, T. F. Stocker, D. Qin, K. J. Mach, K. L. Ebi, M. D. Mastrandrea, D. J. Dokken, G.-K. Plattner, S. K. Allen, M. Tignor und P. M. Midgley, *Managing the Risks of Extreme Events and Disasters to Advance Climate Change Adaptation. Special Report of Working Groups I and II of the Intergovernmental Panel on Climate Change*, Cambridge (UK), New York (USA): Cambridge University Press, 2012.
- [2] F. Imbery, K. Freidrich, C. Koppe, W. Janssen, U. Pfeifroth, J. Daßler und P. Bissolli, *2018 wärmster Sommer im Norden und Osten Deutschlands*, Offenbach: Deutscher Wetterdienst, 2018.
- [3] Bundesregierung, *„Fortschrittsbericht zur Deutschen Anpassungsstrategie an den Klimawandel,“* Berlin, 2015.
- [4] J. Nikolowski, V. Goldberg, J. Zimm und T. Naumann, „Analysing the vulnerability of buildings to climate change: Summer heat and flooding“, *Meteorologische Zeitschrift*, Vol. 22 (2), pp. 145-153, 2013.
- [5] J. Nikolowski, J. Hennersdorf und F. May, „Gebäudetypen der Modellregion Dresden,“ in *Gebäude unter den Einwirkungen des Klimawandels*, Berlin, RHOMBUS-Verlag, 2012, pp. 68-122.
- [6] Bundesministerium für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, *Leitfaden für die Instandsetzung und Modernisierung von Wohngebäuden in Plattenbauweise. Wohnungsbauserie 70 - WBS 70 6,3 t*, Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag, 1997.

# Die „Hochschulweite Interdisziplinäre Projektwoche (HIP)“ an der TH Köln – andere Welten kennenlernen!

**Bernd Heinen, Isabelle Vogt <sup>1</sup>**

Technische Hochschule Köln

## **Zusammenfassung**

Bei der Hochschulweiten Interdisziplinären Projektwoche (HIP) ist in jedem Semester nahezu das gesamte Fächerspektrum der TH Köln vertreten: 11 Fakultäten, über 700 Studierende in mehr als 45 Projektteams sowie über 70 Gutachter\*innen und Tutor\*innen aus allen Disziplinen. Worum geht es dabei und was wird genau gemacht?

In interdisziplinärer Zusammenarbeit gestalten alle Akteur\*innen aus Ingenieurwissenschaften, Naturwissenschaften sowie Geistes- und Sozialwissenschaften eine gemeinsame Projektwoche, wie es sie an der TH Köln in dieser Form kein zweites Mal gibt. Ziel der Projektwoche ist es, die Bedeutung und Funktion interdisziplinärer Arbeitsprozesse in den Vordergrund zu rücken und ein Bewusstsein dafür zu entwickeln.

Die Studierenden agieren in heterogenen Teams, treffen gemeinsame Entscheidungen und entwickeln ein Verständnis für die Methoden und Denkweisen anderer Disziplinen. Sie sollen lernen, über die eigenen Fachgrenzen hinaus zielgerichtet zu kommunizieren und zu arbeiten. Mithilfe der unterschiedlichen Fachsprachen, Denkweisen und Methoden aller Disziplinen werden gemeinsame Projektideen entwickelt und Ergebnisse erzielt, die Studierende, Tutor\*innen und Lehrende sowie die Projektkoordinator\*innen gleichermaßen als gewinnbringende Vorteile dieser projektbasierten Lehr- und Lernform wahrnehmen.

## **1 Anfänge und Zielsetzungen**

### **1.1 Entstehung**

Im Mai 2014 fiel der Startschuss für das heute als „Hochschulweite Interdisziplinäre Projektwoche (HIP)“ bekannte fakultätsübergreifende Projektformat an der TH Köln, damals noch unter der Bezeichnung „Interdisziplinäre Projektwoche – Großprojekt (IPWG)“ und im Rahmen des gemeinsamen Programms des Bundes und der Länder für bessere Studienbedingungen und mehr Qualität in der Lehre bis 2016 im Projekt „Profil<sup>2</sup>“ gefördert. Bei der ersten Durchführung arbeiteten über 200 Studierende der Fakultät für Kulturwissenschaften, der Fakultät für Architektur, der Fakultät für Bauingenieurwesen und Umwelttechnik sowie der

---

<sup>1</sup> Isabelle Vogt ist gemeinsam mit Prof. Karl Heinz Schäfer Gründungsmitglied der HIP aus der Fakultät für Bauingenieurwesen und Umwelttechnik. Zum Sommersemester 2017 hat Bernd Heinen die Aufgabe des fakultätsinternen Projektkoordinators übernommen.

Fakultät für Anlagen, Energie- und Maschinensysteme zum Thema „Stadtteilentwicklung Deutz – Soziale Innovation“ zusammen.

Seitdem ist die Anzahl der beteiligten Fakultäten kontinuierlich gewachsen, sodass zum jetzigen Zeitpunkt nahezu alle Fakultäten an der HIP mitwirken. Die Terminierung wird vom Präsidium hochschulweit vorgegeben. Dadurch findet die Projektwoche sowohl in der Mitte des Sommer- als auch des Wintersemesters statt.

## 1.2 Motive und Ziele

„Interdisziplinäre Zusammenarbeit“ ist für Unternehmen längst kein Fremdwort mehr, denn neuartige Ideen lassen sich häufig nicht mehr nur aus einer Disziplin heraus entwickeln. Deshalb bereitet die TH Köln ihre Studierenden unter anderem innerhalb der HIP auf genau diese Anforderungen vor.

Die Arbeit in interdisziplinär zusammengesetzten Teams ist heute die bedingungslose Voraussetzung dafür, komplexe, zukunftsweisende und gesellschaftsrelevante Ideen entwickeln und wettbewerbsfähig machen zu können. Davon ausgehend wurde das Format der Hochschulweiten Interdisziplinären Projektwoche eingeführt, um zukünftige Arbeitsweisen für Studierende erlebbar zu machen.

Methoden, Perspektiven, noch nie Gehörtes – die Studierenden lernen, in fakultätsübergreifenden Gruppen zu agieren, ein Verständnis für Methoden sowie Denkweisen anderer Disziplinen zu entwickeln und sie mit den eigenen Fähigkeiten sowie Handlungsweisen zielgerichtet in Beziehung zu setzen.

## 1.3 Definition von interdisziplinärer Zusammenarbeit

Interdisziplinarität wird in den „Strategischen Leitlinien zu Lehre und Studium der TH Köln“ [1] als wesentliches Kriterium für die Profile der Studiengänge der Hochschule beschrieben.

Im Verständnis der HIP benötigt interdisziplinäre Zusammenarbeit:

- mindestens zwei unterschiedliche Disziplinen,
- ein disziplinäres Verständnis,
- einen gemeinsamen Untersuchungsgegenstand,
- Aushandlungsprozesse („common ground“) und
- kooperatives Handeln.

Dafür werden die Studierenden in Projektgruppen eingeteilt, in denen mindestens zwei Teildisziplinen (Studiengänge) aus mindestens zwei Disziplinen (Ingenieurwissenschaften, Naturwissenschaften, Geistes- und Sozialwissenschaften) vertreten sind. So wird eine maximale Mischung der beteiligten Teildisziplinen pro Projektgruppe erreicht. Durch das Aufeinandertreffen unterschiedlicher Denk- und Handlungsweisen lernen die Studierenden nicht nur ihnen fremde Disziplinen kennen, sondern entwickeln vor allem auch ein tiefergehendes

Verständnis für die eigene Fachkultur – für ihre Inhalte und Methoden, ihre Werte und Haltungen, ihre Sprache und Traditionen.

## **2 Praktische Umsetzung im Semester**

### **2.1 Organisation und Koordination**

Bei der HIP arbeiten unterschiedliche Akteur\*innen zusammen. Studentische Teams mit einer Gruppengröße von 12 bis 15 Personen entwickeln Ideen und werden dabei von Tutor\*innen im Hinblick auf tägliche Reflexion und gruppendynamische Prozesse begleitet. Lehrende und wissenschaftliche Mitarbeiter\*innen stehen mit ihrer Expertise als Gutachter\*innen innerhalb der Woche zur Verfügung und übernehmen die fachliche Beratung. Die Gutachter\*innen bilden interdisziplinäre Zweierteams.

Grundsätzlich wird die HIP durch ein Team aus Koordinator\*innen aller beteiligten Fakultäten organisiert und vorbereitet. Bei kontinuierlich stattfindenden und über das gesamte Jahr verteilten Koordinationstreffen werden die Zuständigkeiten geklärt und Aufgaben wie Schulung der Tutor\*innen, Einteilung der Projektgruppen oder Moderation der Auftaktveranstaltung verteilt.

### **2.2 Thema und Aufgabenstellung**

Das Thema der Projektwoche hatte in den Anfangsjahren einen unmittelbaren Bezug zur Region und den Kernwerten der TH Köln. Seit 2016 greift die HIP jeweils das Thema des laufenden Wissenschaftsjahres auf. Ob „Meere und Ozeane“, „Arbeitswelten der Zukunft“ oder „Künstliche Intelligenz“: alle Themen sensibilisieren für gesellschaftlich relevante Herausforderungen, die nur disziplinenübergreifend lösbar sind, und bieten Anknüpfungspunkte für alle beteiligten Fachbereiche.

Die konkrete Aufgabe ist absichtlich sehr offen formuliert und nur grob umschrieben: die Studierenden entwickeln in ihrer fakultätsübergreifenden Projektgruppe eine interdisziplinäre Projektidee zum Thema des aktuellen Wissenschaftsjahres, die sie zum Abschluss einem zugeteilten Gutachter\*innenteam und zwei bis drei anderen Studierendengruppen im Plenum vorstellen. Dabei soll in der Projektidee das methodische und inhaltliche Know-how der unterschiedlichen Fachdisziplinen zusammenfließen, indem die Studierenden sich die Perspektiven und Anforderungen der in ihrer Projektgruppe vertretenen Disziplinen bewusst machen und sie aktiv in den gemeinsamen Arbeitsprozess einbringen.

Über die gesamte Woche hinweg sollen die Studierenden ihren Gruppenarbeits- und Lernprozess beobachten, reflektieren und dokumentieren. Darüber hinaus findet nach der Abschlusspräsentation ein gemeinsames Reflexionsgespräch mit dem Gutachter\*innenteam sowie ihrer Tutorin bzw. ihrem Tutor statt.

## 2.3 Wochenablauf und Rahmenbedingungen

Die Hochschulweite Interdisziplinäre Projektwoche hat einen vorgegebenen und strukturierten Wochenplan, der vorab an alle teilnehmenden Studierenden per E-Mail verschickt wird.

<h3>Hochschulweite Interdisziplinäre Projektwoche</h3> <p>Wochenplan Studierende</p>				
<p><b>Montag</b> 13.05.2019</p> <p>10:00 <b>Einführung</b> Aula, Südstadt</p> <p>12:00 <b>Start der Projektarbeit</b> Projektarbeitsraum, verschiedene TH-Standorte</p> <p>nach Absprache <b>Reflexion mit Tutor*in</b></p>	<p><b>Dienstag</b> 14.05.2019</p> <p>10:00 – 12:00 <b>Gruppenchat ILIAS</b></p> <p>ganzer Tag <b>Projektarbeit</b></p> <p>nach Absprache <b>Reflexion mit Tutor*in</b></p>	<p><b>Mittwoch</b> 15.05.2019</p> <p>ab 10:00 <b>Zwischenbericht</b> mehrere Standorte</p> <p>anschließend <b>Projektarbeit</b></p> <p>nach Absprache <b>Reflexion mit Tutor*in</b></p>	<p><b>Donnerstag</b> 16.05.2019</p> <p>ganzer Tag <b>Projektarbeit</b></p> <p>nach Absprache <b>Reflexion mit Tutor*in</b></p> <p>15:00 <b>Abgabe Einzelreflexion</b></p>	<p><b>Freitag</b> 17.05.2019</p> <p>10:00 – 15:00 <b>Präsentation + Reflexionsgespräche mit Gutachter*innen</b> mehrere Standorte</p> <p>16:00 <b>Abgabe Präsentation</b></p>

**Technology  
Arts Sciences  
TH Köln**

**Abbildung 1** Vorgegebener Wochenplan für Studierende im Sommersemester 2019

Zur Einführungsveranstaltung am Montagmorgen kommen alle Studierenden und Mitwirkenden zusammen. Dort wird der Ablauf der Woche vorgestellt und das Thema sowie die Aufgabenstellung werden erläutert. Neben der Gruppeneinteilung werden auch die Arbeitsräume sowie Einzelheiten zur Prüfungsleistung und Abschlussveranstaltung bekannt gegeben. Im Anschluss daran beginnt die freie Gruppenarbeit der Studierenden, für die ihnen ein eigener Arbeitsraum zur Verfügung gestellt wird, in dem die Tutor\*innen ihre jeweilige Gruppe bereits erwarten. Nach dem Einstieg in das Projekt findet zum Abschluss des Tages ein erstes Reflexionsgespräch statt.

Am Dienstagvormittag wird ein Gruppenchat auf der digitalen Lernplattform ILIAS angeboten, den die Projektgruppen freiwillig in Anspruch nehmen können, um ausschließlich organisatorische Fragen rund um den Projektauftrag oder die Projektabgabe zu klären.

Mittwochs findet ein Zwischenbericht statt, bei dem die Studierenden den aktuellen Stand ihrer Projektarbeit vor denjenigen Gutachter\*innenteams vorstellen bzw. erläutern, die sie

auch am Freitag prüfen. Die Studierenden erhalten Anregungen und ein Feedback zu ihrer Projektidee.

Am Donnerstagnachmittag erhalten die Gutachter\*innenteams von jedem Gruppenmitglied eine schriftliche Einzelreflexion, in der die Studierenden ihre persönliche Wahrnehmung der interdisziplinären Zusammenarbeit in der Projektwoche formulieren und ihre eigene Rolle in der Projektgruppe reflektieren. Die Einzelreflexionen dienen den Gutachter\*innen und Tutor\*innen dazu, sich auf das abschließende Reflexionsgespräch am Freitag vorzubereiten.

Beim Projektabschluss am Freitag stellen drei bis vier Gruppen ihre Ergebnisse untereinander sowie vor den Gutachter\*innenteams vor und reflektieren die Gruppenarbeit im Anschluss jeweils einzeln mit den Gutachter\*innen.

Jede studentische Projektgruppe wird während der gesamten Woche von einer Tutorin bzw. einem Tutor betreut, die bzw. der

- den gruppendynamischen Prozess und den Projektfortschritt beobachtet,
- durch eine fragende Haltung zur kritischen Auseinandersetzung anregt und
- bei Bedarf proaktiv arbeitsmethodische Unterstützungsangebote unterbreitet.

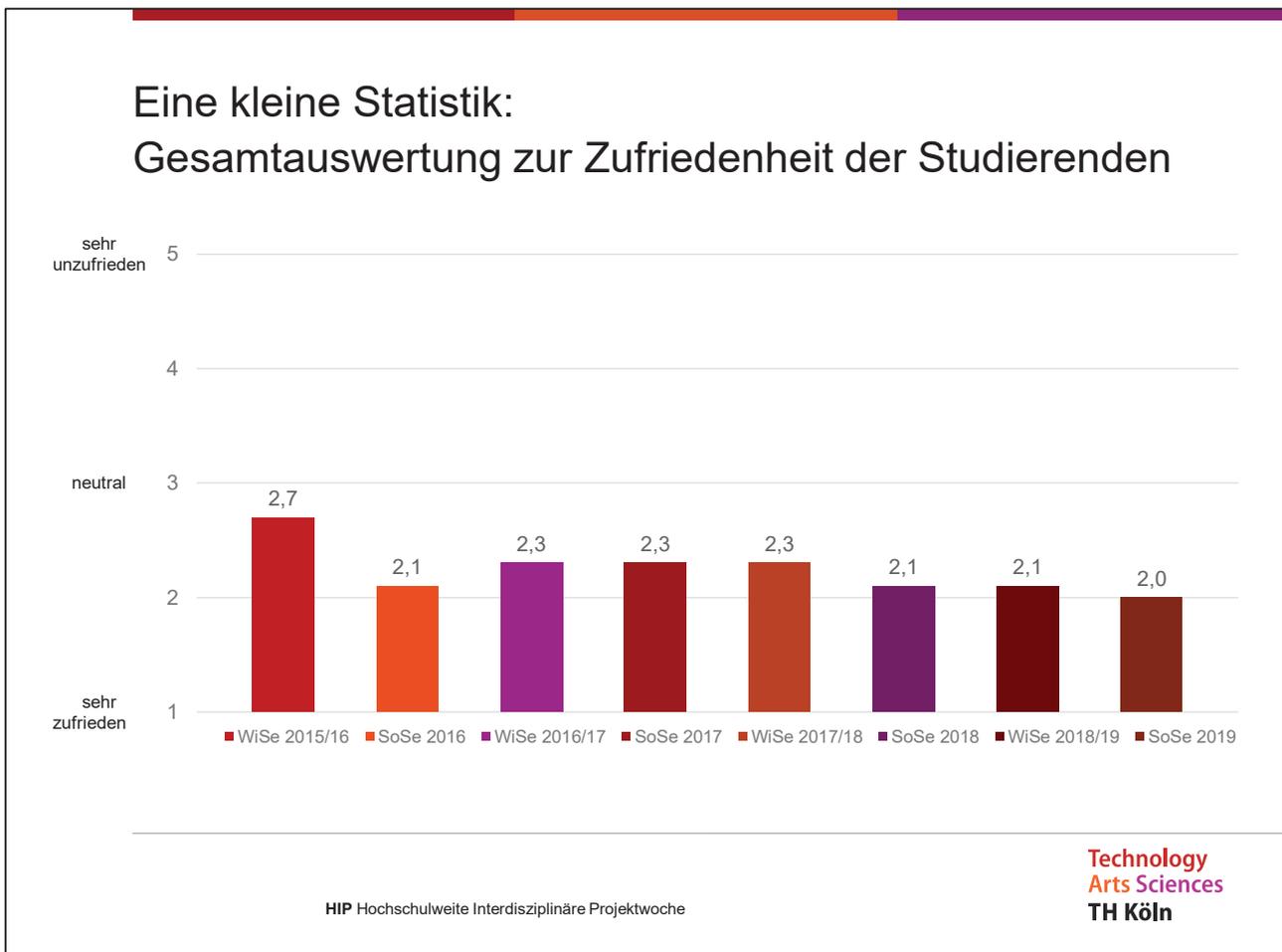
Zudem gestalten die Tutor\*innen die Gruppeneinstiegsphase mit dem Fokus auf der interdisziplinären Zusammenarbeit, leiten die täglichen Reflexionsgespräche an, geben Feedback an die Projektgruppe zurück und vermitteln bei Gruppenkonflikten. Als Voraussetzung absolvieren die Tutor\*innen ein zweitägiges Qualifizierungstraining, das speziell für die HIP-Tutor\*innen entwickelt wurde und genau auf die Bedürfnisse und Aufgaben der Woche abgestimmt ist.

Die Gutachter\*innen dagegen übernehmen die fachliche Beratung der Studierenden und die Prüfung mit Beurteilung der Reflexion des interdisziplinären Arbeitsprozesses sowie der konkreten Projektidee. Als Gutachter\*innen können alle Professor\*innen, Dozent\*innen sowie wissenschaftlichen Mitarbeiter\*innen teilnehmen, die mindestens ein Bachelorstudium abgeschlossen haben und bereit sind, die HIP mit einem zu erwartenden Arbeits- und Zeitumfang von durchschnittlich 14 Zeitstunden zu unterstützen. Zu Beginn der Projektwoche werden alle Gutachter\*innen im Rahmen eines Briefings am Montagnachmittag zielgerichtet auf ihre Aufgaben und Tätigkeiten vorbereitet.

Durch die Mitarbeit an der HIP erhalten die Gutachter\*innen spannende Einblicke in Projektideen von Studierenden und gewinnen neue Erkenntnisse über ihre eigenen Studierenden. Auch die Gutachter\*innen haben in der Woche die Möglichkeit, über den eigenen Tellerrand hinauszublicken und bekommen so wertvolle Impulse für die eigene Lehre. Sie lernen Kolleg\*innen anderer Disziplinen kennen und können dadurch neue Kooperationen anstoßen. Besonders tragfähige Ideen können von den Professor\*innen aufgegriffen und gemeinsam mit den Studierenden in Lehre oder Forschung weiterentwickelt werden.

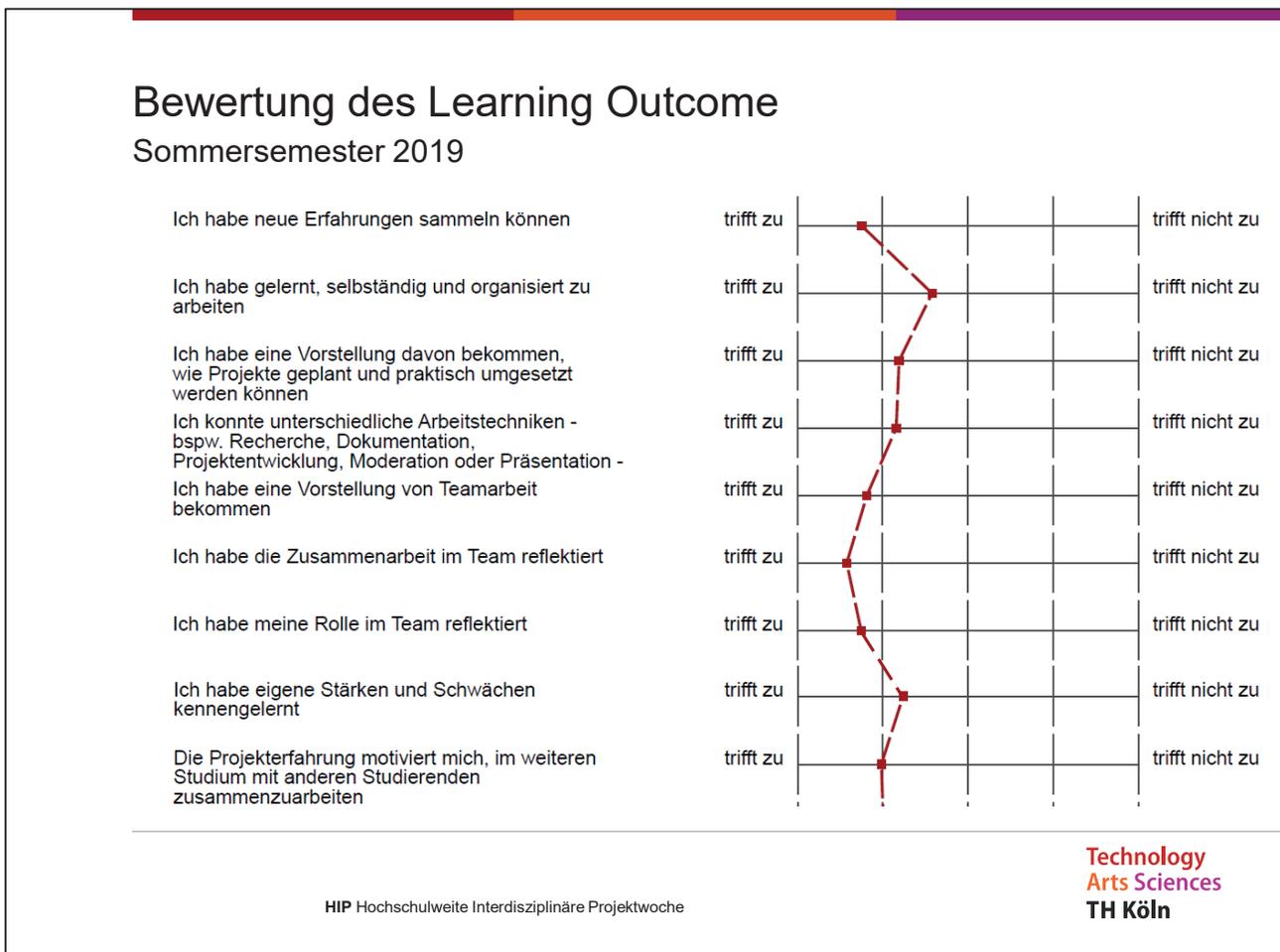
## 2.4 Evaluation

Ob Thema, Prüfungsleistungen oder Studierendenbegleitung – alle Elemente werden kontinuierlich evaluiert und bei Bedarf entsprechend angepasst. Die Evaluation erfolgt in der Abschlussveranstaltung am Freitag über standardisierte Fragebögen zur Lehrveranstaltungsbeurteilung. Der Erfolg der kontinuierlichen Weiterentwicklung und Verbesserung der Projektwoche spiegelt sich in der wachsenden Zufriedenheit und durchgehend positiven Bewertung seit dem Start der HIP im Jahr 2014 wider.



**Abbildung 2** Gesamtauswertung zur Zufriedenheit der Studierenden ab WS 2015/16

Beim Blick auf die Bewertung des Learning Outcome durch die Studierenden zeigt sich, dass sie die Motive und Ziele der HIP tatsächlich erreichen, weil sie nicht nur neue Erfahrungen sammeln, sondern vor allem auch die Zusammenarbeit sowie ihre Rolle in der Projektgruppe reflektieren.



**Abbildung 3** Bewertung des Learning Outcome zur HIP im Sommersemester 2019

## 3 Mehrwert für die Fakultät

### 3.1 Curriculare Einbindung

Die HIP ist curricular im 4. Semester des Bachelorstudiengangs Bauingenieurwesen verankert. Die Studierenden erhalten bei erfolgreicher Teilnahme 1,5 ECTS-Punkte, die sie für den Gesamtabschluss benötigen. Somit ist diese Projektwoche für alle Studierenden verpflichtender Teil ihres Studiums. Für dual Studierende finden jeweils im Sommersemester die Abschlussprüfungen der überbetrieblichen Ausbildung statt, sodass sie im Wintersemester die Möglichkeit haben, die Projektwoche nachzuholen.

Sem	Modul													Σ ECTS		
	1		2		3		4		5		6		7			
Grundstudium (Vollzeit-Studium)	1	B001n	INF 1	B002n	BKL 1	B004n	MEC 1	B006n	PHY	B008n	BSL 1	B011n	MAT 1	B991n	PW1	30
		Bauinformatik I		Baukonstruktionslehre I		Baumechanik I		Bauphysik		Baustofflehre I		Mathematik I		Projektwoche fakultätsintern		
		4	4	4	5	4	5	4	4,5	4	5	4	5	1 Wo.	1,5	
	2	B010n	GSV	B003n	BKL 2	B005n	MEC 2	B014n	VMK	B009n	BSL 2	B012n	MAT 2			30
		Grundlagen Verkehrswesen		Baukonstruktionslehre II		Baumechanik II		Vermessungskunde		Baustofflehre II		Mathematik II				
		4	5	4	5	4	5	4	5	4	5	4	5			
	3	B013n	PLP		B101n	BBT	B301n	BST 1	B303n	TWL	B501n	GWW				30
		Planerisches Projekt		Grundlagen Baubetrieb		Baustatik I		Tragwerkslehre		Grundlagen Wasserwirtschaft						
		2	10		4	5	4	5	4	5	4	5				
	4	B015n	EAB	B401n	VWB	B007n	BRW	B302n	MB 1	B201n	GEO 1	B502n	HYD 1	B992n	PW4 1	30
		EDV-Anwendungen		Verkehrswegebau		Baurecht und Bauwirtschaft		Massivbau I		Geotechnik I		Hydraulik I		Projektwoche fakultätsextern		
		4	4,5	4	4	4	5	4	5	4	5	4	5	1 Wo.	1,5	
Σ ECTS Grundstudium													120			

Abbildung 4 Studienverlaufsplan des Grundstudiums im Bachelorstudiengang Bauingenieurwesen mit Verortung der HIP im 4. Semester

### 3.2 Nutzen für die Berufspraxis der Studierenden

Interdisziplinäre Teams haben eine größere Chance, neuartige und kreative Ideen zu entwickeln und Projekte erfolgreich umzusetzen. Warum ist das so?

Jedes Teammitglied bringt aus seiner Disziplin heraus eigene Stärken mit. Durch das Zusammenbringen der unterschiedlichen Stärken und Vorgehensweisen kann ein Team produktiv agieren und das Beste aus sich herausholen. Das hört sich simpel an, ist es aber nicht unbedingt: es gilt, aufgeschlossen zu sein gegenüber anderen Sicht- und Arbeitsweisen und die Bereitschaft zu haben, andere Disziplinen ernst zu nehmen.

Da die interdisziplinäre Zusammenarbeit zunehmend an Bedeutung gewinnt, haben die Studierenden bereits im Studium die Chance, eine Woche lang mit einem interdisziplinär zusammengesetzten Team eine gemeinsame Projektidee zu entwickeln, die nicht nur Aspekte des Bauingenieurwesens enthält.

Dabei steht besonders im Vordergrund, dass die Studierenden

- die Möglichkeit haben, andere Disziplinen kennenzulernen und Vorurteile abzubauen,
- einen Einblick in die interdisziplinäre Team- und Projektarbeit erhalten,
- ihr Fachwissen für alle gewinnbringend einsetzen können,
- ihre Stärken und Schwächen besser einzuschätzen lernen und
- lernen, Arbeitsprozesse zu reflektieren.

Während der Wissensbedarf in einer zunehmend komplexer werdenden Arbeitswelt stetig wächst, nimmt die Halbwertszeit des Wissens tendenziell ab. Besonders mit Blick auf die vor dem Hintergrund der Digitalisierung zunehmend an Bedeutung gewinnenden Themen wie der Nutzung von Building Information Modeling (BIM) oder geographischen Informationssystemen (GIS) sowie einer immer stärker in den Fokus rückenden nachhaltigen Umwelt- und Ressourcenplanung ist es wichtig, dass die Studierenden lernen, ihr Fachwissen disziplinenübergreifend einzubringen. In allen diesen Bereichen geht es um die anforderungsgerechte Bearbeitung von Querschnittsthemen, die nur bei einer interdisziplinären Betrachtungs- und Arbeitsweise zu einem ganzheitlichen Ziel und anhaltenden Erfolg führen.

## **4 Zusammenfassung und Ausblick**

Bei der Hochschulweiten Interdisziplinären Projektwoche (HIP) arbeiten viele Akteur\*innen aus unterschiedlichen Disziplinen zusammen, um Bedeutung und Funktion interdisziplinärer Arbeitsprozesse in den Vordergrund zu rücken und ein Bewusstsein dafür zu entwickeln. Die Studierenden arbeiten eine Woche lang an einer globalen Aufgabenstellung, die über die multiperspektivische Auseinandersetzung mit einer interdisziplinären Projektidee gelöst werden soll. Durch die täglichen Reflexionsgespräche entwickeln die Studierenden ein Bewusstsein sowohl für ihre eigene Disziplin als auch für die Relevanz der anderen Disziplinen. Dadurch ist seit dem Startschuss im Sommersemester 2014 bis heute ein Projektformat entstanden, das nicht nur allen Studierenden ermöglicht, andere Welten kennenzulernen, sondern vor allem ein Erfolgsmodell dafür ist, dass die Fokussierung von interdisziplinärer Zusammenarbeit bereits im Studium beginnen und gelingen kann.

Im Hinblick auf die Weiterentwicklung der HIP arbeitet das Koordinationsteam gerade an einem ersten Konzept, um auf Basis der gesammelten Erfahrungen ein hochschulweites interdisziplinäres Studienprojekt mit 5 ECTS-Punkten und der Laufzeit eines gesamten Semesters aufzubauen. Dabei sollen sich die Studierenden über eine entsprechende Kontaktbörse disziplinen- und campusübergreifend zusammenfinden, ein vorgegebenes globales Thema erhalten und ein gesamtes Semester lang interdisziplinär daran arbeiten.

## **5 Literaturverzeichnis**

- [1] Technische Hochschule Köln, „Lehr- und Lernkultur der TH Köln - Strategische Leitlinien zu Lehre und Studium,“ Köln, 2018.

# Forschungsprojekt „Duale Radlösung“

## Wahlfreie Führung als Mittel der Radverkehrsförderung

Lola Freyer

Frankfurt University of Applied Sciences

### Zusammenfassung

Duale Radverkehrslösungen, oder auch wahlfreie Führung bedeutet, dass dem Radfahrenden zwei Radinfrastrukturen angeboten werden: z.B. ein Schutzstreifen und das freien Fahren auf dem Gehweg. Je nach persönlichem Empfinden können beide Möglichkeiten genutzt werden. Duale Lösungen entstehen meist, wenn im Bestand neu geplant wird und dem Radverkehr mehr Fläche eingeräumt werden soll.

Untersuchungen der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) zeigen, dass bei Aufhebung der Benutzungspflicht von bestehenden Radwegen 5-10 % der Radfahrenden auf die Fahrbahn wechseln. Eine Untersuchung der Unfallforschung der Versicherer (UdV) bestätigt diese Werte. Aufgrund des subjektiven Sicherheitsempfindens von Radfahrenden, ergeben sich unterschiedliche Präferenzen für die zwei Wahlmöglichkeiten.

Am Beispiel der Stadt Frankfurt am Main wurden vorhandene und geplante duale Lösungen der Radverkehrsinfrastruktur untersucht. Schwerpunkte der Untersuchung waren dabei Akzeptanz, Sicherheit und Nutzung der unterschiedlichen Radverkehrsinfrastruktur. Es wurden dabei unterschiedliche Varianten der dualen Führung betrachtet und miteinander verglichen.

Leitfadengestützte Experteninterviews mit Vertretern des Radfahrbüros der Stadt Frankfurt und des ADFC-Frankfurt lieferten Hintergrundinformationen zur Umsetzung und Erfahrungen mit dualen Radverkehrsführungen. In Bezug auf die Nutzung wurden außerdem Zusammenhänge mit der Wahl der Radverkehrsanlage und dem Alter, Geschlecht und der Fahrradart untersucht. Dies erfolgte mittels Verkehrszählungen und Beobachtungen.

Insgesamt wurden 40.804 Radfahrende gezählt. Von diesen fuhren 39 % auf der Fahrbahn und 61 % auf der gehwehnahen Radinfrastruktur bzw. dem Gehweg. Es wurden etwas mehr männliche Radfahrende gezählt. Von allen gezählten Radfahrenden fuhren 20 % mit Helm. Zur weiteren Auswertung wurden die untersuchten Standorte in Kategorien je nach Infrastruktur unterteilt und einzeln ausgewertet. Bei dualen Lösungen fuhren die meisten Radfahrende auf der Fahrbahn bei der Kombination Schutzstreifen und Gehweg/ Radfahrer frei. Bei nicht benutzungspflichtigen Radwegen ohne Begleitmaßnahme fuhren etwa 14 % der Radfahrenden auf der Fahrbahn. Andere Untersuchungen zeigten hier Anteile bis zu 10 %. Im Allgemeinen fahren Kinder und Senioren lieber auf der gehwegnahen Infrastruktur, wobei junge Erwachsene und Personen mittleren Alters eher die Fahrbahnlösung präferieren.

# 1 Einführung

## 1.1 Einführung

Aufgrund aktueller Themen wie Klimawandel, Dieselfahrverboten, Verkehrswende und Unfällen von Radfahrenden werden der Radverkehr und die verschiedenen Führungsformen derzeit stark diskutiert. Infolgedessen versuchen Kommunen durch Radverkehrskonzepte diesen zu fördern und mit den Herausforderungen der Zunahme an Pedelecs und Lastenrädern umzugehen.

Bisher wurde in vielen Städten in Deutschland der Radverkehr auf gehwegnahen Radwegen und getrennt von der Fahrbahn geführt [1]. Allerdings ist die Qualität vieler dieser Radwege mittlerweile nicht mehr ausreichend. Mit den Novellen der Straßenverkehrsordnung seit dem Jahre 1997 und der damit einhergehenden Aufhebung der allgemeinen Benutzungspflicht von Radwegen, wurde eine wichtige Grundlage für die Förderung des Radverkehrs gelegt. Um dem Radverkehr mehr Raum zu geben, werden mancherorts Markierungen auf der Fahrbahn aufgetragen; entweder in Form sogenannter Schutzstreifen oder als Fahrrad-Piktogramme. Auf diese Weise wird die Möglichkeit der Fahrbahnnutzung durch den Radverkehr verdeutlicht.

Allgemeine Untersuchungen zur Aufhebung der Benutzungspflicht von Radwegen wurden von der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) und der Unfallforschung der Versicherer (UdV) durchgeführt. Dabei stellte die BASt fest, dass „auf den Straßen mit nicht benutzungspflichtigen Radwegen [...] der Anteil der Fahrbahnnutzer etwa 4 % [beträgt]. Insgesamt nutzen damit sehr wenige Radfahrer die Wahlmöglichkeit, die sie bei aufgehobener Benutzungspflicht zwischen Radweg und Fahrbahn haben“ [2]. Eine Untersuchung der Aufhebung der Benutzungspflicht der UdV zählte 18,9 % der Radfahrenden auf der Fahrbahn neben nicht benutzungspflichtigen Radwegen. Bei Aufhebung der Benutzungspflicht ohne Begleitmaßnahme lag dieser Wert bei 12 %. [3]. Auf Grundlage dieser Untersuchungen wurden im Projekt „Duale Radlösung“ unterschiedliche Varianten der dualen Führung betrachtet.

Im Projekt flossen in die Untersuchung, neben der Infrastruktur, auch der Nutzertyp und die Fahrradart ein. Je nach Nutzertyp lassen sich unterschiedliche Nutzungsarten vermuten. Auf Grundlage dieser unterschiedlichen Nutzungsansprüche werden duale Führungsformen eingeführt, Radfahrende können sich dort entsprechend ihrer Bedürfnisse entscheiden, welche der zwei Radverkehrsanlagen sie nutzen. In Frankfurt am Main sind diese Führungsformen beispielsweise an der Friedberger Landstraße, der Rothschildallee oder der Bockenheimer Landstraße zu finden.

## 1.2 Ziel des Projekts

Ziel des Forschungsprojekts „Duale Radlösung“ war es, duale Lösungen in der Stadt zu erfassen und eingehend zu untersuchen. Ein Schwerpunkt der Erhebung sollte dabei auf Akzeptanz, Sicherheit und Nutzung der dualen Radverkehrsinfrastruktur liegen. Mit Hilfe der

Erhebungen sollten Gemeinsamkeiten und Unterschiede zwischen den unterschiedlichen Arten von dualen Radverkehrsführungen herausgearbeitet werden.

Bei der Akzeptanz des dualen Radinfrastrukturangebots stellten sich Forschungsfragen: Wie werden die parallelen, infrastrukturellen Angebote angenommen? Gibt es Unterschiede unter den Nutzenden von Fahrbahn oder gehwegnaher Radinfrastruktur? Werden bestimmte Radinfrastrukturen besser angenommen als andere und sollte auf Basis dieser Erkenntnisse eine Anpassung der Regelwerke erfolgen?

Um diese Forschungsfragen zu beantworten, wurden Hypothesen aufgestellt, welche anschließend eingehend untersucht wurden. Mit Hilfe von Experteninterviews mit Vertretern aus Praxis und Forschung sollte zudem ermittelt werden, wie die aktuelle Einstellung der Wissenschaft und Planungspraxis in Hinblick auf die Sicherheit von dualen Lösungen ist. Anhand der gewonnenen Erkenntnisse sollen Empfehlungen für Kommunen und Richtlinien ausgesprochen werden.

## **2 Ausgangssituation**

### **2.1 Rechtliche Grundlage**

Laut der Straßenverkehrsordnung besteht nur eine Benutzungspflicht von Radwegen, wenn dies durch das Zeichen 237, 240 oder 241 angeordnet ist [4, S. §2 (4)]. Seit 1997 gibt es in Deutschland die Möglichkeit, Radfahrende über Pflicht- und Angebotsradwege zu führen. In Bereichen mit Pflichtradwegen ist das Fahren auf der Fahrbahn für Radfahrende verboten [4]. Durch das Entfernen der blauen Schilder wurden viele Pflichtradwege in sogenannte Angebotsradwege umgewandelt. Durch weitere Umbauten und Wegnahme der Benutzerpflicht, entstehen daher häufig duale Lösungen, bei denen Radfahrende die freie Wahl haben, wo sie fahren möchten (z.B. Abb.1). Die Anforderungen an Radverkehrsanlagen hat sich in den letzten zehn Jahren durch die Verdoppelung des Radverkehrsanteils z.B. in Frankfurt [5], der Zunahmen von Pedelecs/E-Bikes und Lastenräder im Stadtverkehr [6] verändert. Die neuen Fahrzeuge und auch die Vielzahl an Fahrradverleihsystemen führen dazu, dass eine breitere Gruppe der Bevölkerung das Fahrrad als Verkehrsmittel einsetzt und das Feld der Radfahrenden sehr viel heterogener geworden ist (z.B. [7]). Durch das Angebot von dualer Radinfrastruktur auf der Fahrbahn und im Gehwegbereich, kann den veränderten Anforderungen an Geschwindigkeit und Flächenbedarf der Radfahrenden Rechnung getragen werden.



**Abbildung 1** Duale Lösung an der Rotschildallee in Frankfurt (eigene Aufnahme vom 05.09.2018)

Für die Planung von Radverkehrsanlagen werden in Deutschland die technischen Regelwerke der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen angewendet. In den Richtlinien für die Anlage von Stadtstraßen (RASt) sowie die Empfehlungen für Radverkehrsanlagen (ERA) lassen sich viele Hinweise zum Einsatz von Radinfrastrukturen finden, duale Lösungen werden hier noch nicht eingehend behandelt. Die Regelwerke machen jedoch keinen Unterschied zwischen benutzungspflichtigen und nicht benutzungspflichtigen Radverkehrsanlagen [7]. In der ERA werden duale Lösungen beim Einsatz von Schutzstreifen empfohlen. Wird der Schutzstreifen als geeignete Führungsform bestimmt, sollten nach ERA immer Kombinationen mit einem nicht benutzungspflichtigen Radweg oder einem Gehweg/Radfahrer frei in Erwägung gezogen werden [7, S. 18–21].

## 2.2 Stand der Forschung

Das Thema duale Führungsformen wurde in dieser Art noch nicht ausreichend erforscht. In München und Köln gab es jeweils einen Pilotversuch mit dualer Führung über Schutzstreifen und Radwegen ohne Benutzungspflicht. Bei der Untersuchung in München konnten 20 % der Radfahrenden auf dem Schutzstreifen gezählt werden. „Erwartungsgemäß überwiegen dabei Erwachsene, etwas überdurchschnittlich sind Männer vertreten“ [8, S. 6]. In Köln konnten bei Zählungen 25 % auf dem Schutzstreifen gezählt werden. Bei einer zusätzlichen Befragung gaben die Personen an, dass der Schutzstreifen für schnelleres Vorankommen und weniger Konflikte Sorge. (Stadt Köln)

Weiterhin gab es von der BAST und den UdV Untersuchungen zur Aufhebung der Benutzungspflicht. Die Untersuchung der BAST zeigte, dass etwa 90 % der Radfahrenden, Straßen mit baulichen Radwegen, Radfahrstreifen und Schutzstreifen bevorzugen. Die vorhandenen Anlagen wird dabei unabhängig von der Radwegebenutzungspflicht genutzt. Auf etwa 4 %, sinkt der Anteil Fahrbahnutzer, an Stellen ohne Begleitmaßnahmen. [1]. Die UdV bestätigte diese Werte und stellte in der Untersuchung fest, dass eine Aufhebung der Radwegebenutzungspflicht ohne zusätzliche Maßnahmen keine großen Auswirkungen auf das Verhalten der Radfahrenden und das Unfallgeschehen hat. Radfahrende bevorzugen mit 93 % (auch ohne Benutzungspflicht) die Radwege [10].

### 3 Methodik

Das Projekt wurde auf Grundlage einiger zuvor aufgestellter Hypothesen bearbeitet. Diese Hypothesen wurden aus den Forschungsfragen und allgemeingültigen Aussagen definiert. Aus den Forschungsfragen, Nutzertypen und allgemein verständlichem Akzeptanzverhalten sind folgende Hypothesen aufgestellt worden

- Sichere und viel fahrende Radfahrende benutzen die Radinfrastruktur auf der Fahrbahn.
- Unsichere Radfahrende nutzen die gehwegnahe Radinfrastruktur.
- Radfahrende mit Pedelecs und Lastenräder bzw. Fahrräder mit Anhänger bevorzugen das Angebot auf der Fahrbahn.
- Trotz dieses Verhaltens ist die Gefährdungslage im Seitenbereich größer als auf der Straße.

Um die Hypothesen beantworten zu können wurden Experteninterviews und Verkehrszählungen durchgeführt. Leitfadengestützte Experteninterviews mit Vertretern des Radfahrbüro der Stadt Frankfurt und des ADFC-Frankfurt lieferten Hintergrundinformationen zur Umsetzung und Erfahrungen mit dualen Radverkehrsführungen. Um ein genaues Bild der Radfahrenden an dualen Lösungen in der Stadt Frankfurt zu bekommen, wurden Querschnittszählungen, durchgeführt. Aufgenommen wurden dabei die Anzahl der Radfahrenden pro genutzter Infrastruktur, Art des Fahrrads, Alter und Geschlecht der Radfahrenden, Tragen eines Helms und sonstige Faktoren.

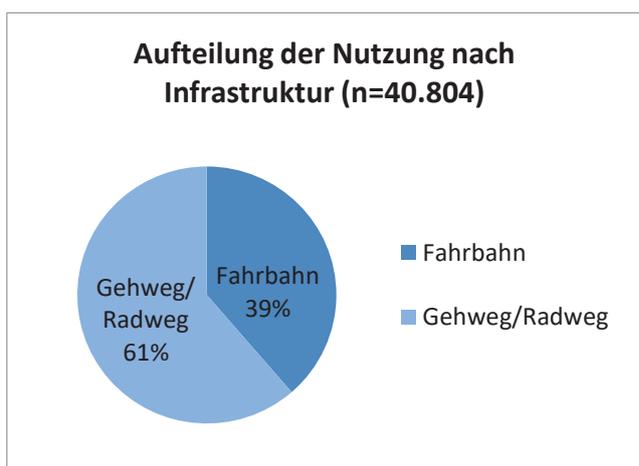
## 4 Ergebnisse

### 4.1 Stichprobenbeschreibung

Die Erhebungen fanden in zwei Erhebungsphasen statt (Herbst 2018 und Frühjahr 2019). Insgesamt wurden 40.804 Radfahrende auf allen 16 Straßen gezählt. Von diesen 40.804 fuhren 25.039 Radfahrende auf der Infrastruktur auf Gehwegniveau (vgl. Abb.2).

Insgesamt war der Anteil männlicher Radfahrer mit 64 % deutlich überpräsentiert gegenüber den weiblichen Radfahrerinnen 27 % und Nicht-zuotbaren (9 %). Damit sind sie verglichen mit dem Fahrrad-Monitor leicht überrepräsentiert [11].

Die Altersverteilung gliedert sich in 6 % Kinder, 35 % junge Erwachsenen, 50 % Personen mittleren Alters und 9 % Senioren. Die Personen mittleren Alters bilden dabei die Hälfte der



**Abbildung 2** Aufteilung je nach Infrastruktur

gezählten Radfahrenden. Die Ursache liegt darin, dass diese Gruppe die größte Altersspanne hat. Von allen erfassten Radfahrenden fahren 95 % mit einem normalen Fahrrad, 2,5 % mit dem Pedelec und 2,5 % mit einem Lastenrad oder mit Anhänger.

## 4.2 Allgemeine Auswertung

Generell konnte festgestellt werden, dass Kinder und Senioren tendenziell auf dem Radweg auf Gehwegniveau fahren und junge Erwachsene so wie Personen mittleren Alters eher die Fahrbahn bevorzugen (vgl. Abb.3).

Mit Helm fahren 20 % der gezählten Radfahrenden. Von den Helmträgern waren 41% Kinder. Tendenziell fahren die Helmtragenden eher auf der Fahrbahn.

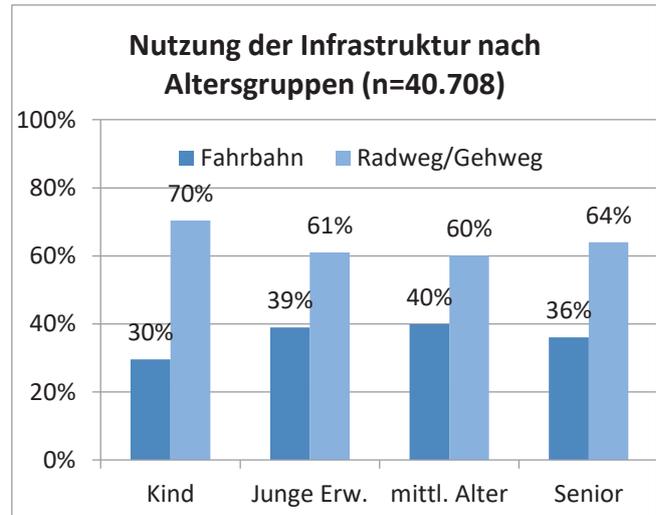


Abbildung 3 Nutzung der Infrastruktur nach Altersgruppen

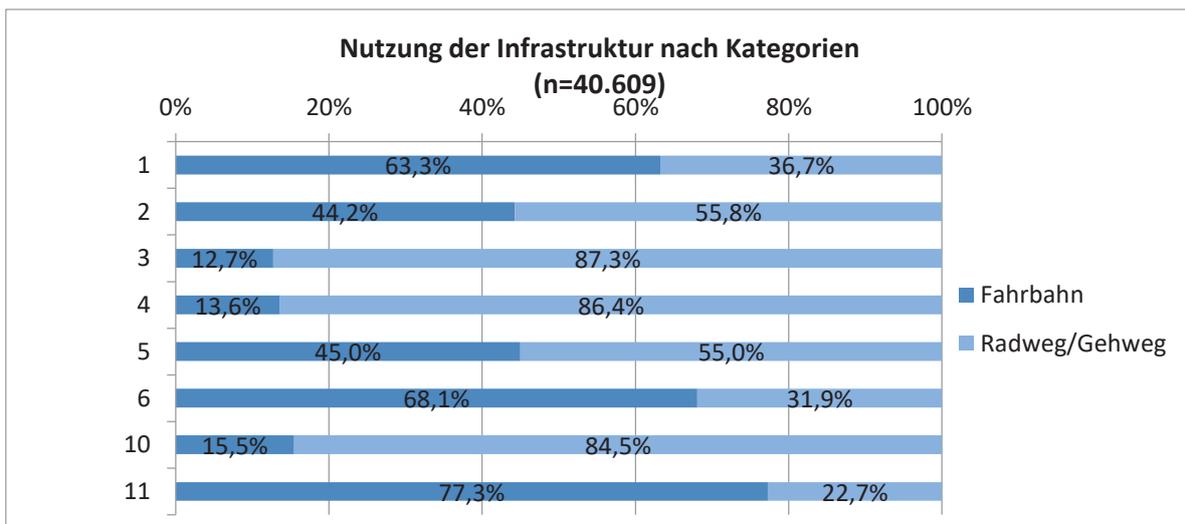


Abbildung 4 Nutzung der Infrastruktur nach Kategorien

Bei der Verteilung auf die zur Wahl stehenden Radverkehrsanlagen wurden teils große Unterschiede zwischen den Straßen festgestellt. Die Straßen wurden daher in Kategorien hinsichtlich der unterschiedlichen Infrastrukturen eingeteilt. Anhand dieser Kategorien wurde die Zählung weiter ausgewertet. Generell konnte festgestellt werden, dass die Fahrbahn am häufigsten bei Kategorie 1 (Schutzstreifen und Radweg), Kategorie 6 (nur Schutzstreifen) und Kategorie 11 (keine Infrastruktur) genutzt wurde. Wohingegen die gehwegnahe Infrastruktur bei Kategorie 3 (Piktogrammspur und Radweg), Kategorie 4 (Radweg ohne Benutzungspflicht) und Kategorie 10 (Radweg mit Benutzungspflicht) genutzt wurde (vgl. Abb.4).

### **4.3 Weitere Erkenntnisse**

Weitere Erkenntnisse lieferten die Experteninterviews. Hier sind sich die Experten einig, dass es notwendig ist, ein Standard für die Aufhebung der Radwegebenutzungspflicht einzuführen. Alle Wahlmöglichkeiten, die einen nicht mehr benutzungspflichtigen Radweg und ein gekennzeichnetes Angebot auf der Fahrbahn beinhalten, deutlich zu kommunizieren. Konkrete Markierungen und Beschilderungen für die Akzeptanz der dualen Lösung, aber auch für die Sicherheit der Verkehrsteilnehmer von Nöten sind und die Nutzung des Radweges oder des Schutzstreifens von der jeweiligen Beschaffenheit abhängig ist.

## **5 Zusammenfassung und Ausblick**

### **5.1 Zusammenfassung**

Im Projekt wurden, am Beispiel der Stadt Frankfurt, vorhandene und geplante duale Lösungen der Radverkehrsinfrastruktur durch Erhebungen und Experteninterviews untersucht. Leitfadengestützte Experteninterviews mit Vertretern des Radfahrbüros der Stadt Frankfurt und des ADFC-Frankfurt lieferten Hintergrundinformationen zur Umsetzung und Erfahrungen mit dualen Radverkehrsführungen.

Ältere Untersuchungen der BAST zeigen, dass bei Aufhebung der Benutzungspflicht 5-10 % der Radfahrenden auf die Fahrbahn wechseln. Eine Untersuchung der UdV bestätigt diese Werte. Auf Grundlage dieser Untersuchungen wurden im Projekt unterschiedliche Varianten der dualen Führung betrachtet.

In Bezug auf die Nutzung wurden, mit Hilfe von Zählungen, Zusammenhänge mit der Wahl der Radverkehrsanlage und dem Alter, Geschlecht und der Fahrradarten untersucht. Die Auswertung von über 40.000 Datensätzen (je Datensatz ein Radfahrender) ergab, dass ungefähr ein Drittel der Radfahrenden auf der Fahrbahn fahren. Betrachtet wurden bei diesen Erhebungen duale Führungsformen, bei denen Radfahrende (theoretisch) die Wahl haben, welche Führungsform sie wählen möchten. Bei ausschließlicher Betrachtung von Situationen mit baulichen Begleitmaßnahmen (wie Schutzstreifen), steigt der Anteil, der auf der Fahrbahn fahrenden Radfahrenden. Es wurden etwas mehr männliche Radfahrende gezählt. Von allen gezählten Radfahrenden fahren 20 % mit Helm.

Zur weiteren Auswertung wurden die untersuchten Erhebungs-Standorte in Infrastruktur-Kategorien unterteilt und einzeln ausgewertet. Bei dualen Lösungen fahren die meisten Radfahrende auf der Fahrbahn bei der Kombination Schutzstreifen und Radweg auf Gehwegniveau mit 63,3 %. Bei nicht benutzungspflichtigen Radwegen ohne Begleitmaßnahme fahren 15,5 % auf der Fahrbahn. Damit konnte die Untersuchung der BAST ebenso bestätigt werden. Im Allgemeinen konnte festgestellt werden, dass Kinder und Senioren lieber auf der gehwegnahen Infrastruktur fahren, wobei junge Erwachsene und Personen mittleren Alters eher die Fahrbahnlösung präferieren. Ebenso zeigt sich, dass Radfahrende mit Helm, etwas häufiger auf der Fahrbahn fahren.

## 5.2 Ausblick

Im Projekt konnten ausschließlich quantitative Erhebungen durchgeführt werden. Die dahinterstehenden Einflussfaktoren konnten jedoch im Rahmen dieses Projekts nicht validiert werden. Die Forschungsfrage nach der präferierten Infrastruktur konnte damit nur teilweise beantwortet werden, da nur das sichtbare Verhalten mit einbezogen werden konnte. Hintergründe, Kriterien und Vorlieben der Nutzung konnten mit dieser Methode nicht untersucht werden. Um mehr über die Motive der Nutzenden zu erfahren, sollen in einem weiteren Projekt „duale Radlösung 2.0 – Nutzungsverhalten der Radfahrenden bei dualer Radinfrastruktur durch Befragung“ neue Methoden entwickelt werden, um Radfahrende zu befragen und so die Hintergründe der Nutzungsentscheidung zu identifizieren. Dazu sollen verschiedene qualitative Methoden zur Befragung verknüpft werden. Der Schwerpunkt dieser Erhebungen soll auf der Nutzerpräferenz und Akzeptanz der verschiedenen Angebote liegen.

## 6 Literaturverzeichnis

- [1] GdV (2018): Aufhebung der Benutzungspflicht von Radwegen. Unfallforschung kompakt. Unter Mitarbeit von Marcel Schreiber. Hg. v. GdV. GdV Gesamtverband der Deutschen Versicherungswirtschaft e.V.; UdV Unfallforschung der Versicherer. Berlin.
- [2] BASt (Hg.) (2009): Unfallrisiko und Regelakzeptanz von Fahrradfahrern. Unter Mitarbeit von Dankmar Alrutz, Wolfgang Bohle, Holger Müller und Heike Prahlow. Bergisch Gladbach, Germany: Bundesanstalt für Strassenwesen (Berichte der Bundesanstalt für Strassenwesen. Verkehrstechnik, Heft V184).
- [3] UdV (Hg.) (2018): Aufhebung der Benutzungspflicht von Radwegen. Unter Mitarbeit von Thomas Richter, Stephan Ruhl, Jörg Ortlepp und Marcel Schreiber. Gesamtverband der Deutschen Versicherungswirtschaft e. V. 1. Auflage. Berlin: Gesamtverband der Deutschen Versicherungswirtschaft.
- [4] StVO (2013): Straßenverkehrs-Ordnung. StVO. Online verfügbar unter [https://www.gesetze-im-internet.de/stvo\\_2013/](https://www.gesetze-im-internet.de/stvo_2013/).
- [5] Stadt Frankfurt (2017): Fahrrad. Unter Mitarbeit von Jens Wöbbeking und Despina Leonidou. Online verfügbar unter <https://www.frankfurt.de/sixcms/detail.php?id=18888078>.
- [6] Bosch eBike Systems (2017): Marktanalyse von Bosch eBike Systems "Jedes zweite Rad in zehn Jahren ein eBike" Claus Fleischer prognostiziert rasantes Wachstum. Unter Mitarbeit von Tamara Winograd und Dennis Christmann. Presseportal. Online verfügbar unter <https://www.presseportal.de/pm/112314/3800047>.
- [7] BMVI (2003): Radfahrer als Akteure des Nichtmotorisierten Verkehrs. Unter Mitarbeit von Forschungsinformationssystem. Hg. v. Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI). FIS. Online verfügbar unter <https://www.forschungsinformationssystem.de/servlet/is/57670/>, zuletzt aktualisiert am 23.07.2018.
- [8] ERA (2010): Empfehlungen für Radverkehrsanlagen. ERA. Köln: FGSV-Verlag.

- [9] Landeshauptstadt München (2016): Vorher-Nachher-Untersuchung. Duale Führung mit Schutzstreifen und Radwegen ohne Benutzungspflicht in der Elsenheimerstraße. Kurzbericht. Unter Mitarbeit von Detlev Gündel, Stefanie Busek und Nils Villriede. Hg. v. PGV.
  
- [10] Richter, Thomas; Ruhl, Stephan; Ortlepp, Jörg; Schreiber, Marcel (2018): Aufhebung der Benutzungspflicht von Radwegen. GdV Gesamtverband der Deutschen Versicherungswirtschaft e.V.; UdV Unfallforschung der Versicherer (Forschungsbericht, 52).
  
- [11] Sinus (Hg.) (2018): Fahrrad-Monitor 2017 Ergänzung -Fahrradstraßen, Fahrrad-Pendeln und Radschnellwege. Ergebnisse einer repräsentativen Online-Befragung. Unter Mitarbeit von Silke Borgstedt, Jan Hecht und Franziska Jurczok. Online verfügbar unter [https://www.bmvi.de/SharedDocs/DE/Anlage/G/fahrrad-monitor-2017-ergaenzung.pdf?\\_\\_blob=publicationFile](https://www.bmvi.de/SharedDocs/DE/Anlage/G/fahrrad-monitor-2017-ergaenzung.pdf?__blob=publicationFile).

# Zwang in Hochbaudecken aus Stahlbeton

Andreas Dridiger

Hochschule Bochum

## Zusammenfassung

Sind Deckenplatten im Grundriss durch aussteifende Bauteile (Kerne, Wände) in Ihrer Verkürzung behindert, entsteht eine Zwangskraft in Längsrichtung der Deckenplatten. Die Stahlbetondecken werden somit einer kombinierten Beanspruchung aus Last und Zwang ausgesetzt. Die Überlagerung von Last- und Zwangsschnittgrößen ist komplex und kann nur mithilfe von physikalisch nichtlinearen FEM-Berechnungen wirklichkeitsnah erfasst werden. Für Tragwerksplaner wäre ein solches Vorgehen im Rahmen von realen Bauprojekten jedoch mit einem unverhältnismäßig hohen Aufwand verbunden. In der Praxis ist es daher derzeit üblich, an jeder Stelle eines Bauteils den größeren Wert derjenigen Bewehrungsquerschnitte einzulegen, die sich aus Last oder aus Zwang ergeben.

Im Rahmen des vom BBSR geförderten Kooperationsprojektes (BBSR-SWD-10.08.18.7-14.17) „Ressourcenschonende Reduktion von Bewehrungsstahl in Hochbaudecken“ zwischen der Technischen Universität Kaiserslautern und der Hochschule Bochum wurde das Problem durch ein umfangreiches Versuchsprogramm mit Kurzzeit- und Dauerstandversuchen im Labor für konstruktiven Ingenieurbau der TU Kaiserslautern experimentell untersucht.

Daran anschließend wurde an der Hochschule Bochum eine Parameterstudie mithilfe von nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen durchgeführt. Die Berechnungsparameter wurden anhand von Nachrechnungen der an der TU Kaiserslautern durchgeführten Bauteilversuche kalibriert. Die Parameterstudie umfasste viele praxisrelevante Parameterkonstellationen.

Auf Basis der gewonnenen Erkenntnisse aus den Bauteilversuchen und der Parameterstudie wurden in [1] ein Näherungsverfahren entwickelt, das eine wirklichkeitsnahe Berechnung der Zwanglängskraft infolge behinderter Schwindverkürzung als Bemessungswert bei einachsig gespannten Stahlbetonhochbaudecken erlaubt. Zudem wurde in [1] unter anderem das unterschiedliche Verhalten von Stahlbetonbauteilen unter Zwangbeanspruchung infolge von Temperatureinwirkungen und unter Zwangbeanspruchung infolge von Schwinden untersucht.

Im vorliegenden Beitrag werden die Ergebnisse der Untersuchungen dieses unterschiedlichen Verhaltens kurz vorgestellt und aktuell geltenden Bemessungsregeln gegenübergestellt.

# 1 Einführung

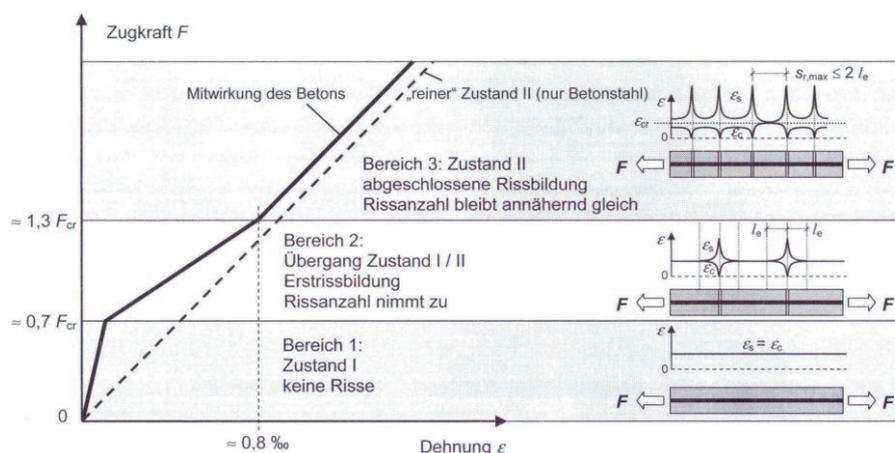
## 1.1 Normatives Vorgehen

Bei der Auslegung von Stahlbetonbauteilen sind neben der Tragfähigkeit auch die Gebrauchstauglichkeit und die Dauerhaftigkeit sicherzustellen. Zur Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit und der Dauerhaftigkeit von schlaff bewehrten Stahlbetonhochbaudecken ist dabei unter anderem die Breite der sich in den Bauteilen einstellenden Risse zu begrenzen.

Von zentraler Bedeutung beim Führen des Rissbreitennachweises ist es, die auf das jeweilige Bauteil einwirkenden Schnittgrößen wirklichkeitsnah abzuschätzen. Dies wird in vielen Fällen dadurch erschwert, dass zusätzlich zu den direkten Einwirkungen (äußere Lasten) indirekte Einwirkungen (Zwang) auf das Bauteil wirken.

Angesichts der direkten Verknüpfung mit der Steifigkeit (und somit mit dem Stadium der Rissbildung einzelner Tragwerksbereiche) lassen sich Zwangbeanspruchungen nur mit sehr hohem Aufwand exakt vorhersagen.

Wenn die Zwangdehnung einen Wert von 0,8 ‰ nicht überschreitet, lässt die aktuelle Bemessungsnorm [2] bei gleichzeitigem Auftreten von Last und Zwang eine voneinander unabhängige Betrachtung der beiden Beanspruchungsarten bei Bestimmung der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite zu. Dies wird damit begründet, dass bei einer Dehnung von 0,8 ‰ ein abgeschlossenes Rissbild erreicht wird (vgl. Abbildung 1), bei dem keine nennenswerte Reduktion der Dehnsteifigkeit durch eine weitere Rissbildung mehr eintreten kann und dass somit die Zwangsschnittgröße ab dieser Dehnung im Wesentlichen vom Querschnitt der eingelegten Bewehrung abhängig ist.



**Abbildung 1:** Modell der Rissbildung im Stahlbetonzugstab - Arbeitslinie und Dehnungsverteilung [Quelle: [3]]

In der Praxis wird deshalb bei der Bemessung von Stahlbetonhochbaudecken überwiegend so vorgegangen, dass die erforderliche Bewehrung im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter

Last und zusätzlich die Mindestbewehrung für zentrischen Zwang im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ermittelt wird. An jeder Stelle wird dann in die obere und untere Bewehrungslage der größere der beiden ermittelten Bewehrungsquerschnitte eingelegt. Die Beschränkung der Rissbreite durch eine Mindestbewehrung erfolgt nach dem in [4] in Verbindung mit [2] angegebenen, risskraftbasierten Bemessungskonzept (Gleichung (1)), welches grundsätzlich darauf beruht, dass im Nutzungszeitraum von Hochbauten die zu erwartenden Zwangkräfte kleiner oder gleich der Betonrisskraft sind.

$$A_{s,\min} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,\text{eff}} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} \quad (1)$$

Bis zur Veröffentlichung von [5] war es üblich, bei der Ermittlung der Mindestbewehrung für abfließende Hydratationswärme (früher Zwang) eine Betonzugfestigkeit von  $0,5 \cdot f_{ctm}$  anzusetzen. Gegenüber einer Bemessung für späten Zwang mit einer Betonzugfestigkeit von  $1,0 \cdot f_{ctm}$  (bzw. für einen Mindestwert von  $3,0 \text{ N/mm}^2$ ) ergab sich so eine auf ca. 70 % reduzierte Mindestbewehrungsmenge [6]. Dieses Vorgehen ist jedoch aufgrund der heute eingesetzten Zemente nicht mehr zeitgemäß und wurde dementsprechend in [5] neu geregelt.

## 1.2 Stand der Wissenschaft

Eine Vorgehensweise, bei der die Schnittgrößen sowie die erforderliche Bewehrung für Last- und Zwangeinwirkung unabhängig voneinander ermittelt werden, ist grundsätzlich nicht sinnvoll, da insbesondere die Größe der Zwangbeanspruchung stark von der Steifigkeit des Bauteils und somit auch von der Größe der Lastbeanspruchung abhängt. Dieser Punkt wurde auch bereits in früheren Untersuchungen [7-9] herausgestellt.

Zur Vermeidung sehr unwirtschaftlicher Bewehrungsquerschnitte zur Begrenzung der Rissbreiten in sehr dicken Bauteilen wurde in jüngster Vergangenheit intensiv an neuen Nachweiskonzepten geforscht [vgl. 10-13]. Obwohl Stahlbetondeckenplatten üblicherweise als schlanke Bauteile anzusehen sind, führen Bewehrungsquerschnitte, die für zentrischen Zwang und eine Zugfestigkeit  $f_{ctm}$  ermittelt werden, aufgrund der Tatsache, dass Decken den Massenverbrauch in den Tragwerken von Hochbauten dominieren, zu einer erheblichen Ressourcenverschwendung und zu einer unnötig hohen Belastung der Umwelt.

In [1,7,8] wurden Näherungsverfahren zur rechnerischen Abschätzung von Zwangnormalkräften in einachsig gespannten Stahlbetonhochbaudecken unter einer kombinierten Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang ausgearbeitet. Dabei wurde nur in [1] zwischen zentrischem Zwang infolge einer Temperatureinwirkung und zentrischem Zwang infolge von Schwinden des Betons unterschieden. Die Differenzierung der Zwangursache ist im Rahmen einer realitätsnahen Berechnung der Zwangnormalkräfte unerlässlich.

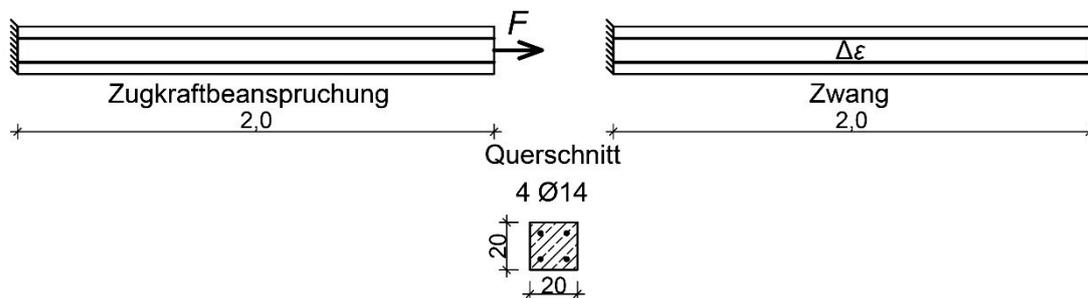
## 2 Zwang infolge einer Temperaturänderung vs. Zwang infolge des Schwindens von Beton

Das Verhalten eines Stahlbetonbauteils, welches einer Zwangbeanspruchung infolge von Schwinden des Betons ausgesetzt ist, unterscheidet sich deutlich von dem Verhalten desselben Bauteils, wenn eine äußere Zugkraft angreift.

Der Unterschied im Tragverhalten eines Stahlbetonbauteils infolge von Schwinden gegenüber dem infolge einer äußeren Zugkraft besteht darin, dass die im Verbund mit dem Beton liegenden Bewehrungsstäbe im gerissenen Stahlbetonbauteil stützend wirken und die Schwindverformung behindern. Die freie Schwinddehnung des Betons kann sich dadurch nicht voll einstellen. Das Schwinden des Betons erzeugt somit in einem Verbundquerschnitt, zwischen den Rissen, einen Eigenspannungszustand, in dem in der Bewehrung Druckspannungen und im Beton Zugspannungen entstehen. Im Falle einer Beanspruchung eines Stahlbetonbauteils durch eine äußere Zugkraft hingegen stehen sowohl der Beton als auch die Bewehrung unter Zugspannungen.

Das Verhalten eines Stahlbetonbauteils, welches einer Zwangbeanspruchung infolge einer Temperatureinwirkung ausgesetzt ist, unterscheidet sich kaum von dem Verhalten desselben Bauteils infolge einer Beanspruchung durch eine äußere Zugkraft. Dies ist dadurch zu erklären, dass sowohl der Beton als auch die im Verbund mit dem Beton liegenden Bewehrungsstäbe im Falle einer Abkühlung das Bestreben aufweisen sich zu verkürzen. Das Verformungsbestreben beider im Verbund liegenden Baustoffe wirkt somit in gleicher Richtung.

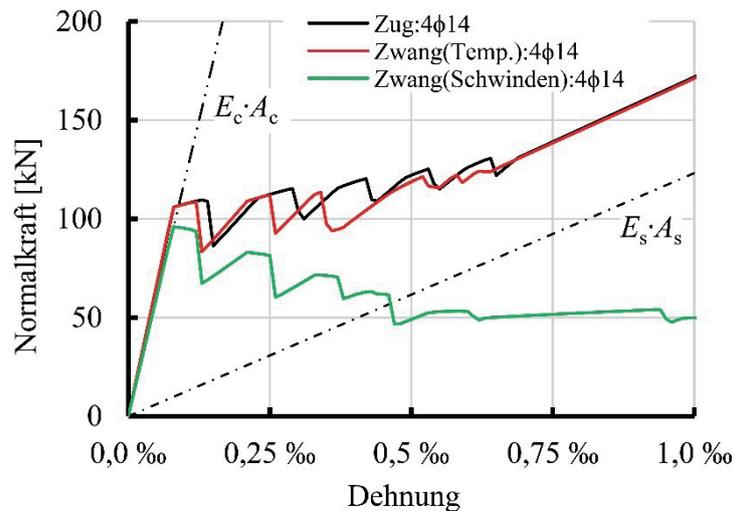
Zur Veranschaulichung wird das unterschiedliche Verhalten eines Stahlbetonbauteils unter einer Zwangbeanspruchung und unter einer Zugkraftbeanspruchung anhand nichtlinearer FEM-Berechnungen an einem Stahlbetonstab ohne Berücksichtigung der Viskoelastizität des Betons (Kriechen) demonstriert.



**Abbildung 2 :** Im Rahmen der numerischen Simulation verwendeter Stahlbetonstab mit äußerer Zugkraftbeanspruchung (links) und vollständiger Zwängung (rechts)

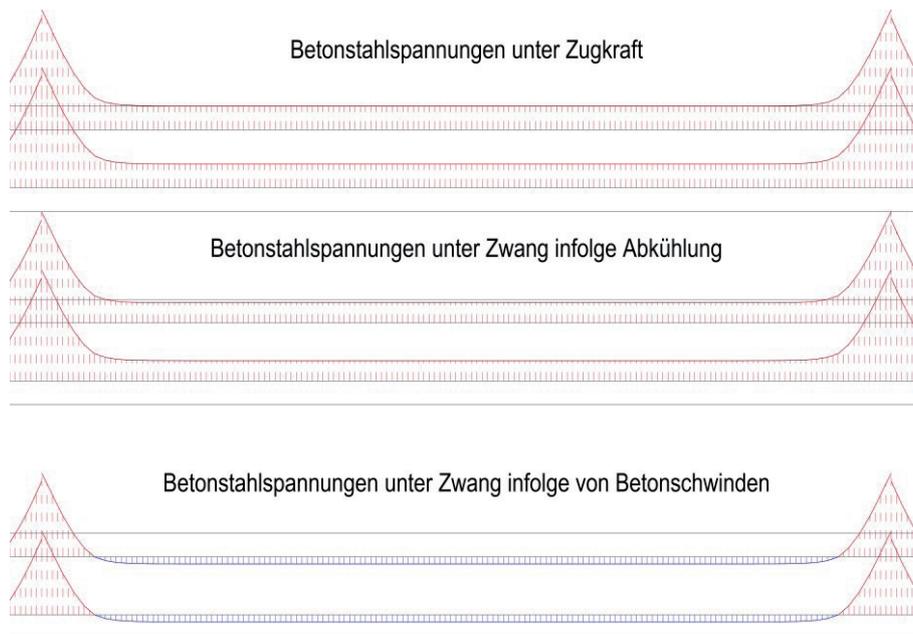
Abbildung 3 zeigt die Ergebnisse der nichtlinearen FEM-Berechnungen an einem Stahlbetonstab mit einer Länge von 2,0 m, mit Querschnittsabmessungen von 20 cm x 20 cm sowie mit einer Bewehrung bestehend aus 4  $\varnothing 14$  und mit Beton der Festigkeitsklasse C20/25 (vgl.

Abbildung 2). Im Falle der Beanspruchung durch eine äußere Zugkraft wurde der Stahlbetonstab weggesteuert auf 2,0 mm gezogen. Bei dem gezwängten Stahlbetonstab wurde in einem Fall ein Schwinden des Betons von 1,0 ‰ (entspricht 2,0 mm bei zwei Meter Länge) und im anderen Fall eine Temperaturänderung von bis zu -100 K vorgegeben. Bei der Berechnung mit der Temperatureinwirkung wurde sowohl für den Beton als auch für die Bewehrung eine Wärmedehnzahl von  $\alpha_T = 10^{-5} \text{ K}^{-1}$  angesetzt. Die Werte der Temperaturänderung von -100 K sowie des Betonschwindens von 1,0 ‰ liegen außerhalb des Bereiches, der für Betonbauteile gilt. Sie wurde hier so groß angenommen, um das Verhalten des Stahlbetonstabs bis zum abgeschlossenen Rissbild zu zeigen.



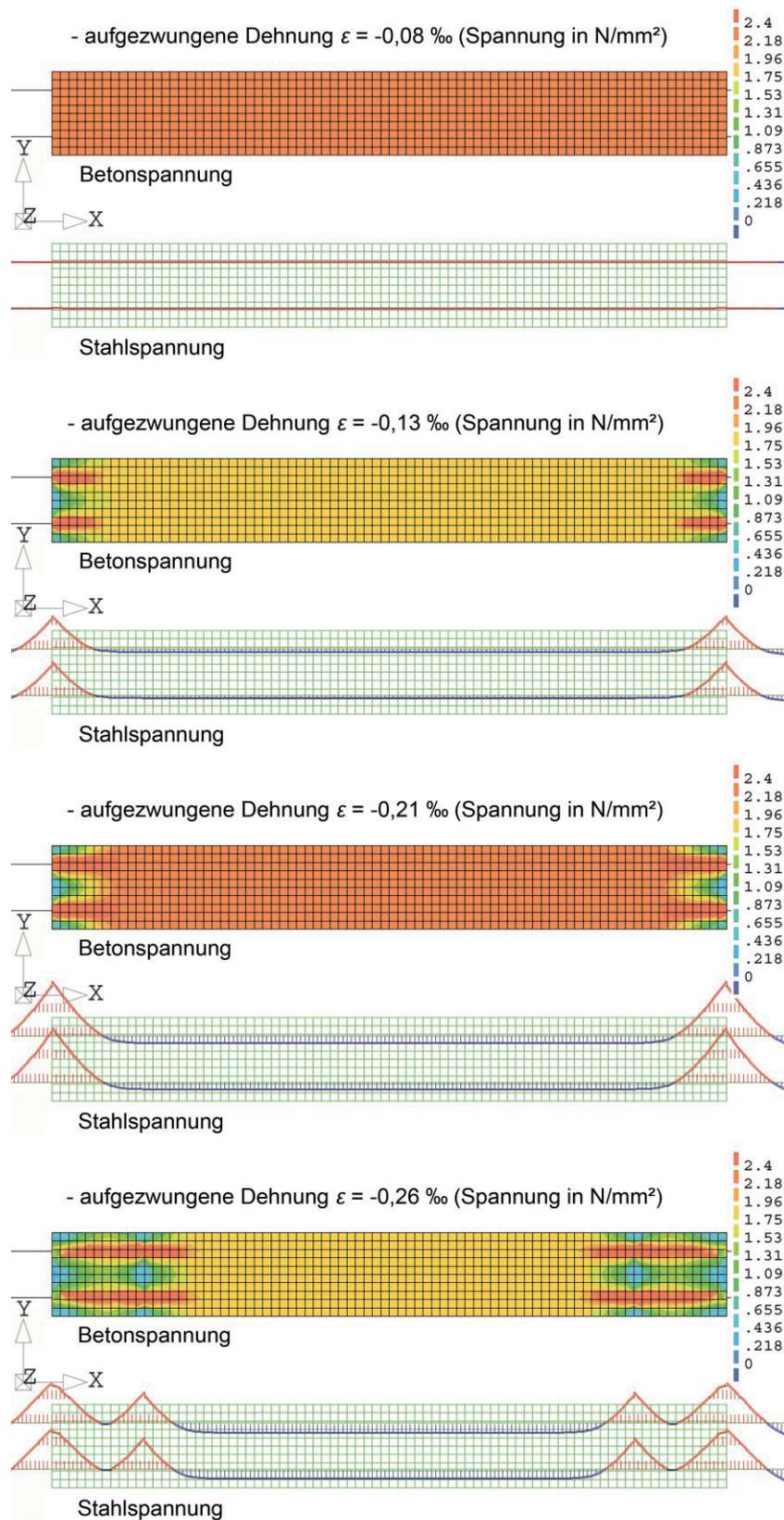
**Abbildung 3:** Normalkraft-Dehnungs-Beziehungen für Stahlbetonstäbe unter äußerer Zugkraftbeanspruchung und unter Zwang

Im Zustand I verhalten sich die Stahlbetonstäbe unter einer Zugkraft- und einer Zwangbeanspruchung annähernd gleich. Die Risskraft des Stahlbetonbauteils liegt unter der äußeren Zugkraft und unter der Abkühlung wegen der Mitwirkung der Bewehrung geringfügig höher als unter Schwinden. Nach Erreichen der Risskraft, verläuft die Kurve im Falle der äußeren Zugkraft und im Falle der Temperaturbeanspruchung flacher als zuvor. Dies ist auf die reduzierte Steifigkeit infolge der Rissbildung zurückzuführen. Dennoch steigt die resultierende Normalkraft auch oberhalb der Risskraft weiter an. Im Falle von Schwinden fällt die Zwangskraft nach Erreichen der Risskraft ab. Dies liegt daran, dass die Bewehrung zwischen den Rissen unter Druck steht und diese Druckspannungen die resultierende Normalkraft reduzieren. Abbildung 4 zeigt qualitativ den mit Hilfe von nichtlinearen FEM-Berechnungen ermittelten Verlauf der Betonstahlspannungen nach der ersten Rissbildung unter der Zugkraft- und unter der Zwangbeanspruchung.



**Abbildung 4:** Betonstahlspannungen nach der ersten Rissbildung (nichtlineare FEM-Berechnungen)

Im Falle der Schwindbeanspruchung entsteht der erste Riss in dem gezwängten Stahlbetonbauteil nach dem Erreichen der Betonzugfestigkeit weitestgehend unabhängig von der Bewehrung. Mit fortschreitender Dehnung nimmt die Steifigkeit des Stahlbetonstabes ab und die Druckbeanspruchung der Bewehrung zwischen den Rissen zu. Beide Effekte zusammen führen zu einer Reduktion der resultierenden Normalkraft. Nach dem ersten Riss bilden sich weitere Risse durch Überlagerung der Spannungen aus der Zwangnormalkraft mit den Eigenspannungen aus der - durch die im Verbund liegende Bewehrung - behinderten Schwindverformung. Anhand der in Abbildung 5 dargestellten Betonspannungen ist zu erkennen, dass die Zugfestigkeit des Betons zunächst in bewehrungsnahen Betonelementen überschritten wird. Dies ist darauf zurückzuführen, dass an diesen Stellen die durch die Bewehrung bedingten Eigenspannungen sehr hoch sind. Somit reicht bereits eine geringe Zunahme der aus dem Zwang resultierenden Zugbeanspruchungen aus, damit an diesen Stellen die Betonzugfestigkeit überschritten wird. Nach dem Reißen der bewehrungsnahen Betonelemente bildet sich durch einen „Reißverschlusseffekt“ ein Riss über den gesamten Querschnitt.



**Abbildung 5:** Betonspannung und Betonstahlspannung bei Rissbildung unter einer zunehmenden Zwangbeanspruchung infolge von Schwinden

### 3 Ausblick

Zentrischer Zwang infolge einer Temperatureinwirkung tritt vor allem bei Deckenplatten in unbeheizten Räumlichkeiten des üblichen Hochbaus während der Nutzung, wie Parkdecks und Tiefgaragen, auf. Zentrischer Zwang infolge von Schwinden des Betons tritt hingegen bei allen Deckenplatten auf, sobald deren Verformungsbestreben aus Betonschwinden behindert wird.

Die in Kapitel 2 dargestellten Ergebnisse der numerischen Simulationen zeigen, dass die dem Bemessungskonzept der Norm zur Begrenzung der Rissbreite (vgl. Abschnitt 1.1) zugrunde gelegte Normalzugkraft-Dehnungs-Beziehung nur für Stahlbetonbauteile mit einer äußeren Zugkraftbeanspruchung bzw. mit einer Zwangbeanspruchung infolge Abkühlung gilt. Für Stahlbetonstäbe unter Zwangbeanspruchung infolge von Schwinden ist das Bemessungskonzept zumindest als nicht vollständig zutreffend anzusehen.

Konkrete Aussagen zur Brauchbarkeit des Bemessungskonzeptes der Norm im Rahmen des Nachweises zur Begrenzung der Rissbreite bei zentrischem Zwang infolge von Schwinden des Betons erfordern weitergehende Untersuchungen.

### 4 Literaturverzeichnis

- [1] Dridiger, A.: Zur Ermittlung von Zwangsschnittgrößen in Hochbaudecken aus Stahlbeton, Dissertation, TU Kaiserslautern, 2019.
- [2] Deutsches Institut für Normung e. V., DIN EN 1992-1-1/NA: Nationaler Anhang – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 04.2013.
- [3] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V.: DBV-Merkblatt: Begrenzung der Rissbildung im Stahlbeton- und Spannbetonbau, Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V., Berlin, 2016
- [4] Deutsches Institut für Normung e. V., DIN EN 1992-1-1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 01.2011.
- [5] DIN Deutsches Institut für Normung e.V., DIN EN 1992-1-1/NA/A1: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Änderung A1, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 12.2015.

- [6] Fingerloos, F.; Hegger, J.: Erläuterungen zur Änderung des deutschen Nationalen Anhangs zu Eurocode 2 (DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12), Beton- und Stahlbetonbau 111, Heft 1, S. 2-8, 2016
- [7] Djouahra, G.: Verhalten von Stahlbetonbauteilen unter einer kombinierten Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang, Dissertation, TU Dortmund 2008.
- [8] Fehling, E.; Leutbecher, T.: Beschränkung der Rißbreite bei kombinierter Beanspruchung aus Last und Zwang. Beton- und Stahlbeton 98, Heft 7, S. 377–388, 2003.
- [9] Schnell, J.; Kautsch, R.; Noakowski, P.; Breddermann, M.: Verhalten von Hochbaudecken bei Zugkräften aus Zwang. Beton- und Stahlbeton 100, Heft 5, S. 406–415, 2005.
- [10] Bödefeld, J.; Ehmann, R.; Schlicke, D.; Tue, N. V.: Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten in Stahlbetonbauteilen infolge des Hydratationsprozesses, Beton- und Stahlbetonbau 107, Heft 1 und Heft 2, S. 32–37 / 79-85, 2012.
- [11] Schlicke, D.: Mindestbewehrung für zwangbeanspruchten Beton – Festlegung unter Berücksichtigung der erhärtungsbedingten Spannungsgeschichte und der Bauteilgeometrie, Dissertation, TU Graz, 2014.
- [12] Bödefeld, J.: Rissmechanik in dicken Stahlbetonbauteilen bei abfließender Hydratationswärme, Dissertation, Universität Leipzig, 2010.
- [13] BAW-Merkblatt: Rissbreitenbegrenzung für frühen Zwang in massiven Wasserbauwerken, Hrsg: Bundesanstalt für Wasserbau, [www.baw.de](http://www.baw.de), 2011

# Robustheit und Vulnerabilität der Wasserstraßeninfrastruktur

Simon Weiler M. Eng.

Hochschule Karlsruhe – Technik und Wirtschaft, Karlsruhe



## Zusammenfassung

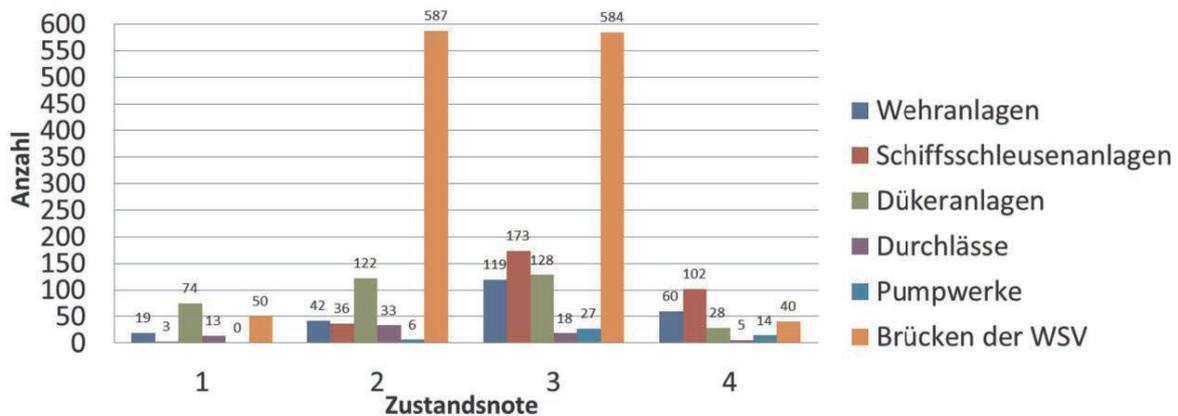
Anfang August 2019 führt ein unterspülter Damm an einer Wehranlage in Geesthacht zu ruhendem Schiffsverkehr auf der Elbe [1]. Aufgrund eines Schadens an einem Infrastrukturbauwerk an der Wasserstraße ist das gesamte Verkehrsnetz eingeschränkt bzw. sogar unterbrochen. In dem Verbundforschungsprojekt „Resilienz kritischer Verkehrsinfrastrukturen am Beispiel der Wasserstraßen“ (PREVIEW), welches im Rahmen des Sicherheitsforschungsprogramms vom Bundesministerium für Bildung und Forschung gefördert wird, wird das Verkehrsnetz der Binnenschiffahrtstraßen untersucht. Um die Resilienz der Wasserstraße zu erhöhen, ist es erforderlich die strukturelle Leistungsfähigkeit und deren Vulnerabilität in Bezug auf Bedrohungen zu analysieren und hieraus die Versagensfolgen abzuleiten. Mit der Betrachtung von systemrelevanten Bauwerken, der Bestimmung der strukturellen Leistungsfähigkeit sowie deren Gefährdungen, ist es möglich die Vulnerabilität dieser zu ermitteln. Mit diesen Kennzahlen wird es möglich sein, die Anfälligkeit im Verkehrsnetz gegenüber Gefährdungsszenarien anzuzeigen.

## 1 Einleitung

### 1.1 Motivation und Ziel

Die Binnenschiffahrt ist ein zuverlässiges und flexibles Transportsystem; sie ist ein wichtiges Bindeglied in den deutschen und europäischen Logistikketten. Weiterhin zählt sie, gemessen an den Transportmengen, zu den umweltfreundlichsten Verkehrsträgern. Für die Binnenschiffahrt, mit ihren wachsenden Transportmengen, ist eine leistungsfähige Infrastruktur vonnöten [2]. Es sind ca. 5000 Infrastrukturbauwerke bundesweit an 700 km Seeschiffahrtsstraßen und 6000 km Binnenschiffahrtstraßen vorhanden. Etwa 50 % hiervon ist vor 1950 und ca. 10 % sogar vor 1900 errichtet worden. 85 % der Schiffsschleusenanlagen und 25 % der Wehranlagen sind älter als 80 Jahre und erreichen somit ihre Nutzungsdauer bzw. haben sie bereits überschritten. Die Altersstruktur und aufgeschobene Erhaltungsinvestitionen führen zu zunehmend kritischen Bauwerkszuständen. 85 % der Schleusenana-

gen und 70 % der Wehranlagen weisen einen nicht ausreichenden oder einen ungenügenden Zustand auf [3]. Auch andere Bauwerksarten weisen einen ähnlich kritischen Zustand auf, siehe Abbildung 1.



**Abbildung 1:** Zustandsnoten von Bauwerken im Verantwortungsbereich der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung (WSV) [3].

In dem Verbundforschungsvorhaben PREVIEW soll die Widerstandsfähigkeit der Wasserstraßeninfrastruktur erhöht werden. Dies beinhaltet die Verkehrssicherheit auf den Binnenschiffahrtstraßen sowie die Versorgungssicherheit im Normalfall und in Ausnahmesituationen. Die Hochschule Karlsruhe untersucht hierbei die Vulnerabilität von kritischen Wasserbauwerken hinsichtlich definierten Sicherheitsszenarien zur Bewertung von Versagensfolgen und eines risikobasierten Instandhaltungsmanagements.

## 2 Robustheit von Verkehrswasserbauwerken

### 2.1 Systemrelevante Bauwerke

Im Fokus des Forschungsvorhabens stehen exemplarisch die Wasserbauwerke des Westdeutschen Kanalnetzes (WDKN). Das Kanalnetz besteht aus künstlichen Wasserstraßen, dem Dortmund-Ems-Kanal (DEK), Rhein-Herne-Kanal (RHK), Wesel-Datteln-Kanal (WDK), Datteln-Hamm-Kanal (DHK) und der staugeregelten Ruhr [4]. Für die Steigerung der Widerstandsfähigkeit des Kanalnetzes werden die nach Identifikation systemrelevanten Bauwerke betrachtet, siehe Tabelle 1.

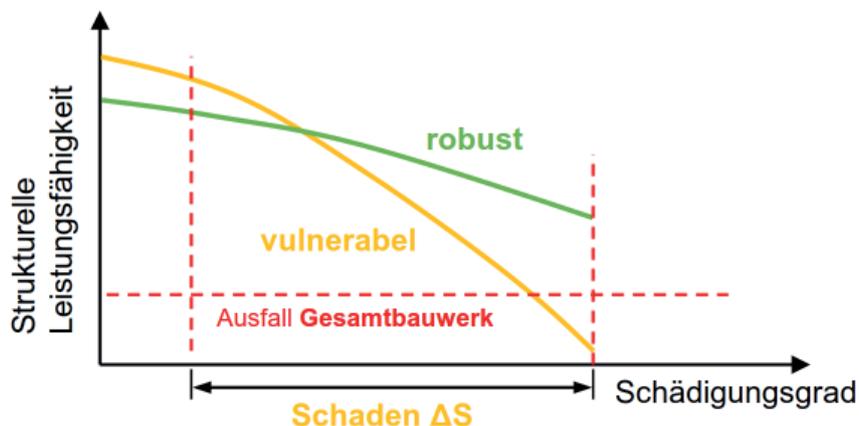
*„Systemrelevante Bauwerke (SRB) sind entweder nicht sperrbare Bauwerke, die bei Versagen oder Ausfall ihrer Funktion zu einer Sicherheitsgefährdung bis hin zu Gefahr für Leib und Leben führen, oder deren Versagen oder Ausfall die Verkehrsfunktion von Netzteilen mit erheblicher, verkehrlicher Relevanz im Kernnetz unterbricht oder maßgeblich beeinträchtigt. [5]“*

**Tabelle 1:** Systemrelevante Bauwerke des WDKN.

	Bauwerksarten	Gefahren
1	Kanalseitendamm	Überschwemmungsgefahren (Lebensgefahr).
2	Durchlass- / Dükeranlagen	Überschwemmungsgefahren (Lebensgefahr).
3	Rohrdüker / Leitungsdüker	Überschwemmungsgefahren (Lebensgefahr).
4	Kanalbrücken	Überschwemmungsgefahren (Lebensgefahr).
5	Wehranlagen	Wasserversorgung eingeschränkt, <b>Netzrelevant.</b>
6	Speisungspumpwerksanlagen	Wasserversorgung eingeschränkt. <b>Netzrelevant</b>
7	Schiffsschleusenanlagen	Erst lokale Einschränkungen, Abtrennen von Häfen möglich
8	Brücken	Verkehrsrelevante Anlagen für den kreuzenden Verkehr.
9	Sicherheitstoranlagen	Nicht sperrbare Anlagen.

## 2.2 Robustheitsdefinition und Kriterien

Nach dem BAWMerkblatt: *Bewertung der Tragfähigkeit bestehender, massiver Wasserbauwerke* (TbW) ist die Robustheit die Eigenschaft unvorhergesehenen und unberücksichtigten Einwirkungen zu widerstehen. Schädigungen und Versagen bleiben auf ein erträgliches Maß begrenzt, sie stehen in einem vertretbaren Verhältnis zur Ursache. Der normgerechte Entwurf eines Tragwerkes führt somit nicht automatisch zu einem robusten Bauwerk [6]. In Anlehnung an dieses Merkblatt, kann die Robustheit mit einer strukturellen Leistungsfähigkeit bewertet werden. Die Differenz in der strukturellen Leistungsfähigkeit zwischen einem ungeschädigten und einem geschädigtem System beschreibt in diesem Kontext die Robustheit des Bauwerks, Abbildung 2.

**Abbildung 2:** Definition der Robustheit als Maß der strukturellen Leistungsfähigkeit [7].

Die strukturelle Leistungsfähigkeit eines Tragwerkes kann gemäß in Tabelle 2 genannter Kriterien bewertet werden.

**Tabelle 2:** Robustheitskriterien [7].

Robustheitskriterium RK	Erläuterung (Beispiel)
Auslastungsgrad	Die normativen Forderungen werden mit diesem Kriterium bewertet. Je Bauwerksart sind bestimmte Nachweise maßgebend. Bei den Kammern der Stahlbetonschleusen sind dies zum Beispiel, der Biegenachweis, der Querkraftnachweis sowie der Ermüdungsnachweis.
Redundanz	Bei Ausfall eines einzelnen Bauteils werden Einwirkungen durch ein anderes Bauteil (ggf. mit abgeminderter Sicherheit) mitgetragen. In der Kammerwand einer Stahlbetonschleuse mit Netzbewehrung bestehen bspw. bei Versagen eines einzelnen Bewehrungsstabes Umlagerungsmöglichkeiten auf die benachbarten Stäbe.
Duktilität	Mittels Plastifizierungsvermögen und Ankündigungsverhalten, besonders bei Biegeversagen, werden sich viele überlastete Bereiche einer Schleuse duktil verhalten und nicht spröde oder plötzlich versagen. Durch entsprechende Rissbildungen sind diese Bereiche zu identifizieren.
Nutzungsintensität	Je höher die Einwirkung im Gebrauchszustand an die Bemessungslast heranreicht, umso eher werden Abnutzungsreserven aufgebraucht. Beispiel hierfür ist eine auf Ermüdung infolge Ober- und Unterwasser beanspruchte Kammerwandbewehrung.
Instandsetzungsaufwand	Der Sanierungsaufwand für den jeweils betrachteten Bauwerksbereich ist unter Berücksichtigung betrieblicher Belange zu bewerten. Eine Bewehrungsertüchtigung der wasserseitigen Kammerwand fällt bspw. leichter als die der erdseitigen.

Die genannten Robustheitskriterien sind je nach Bauwerksart zu überprüfen und individuell anzupassen.

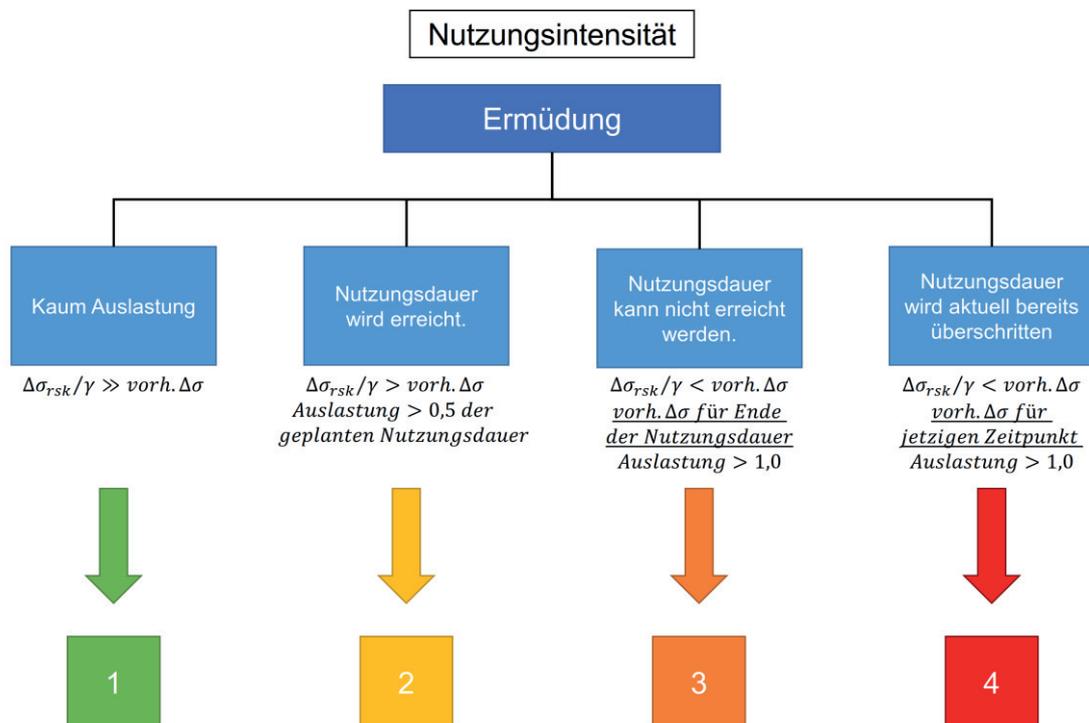
## 2.3 Bewertungssystem

Um das komplette Bauwerk zu bewerten, ist es erforderlich zwischen Tragwerksteilen bzw. Bauwerksbestandteilen zu differenzieren. Dies erleichtert es, die Bewertung durchzuführen sowie den Zusammenhang mit Schadensszenarien herzustellen. Am Beispiel der Schifffahrtsschleusen sind folgende Teile zu betrachten: Schleusenammer, Schleusenhäupter, Toranlagen, Antrieb, Ausrüstung für die Schifffahrt und Sicherungstechnik. Für die Bauwerk-

steile werden die Robustheitskriterien in Übereinstimmung mit dem BAWMerkblatt *Schadensklassifizierung an Verkehrswasserbauwerken (MSV)* mit Noten zwischen 1 und 4 bewertet [8]:

- 0 → Es kann keine Aussage getroffen werden.
- 1 → Das Kriterium ist (voll) erfüllt.
- 2 → Das Kriterium kann nicht ganz erfüllt werden.
- 3 → Das Kriterium kann nur zum Teil erfüllt werden.
- 4 → Das Kriterium ist nicht eingehalten.

Die Bewertung der Kriterien ist somit abhängig von den Ergebnissen der maßgebenden Standsicherheitsnachweisen, der Konstruktionsart, dementsprechend bauwerksimmanenten Daten und auch von dem Ermessen des beurteilenden Ingenieurs. Die Nutzungsintensität, siehe Abbildung 3, lässt sich direkt mit dem Ermüdungsnachweis in Verbindung setzen. Vor allem bei Stahlbetonschleusen wurden hier eklatante Schäden festgestellt [9]. Es ist aber auch denkbar, hier die Bewertungen nur über die Lastspielzahlen zu bewerten. Im Gegenzug ist der Instandsetzungsaufwand nur qualitativ anhand der Bauwerksgegebenheiten zu bewerten, siehe Abbildung 4. Mit Hilfe dieser Bewertungssysteme lässt sich die strukturelle Leistungsfähigkeit und somit die Robustheit des Bauwerks bestimmen.



**Abbildung 3:** Robustheitsnoten für „Nutzungsintensität“ bei Ermüdungsnachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit [10].

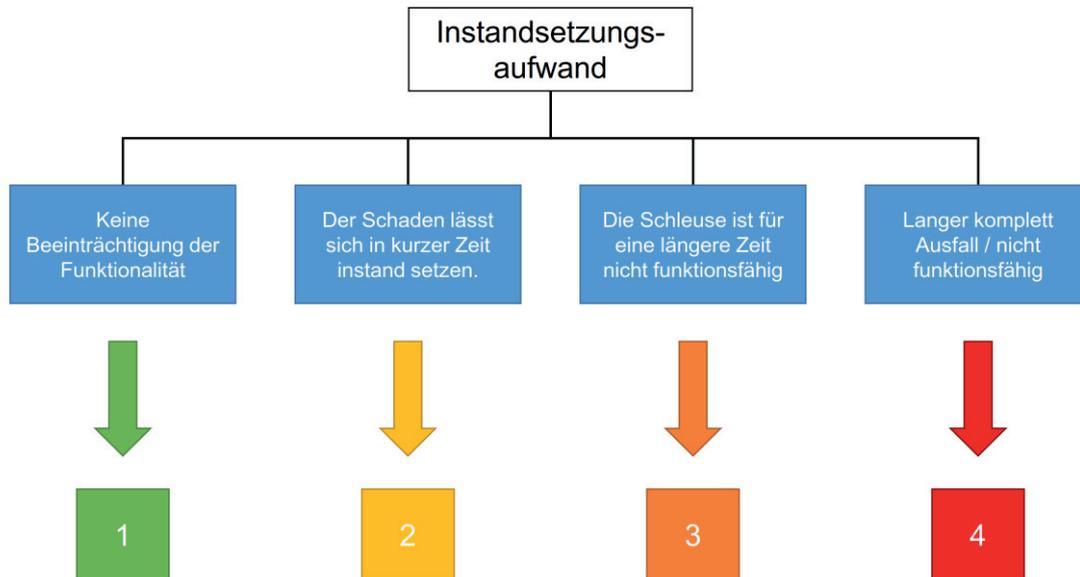


Abbildung 4: Robustheitsnoten für „Instandsetzungsaufwand“ [10].

### 3 Vulnerabilität von Verkehrswasserbauwerken

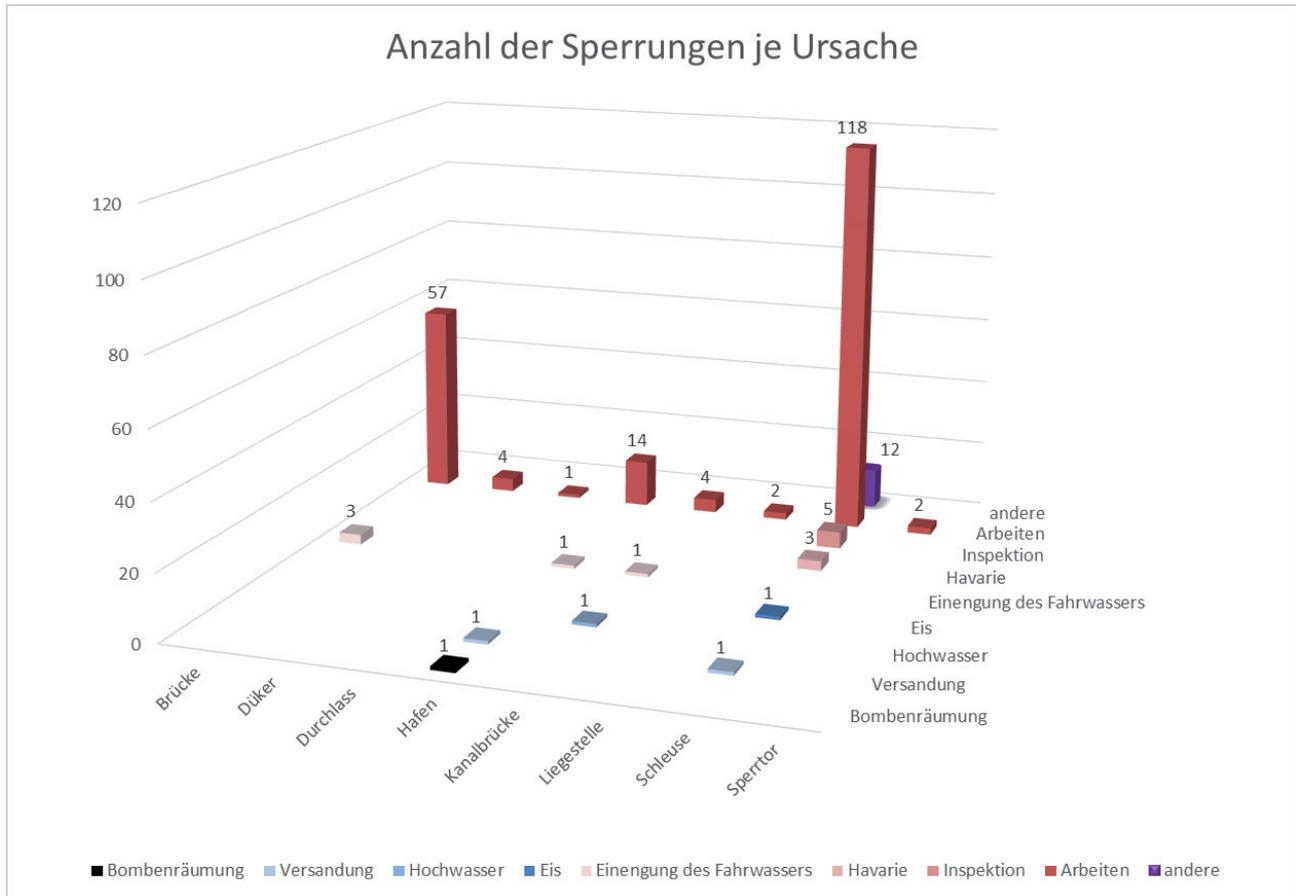
#### 3.1 Vulnerabilität

Die Vulnerabilität der Wasserbauwerke ermittelt sich aus der Bauwerksantwort auf die jeweiligen Gefährdungsszenarien aufgrund der individuellen, zuvor ermittelten Bauwerksrobustheit. Sie gibt die Schadensanfälligkeit eines Bauwerks in Bezug eines bestimmten Ereignisses an. Es können mehrere Versagen durch eine hohe Vulnerabilität beschrieben werden. Das Hochhaus Ronan Point in London erlitt 1968 bspw. einen progressiven Kollaps, da die Struktur das Versagen einer einzelnen tragenden Wand nicht standhielt. Weitere Beispiele sind das World Trade Center (New York, 2001), Alfred P. Murrah Federal Building (Oklahoma City, 1995) oder auch die Morandi-Brücke (Genua, 2018). Vulnerabilität zeichnet eine niedrige Toleranz gegenüber unvorhergesehenen oder nicht berücksichtigten Schäden bzw. Einwirkungen bei der Bemessung auf [11].

#### 3.2 Schadensfälle

Alle Sperrungen und Meldungen an den Binnenwasserstraßen werden in der Datenbank ELWIS erfasst [12]. Die Auswertung der Daten von 2002 bis 2019 des WDKN zeigt deutlich, Abbildung 5, dass die meisten Sperrungen aufgrund von „Arbeiten“ aufgetreten sind. Diese lassen sich dem Szenario menschlich / technisches (Bauwerks-) Versagen aufgrund von „unterlassener Instandhaltung“ zuordnen. Die unterlassene bzw. fehlende Instandsetzung führt zu den meisten Sperrungen. Dies spiegelt sich auch in den Aussagen des Verkehrsinfrastrukturberichts [3] und auch in dem schlechten Zustand der Wasserbauwerke wider. Der

Zustand wird durch regelmäßige Inspektionen nach dem BAWMerkblatt *Bauwerksinspektion* (MBI) und BAWMerkblatt *Schadensklassifizierung an Verkehrswasserbauwerken* (MSV) in der Datenbank WSVPruf festgehalten.



**Abbildung 5:** Anzahl der Sperrungen je Bauwerksart und Ursache am WDKN im Zeitraum 2002 – 2019.

### 3.3 Sicherheitsszenarien

Für kritische Infrastrukturen sind in der „Nationalen Strategie zum Schutz kritischer Infrastrukturen (KRITIS)“ drei Bedrohungen aufgeführt, welche als auslösende Szenario-Klassen definiert werden [13]. Diese sind technisches/menschliches Versagen, Naturereignisse und feindselig gesinnte Angriffe durch Kriminalität oder Terrorismus. Diesen lassen sich die auslösenden Szenarien zuordnen.

**Tabelle 3:** Auslösende Szenarien.

Menschliches / technisches (Bauwerks-) Versagen	Naturereignisse	Kriegerische/Terroristische Anschläge
Schäden nach MSV	Starkregen	Bombenräumung
Konstruktion	Starke Winde	Sabotage
Stahlbau	Trockenheit	Cyberangriff
Ausrüstung	Eis	Kriegerische Angriffe
Korrosionsschutz	Erdbeben	
Sonstiges	Bergsenkung	
Unfall/Havarie		

Diese auslösenden Szenarien können den Bauwerksteilen/Konstruktionselementen zugeordnet werden, siehe Abbildung 6. „x“ bedeutet, es besteht ein Zusammenhang und „o“ es besteht kein Zusammenhang.

Objektgruppe	Konstruktionselemente	Auslösende Szenarien															
		Menschliches / technisches (Bauwerks-) Versagen						Naturereignisse					Terroristische Anschläge				
		Schäden nach MSV						Stark Regen	Starke Winde	Trockenheit	Eis	Erdbeben	Bergsenkung	Bombenräumen	Sabotage	Cyberangriff	Kriegerische Angriffe
Konstruktion	Stahlbau	Ausrüstung	Korrosionsschutz	Sontiges	Unfall/Havarie												
Ruhrwehr Dusiburg	Pfeiler	x	o	x	o	x	x	o	o	o	x	x	x	x	x	o	x
	Wehrverschluss (z.B. Walze)	o	x	x	x	x	x	x	o	o	x	x	x	x	x	o	x
	Wehrsteg	x	x	x	x	x	x	o	o	o	o	x	x	x	x	o	x
	Kette	o	x	x	x	x	x	o	o	o	o	o	o	o	x	o	x
	Antrieb	o	o	x	o	x	x	o	o	o	o	o	o	o	x	o	x
	Steuerung	o	o	x	o	x	x	o	o	o	o	o	o	o	o	x	x

**Abbildung 6:** Darstellung des Zusammenhangs der auslösenden Szenarien und der Konstruktionselemente am Beispiel der Wehranlage.

Die Robustheit eines Konstruktionselementes gibt strukturelle Leistungsfähigkeit, also die Widerstandsfähigkeit eines Systems wieder. In Zusammenhang mit den auslösenden Szenarien lässt sich somit die Vulnerabilität des Systems ermitteln.

## 4 Fazit und Ausblick

Zur Verbesserung der Widerstandsfähigkeit der Binnenschifffahrt gegenüber Bedrohungen ist es erforderlich die Verkehrsinfrastruktur an den Wasserstraßen genauer zu betrachten. Durch die Ermittlung der Robustheit mittels eines vereinfachten Bewertungssystem, welches nicht an die Tiefe eines speziellen Bauwerksgutachtens heranreicht, aber eine Kennzahl der strukturellen Leistungsfähigkeit angibt, ist es möglich die Vielzahl an verschiedenen Konstruktionsarten qualitativ effizient abzudecken. In Zusammenhang mit den auslösenden Szenarien lässt sich die Vulnerabilität darstellen. Diese ist in Bezug auf die Widerstandsfähigkeit eine wichtige Kennzahl und ermöglicht so den aktuellen Stand der Infrastruktur des Verkehrsnetzes darzustellen.

Im Folgenden ist eine Integration des Systems in ein risikobasiertes Erhaltungsmanagement vorgesehen.

## 5 Literaturverzeichnis

- [1] T. Waegener, „Unterspülter Damm in Geesthacht lässt Schiffsverkehr ruhen - Binnenschifffahrt Online,“ 05 August 2019. [Online]. Available: <https://binnenschifffahrt-online.de/2019/08/haefen-wasserstrassen/8012/unterspuelter-damm-in-geesthacht-laesst-schiffsverkehr-ruhen/>. [Zugriff am 06 August 2019].
- [2] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI), „Masterplan Binnenschifffahrt,“ BMVI, Berlin, 2019.
- [3] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI), „Verkehrsinfrastrukturbericht,“ Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, Berlin, 2015.
- [4] Generaldirektion Wasserstraßen und Schifffahrt (GDWS), „GDWS - Bundeswasserstraßen - Das Westdeutsche Kanalnetz zwischen Rhein, Weser und Elbe,“ [Online]. Available: [https://www.gdws.wsv.bund.de/DE/wasserstrassen/01\\_bundeswasserstrassen/05\\_westdeutsches\\_Kanalnetz/Kanalnetz.html?nn=1214418](https://www.gdws.wsv.bund.de/DE/wasserstrassen/01_bundeswasserstrassen/05_westdeutsches_Kanalnetz/Kanalnetz.html?nn=1214418). [Zugriff am 08 06 2019].
- [5] K. Rettmeier, *Aufbau eines „Investitionsprogramms für Wehre“*, B. f. V. u. d. I. (BMVI), Hrsg., Berlin, 2018, p. 19.
- [6] Bundesanstalt für Wasserbau, „BAWMerkblatt: Bewertung der Tragfähigkeit bestehender, massiver Wasserbauwerke (TbW),“ Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 2016.
- [7] J. Akkermann, S. Weiler, B. Jörg und J. Meier, „Die Bauwerksrobustheit im Kontext eines risikobasierten Erhaltungsmanagements,“ *Beton- und Stahlbetonbau*, pp. 1 - 11, 13 September 2018.
- [8] Bundesanstalt für Wasserbau, „BAWMerkblatt: Schadensklassifizierung an Verkehrswasserbauwerken (MSV),“ Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 2015.
- [9] H. Fleischer, M. Lutz, M. Deutscher und R. Ehmann, „Materialermüdung an einer Schiffsschleuse aus Stahlbeton“.
- [10] J. Akkermann und S. Weiler, „Abschlussbericht: Robustheit von Stahlbetonschleusen,“ unveröffentlicht, Karlsruhe, April 2018.
- [11] N. C. Lind, „A measure of vulnerability and damage tolerance,“ *Reliability Engineering & System Safety*, Bd. 48, Nr. 1, p. 1–6, 1995.
- [12] Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV), „ELWIS,“ [Online]. Available: <https://www.elwis.de/DE/Startseite/Startseite-node.html>. [Zugriff am 06 August 2019].
- [13] Bundesministerium des Inneren (BMI), „Nationale Strategie zum Schutz Kritischer Infrastrukturen (KRITIS-Strategie),“ Bundesministerium des Inneren (BMI), Berlin, 2009.

# Vergleichbarkeit der Messsysteme an Zug- und Biegeproben aus den Werkstoffen Stahl und Holz

Larissa Schönfeld M.Sc., SFI/IWE

Hochschule Ruhr West, Mülheim an der Ruhr

## Zusammenfassung

Zur Bestimmung des Tragverhaltens von Bauteilen sind detaillierte Kenntnisse über die Werkstoffeigenschaften der verwendeten Baustoffe erforderlich. Durch die stetig steigenden Qualitätsanforderungen ist die genaue und wirtschaftliche Ermittlung der Werkstoffeigenschaften von großer Bedeutung. Zu den grundlegenden Versuchen für die Bestimmung der Werkstoffeigenschaften von Stahl und Holz zählen der Zug- und der Biegeversuch. Die zugehörigen Prüfverfahren sind in verschiedenen Fachnormen vorgegeben. Zur Ermittlung der Ergebnisse stehen unterschiedliche Messsysteme zur Verfügung, welche im Rahmen einer Untersuchung verglichen wurden. Die Messungen erfolgten mithilfe von Extensometer (EXT), Dehnungsmessstreifen (DMS) und einem optischen Messsystem (OMS) mittels Bildkorrelation (3D-DIC). Für die durchgeführten Versuche zeigen die Ergebnisse sehr gute Übereinstimmungen zwischen den drei verwendeten Messverfahren.

## 1 Einführung

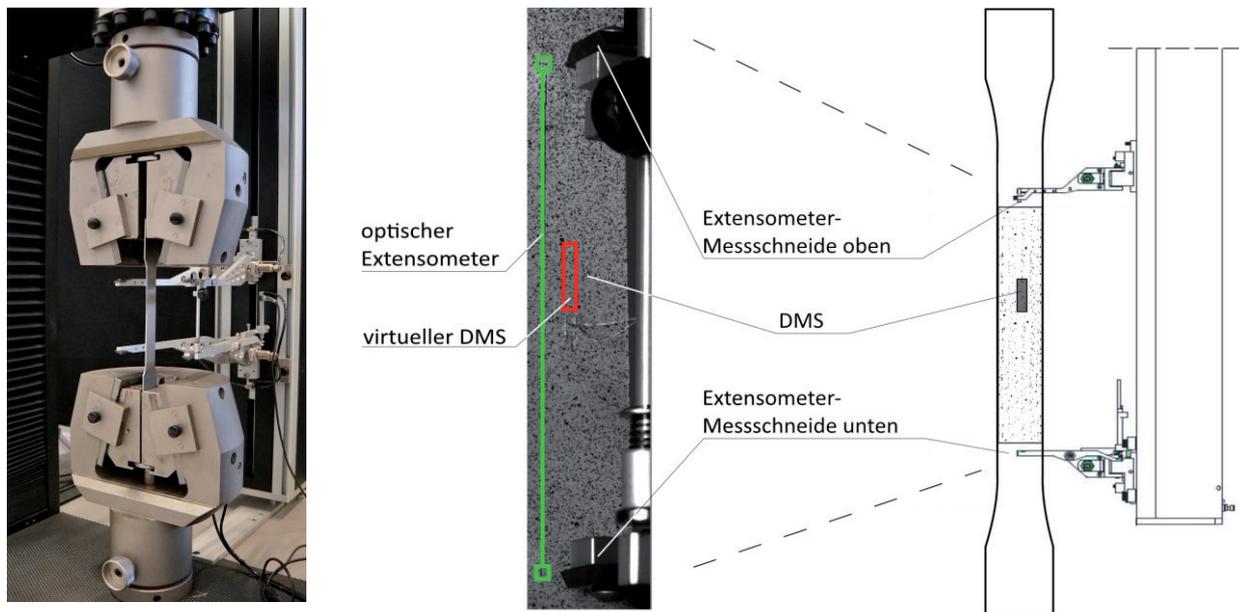
Im konstruktiven Ingenieurbau ist eine Vielzahl von Nachweisen erforderlich, um die ausreichende Trag- und Gebrauchstauglichkeit von Bauteilen nachzuweisen. Zur Bestimmung des Tragverhaltens werden i.d.R. Bauteilversuche durchgeführt und mathematische Modelle unter Berücksichtigung der Werkstoffeigenschaften (z.B. Festigkeit, Elastizitätsmodul) entwickelt. Dabei ist die genaue Erfassung von Verformungen entscheidend [9]. In der Praxis werden zur Messung überwiegend

- Dehnungsmessstreifen (DMS) zur Verformungsbestimmung von Bauteilen oder Bauwerken
- Extensometer (EXT) zur Ermittlung elementarer Werkstoffeigenschaften

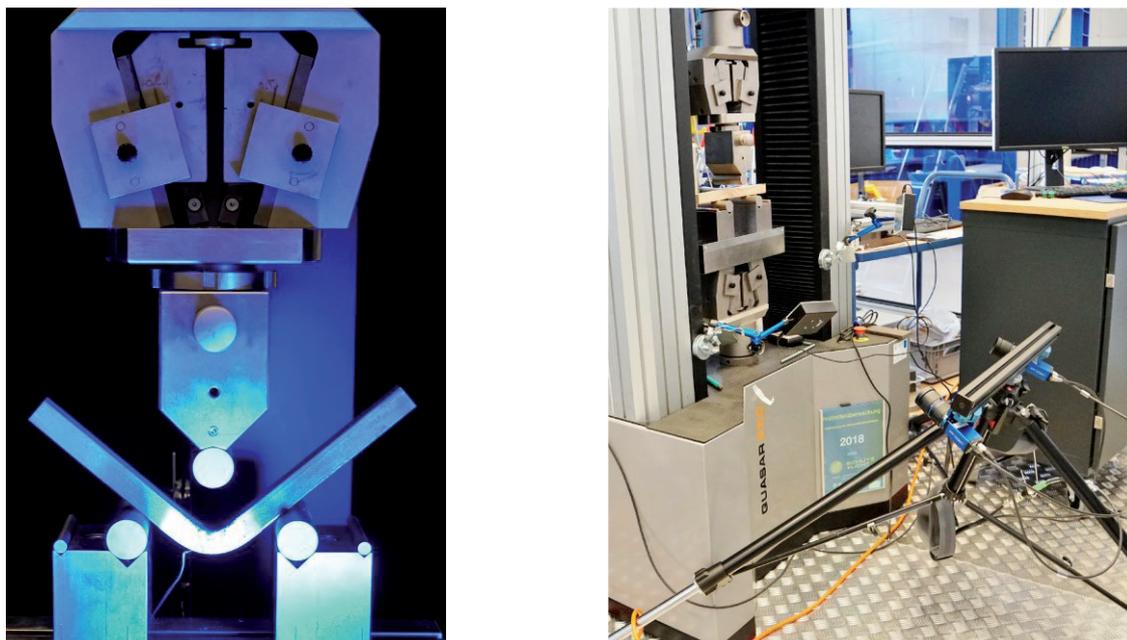
verwendet [15]. Diese Messverfahren zählen zu den klassischen (berührend messenden) Verfahren, welche sich seit mehreren Jahrzehnten bewährt haben [10]. Mit der Entwicklung leistungsstarker Rechner und hochauflösender Kameras ist der Einsatz von optischen Messsystemen (OMS) unter Verwendung der digitalen Bildkorrelation (3D-DIC) möglich geworden [14]. Jedes dieser Messsysteme weist unterschiedliche Vor- und Nachteile auf und wurde bisher i.d.R. nur in typischen Anwendungsgebieten eingesetzt. Im Rahmen einer Untersuchung an der Hochschule Ruhr West wurden die Messergebnisse aller drei Messsysteme an Zug- und Biegeversuchen der Werkstoffe Baustahl und Holz verglichen.

## 2 Experimentelle Untersuchungen

In den vorliegenden Untersuchungen erfolgten die Zug- und Biegeversuche [17] auf einer Universalprüfmaschine. Der Versuchsumfang wurde je Werkstoff auf eine Probengeometrie begrenzt. Die genaue Probengeometrie ist durch die entsprechenden Prüfnormen DIN 50125 [2], ISO 6892-1 [7], ISO 7438 [8] für Metall und DIN 52188 [3], DIN 52186 [4] für Holz vorgeschrieben. Die Versuchsaufbauten für beide Versuchsarten sind in Bild 1 und 2 dargestellt.



**Bild 1** Versuchsaufbau für Metallzugversuch (links), Gleichzeitiger Einsatz der drei Messtechniken (Extensometer, DMS und opt. Messsystem) an einer Zugprobe (rechts)



**Bild 2** Biegeprobe beim Dreipunktbiegeversuch Metall (links), Versuchsaufbau beim Biegeversuch (rechts)

Der in den Versuchsaufbauten dargestellte Extensometer (Bild 1) ist Bestandteil der Universalprüfmaschine. Die Extensometerarme sowie die Auflagerabstände wurden für jede Werkstoffprobe (Metall und Holz) mit der nach Prüfnorm erforderlichen Messlänge eingestellt.

Weiterhin wird aus Bild 1 deutlich, dass neben dem Extensometer an der gleichen Probe auch Messungen mit DMS sowie optische Messungen erfolgen. Für die optische Messung (zwei 12,2 MPixel Kameras) muss der Probekörper mit einem zufälligen Punktmuster („Specklemuster“) versehen werden, damit während der Versuchsdurchführung die Kameras mittels Bildkorrelation die Verformung der einzelnen Punkte erfassen können.

Bei der Versuchsvorbereitung wurde deutlich, dass durch die unterschiedlichen Messsysteme verschiedene Messbereiche erfasst werden. Es gilt vereinfacht:

- DMS → punktuelle Messung an Klebestelle
- EXT → Gesamtmessung zwischen den Extensometerarmen

Eine ungleichmäßige Längenänderung zwischen den Extensometerarmen kann durch das Extensometer nicht erfasst werden, während der DMS Verformungen außerhalb der Klebestelle nicht berücksichtigt, s. [11], [16]. Somit können die Messwerte aus EXT und DMS nicht direkt miteinander verglichen werden. An dieser Stelle tritt ein wesentlicher Vorteil der optischen Messung hervor, da diese es ermöglicht, die Messbereiche frei zu definieren. Mithilfe der Bildkorrelation können Verformungen von Punkten, Linien und Polygonflächen ausgewertet werden. Zum Vergleich der Messergebnisse wurde gemäß Bild 1 rechts für die Bildkorrelation ein „optischer Extensometer“ (grüne Linie) und ein „virtueller DMS“ (rotes Polygon) definiert.

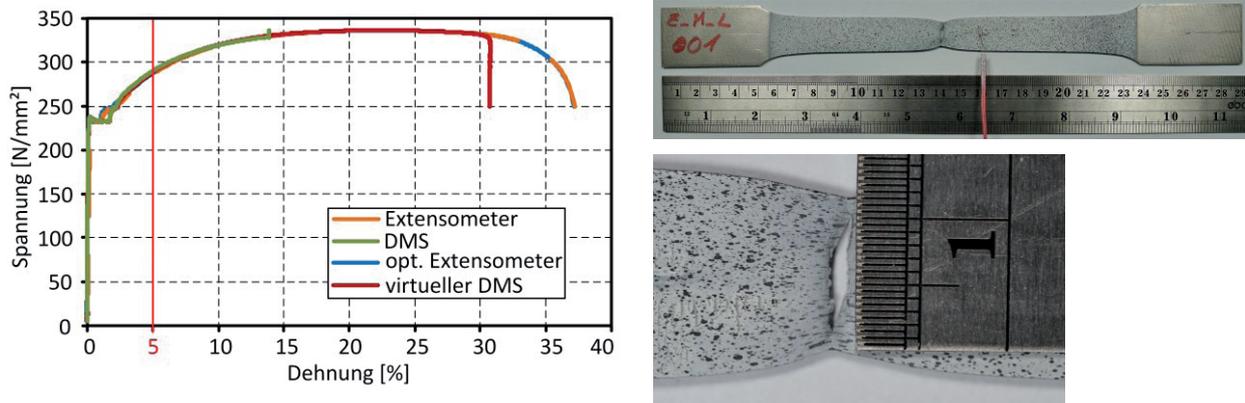
Um die maximale Biegerandspannung an der Stelle der größten Durchbiegung der Biegeprobe messen zu können, wurde der DMS unterhalb des Druckstempels in Längsrichtung der Probe appliziert (Bild 2 links). Die Platzierung der beiden Kameras erfolgte dabei schräg von unten (Bild 2 rechts), um Messungen über eine vertikale Fläche (Bauteildicke) für die Veränderung der Spannung über die Höhe und eine horizontale Fläche (Bauteilunterkante) zur Ermittlung der Biegespannung zu ermöglichen.

### 3 Versuchsergebnisse

In Rahmen dieser Versuchsreihe wurden jeweils fünf Metallproben nach DIN 50125 [2], ISO 7438 [8] und jeweils fünf Holzzugproben nach DIN 52 188 [3], DIN 52186 [4], DIN 50014 [1] untersucht. Die Ergebnisse der verwendeten Messverfahren (EXT, DMS und OMS) sind in den folgenden Abschnitten zusammengefasst. Weitere Ergebnisse und Diagramme der Zug- und Biegeversuche sind in [12] und [13] enthalten. Darin werden zusätzlich die Ergebnisse an GFK-Proben vorgestellt.

### 3.1 Metallzugversuch

Die Messergebnisse für den Metallzugversuch M\_Z\_1 sind im Bild 3 dargestellt. Es wird deutlich, dass die Messsysteme eine sehr gute Übereinstimmung der Messergebnisse liefern. Der Graph des DMS (grüne Funktion in Bild 3) endet bei ca. 14% Dehnung, da der DMS aufgrund zu großer Dehnung zerstört wird. Gemäß Herstellerangaben ist die Verwendung auf maximal 5% Dehnung begrenzt (in Bild 3 rot markiert). Somit wird deutlich, dass der DMS bis kurz vor der Zerstörung sehr gute Messwerte liefert.



**Bild 3** Spannungs-Dehnungs-Diagramm der unterschiedlichen Messverfahren am Metallzugversuch M\_Z\_1 (links) mit typischem Bruchbild der Zugprobe (rechts)

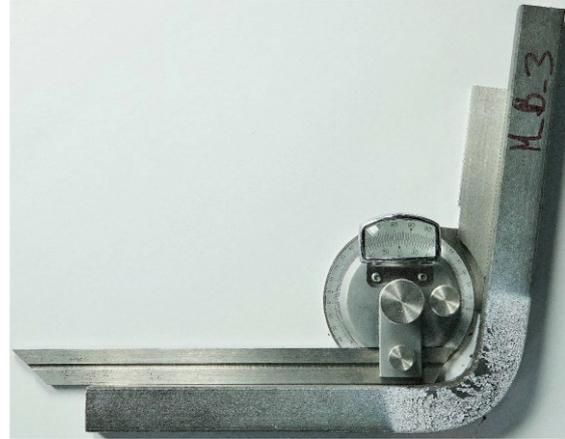
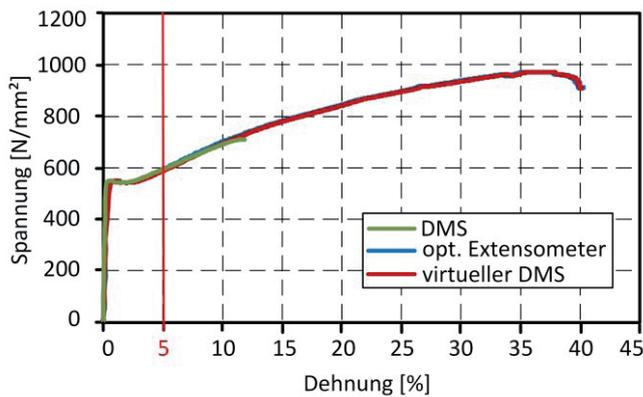
Die ermittelten Materialkennwerte der unterschiedlichen Messverfahren sind in Tabelle 1 aufgeführt. Aufgrund der begrenzten Dehngrenze der Dehnungsmessstreifen können keine Zugfestigkeitswerte angegeben werden.

**Tabelle 1** Materialkennwerte der Metallproben

Probe	Dehngrenze $R_{0,2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]				Zugfestigkeit $R_m$ [N/mm <sup>2</sup> ]			
	EXT	DMS	opt. EXT	virt. DMS	EXT	DMS	opt. EXT	virt. DMS
M_Z_1	235	236	234	236	336	-	336	336
M_Z_2	235	234	234	235	337	-	337	337
M_Z_3	210	210	210	210	335	-	335	335
M_Z_4	231	229	231	229	332	-	332	332
M_Z_5	238	237	238	236	338	-	338	338
Mittelwert	230	231	229	229	336	-	336	336
Stand.-abweichung	10	11	10	10	2	-	2	2
nach DIN EN 10130 [6]	210				330			

### 3.2 Metallbiegeversuch

Im Bild 4 sind die Kurvenverläufe der Metallbiegeprobe M\_B\_1 von DMS und dem optischen Messsystem dargestellt. Bei Betrachtung des Gesamtversuches ergibt sich eine sehr gute Übereinstimmung.



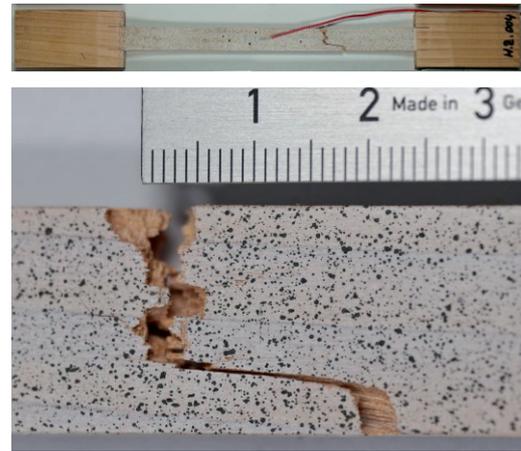
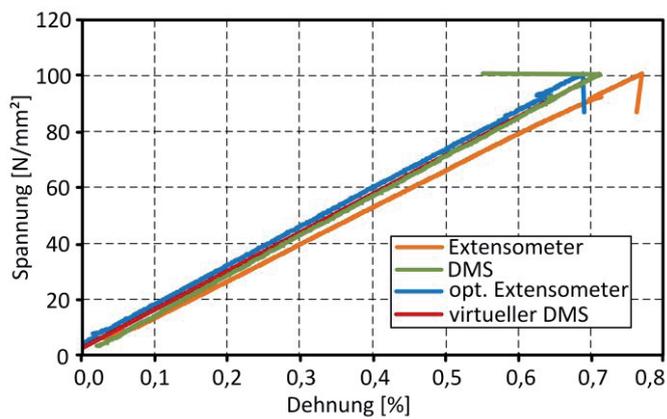
**Bild 4** Spannungs-Dehnungs-Diagramm der unterschiedlichen Messverfahren an Metallprobe M\_B\_1 (links) mit typischen Biegeprobe nach dem Versuch (rechts)

Der Kurvenverlauf des Extensometers konnte nicht abgebildet werden, da das eingesetzte Extensometers nur für Zugversuche ausgelegt ist. Wie schon bei Metallzugversuchen wurde auch bei den Biegeversuchen die Dehnungsbegrenzung von 5% (nach Herstellerangaben), um mehr als das Doppelte überschritten (grüne DMS-Kurve). Weiterhin wird anhand der elastischen Grenze deutlich, dass eine andere Stahlsorte als beim Zugversuch untersucht wurde.

### 3.3 Holzzugversuch

Im Bild 5 sind die Ergebnisse der einzelnen Messverfahren für die Holzzugprobe H\_Z\_1 dargestellt. Die Ergebnisse aus DMS und optischem Messsystem stimmen gut überein. Der Verlauf der Extensometer-Kurve (orange) weist eine leichte Abweichung zu den anderen Kurven auf. Auch bei weiteren Holzzugversuchen verläuft die orange Kurve i.d.R. etwas tiefer als die anderen drei Kurven, welche enger beieinanderliegen. An diesem Beispiel ist deutlich zu erkennen, dass infolge der Inhomogenität des Naturproduktes Holz größere Abweichungen der Messwerte auftreten.

Die ermittelten Materialkennwerte der unterschiedlichen Messverfahren der Holzproben sind in Tabelle 2 zusammengefasst. Aufgrund der wesentlich kleineren Dehnungen, im Vergleich zum Werkstoff Stahl, konnten Abweichungen nur im Bereich der Dehnungen (s. Bild 5), jedoch nicht bei den maximalen Zugfestigkeiten, festgestellt werden. Durch das spröde Versagen des Werkstoffes Holz ist eine Bildkorrelation bei einsetzendem Bruch nicht mehr möglich.



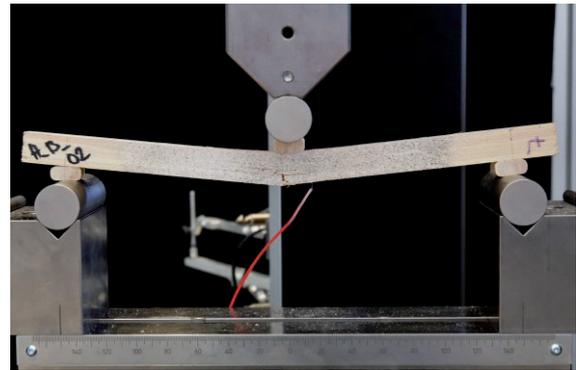
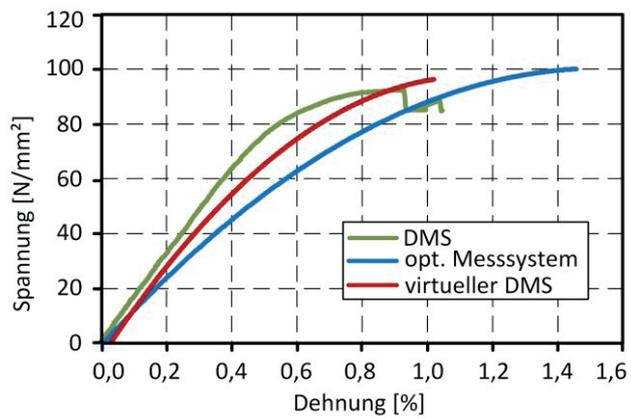
**Bild 5** Spannungs-Dehnungs-Diagramm der unterschiedlichen Messverfahren an Holzprobe H\_Z\_1 (links) mit typischen Bruchbild der Zugprobe (rechts)

**Tabelle 2** Materialkennwerte der Holzproben  
(\*Aufgrund der hohen Ästigkeit wurde der Versuch als ungültig gewertet)

Probe	Rohdichte $\rho_N$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Feuchtegehalt DIN 13183-2 [%]	Zugfestigkeit $\beta_z$ [N/mm <sup>2</sup> ] DIN 50014 [1]			
			EXT	DMS	opt. EXT	virt. DMS
H_Z_1	0,48	13	100,9	100,9	100,9	100,9
H_Z_2	0,59	12	104,4	104,4	104,4	104,4
H_Z_3*	0,49*	12*	63,8*	63,8*	63,8*	63,8*
H_Z_4	0,56	12	106,4	106,4	102,4	102,4
H_Z_5	0,65	12	135,2	135,2	134,9	134,9
Mittelwert	0,56	12,3	111,7	111,7	110,7	110,7
Standardabweichung	0,06	0,75	13,7	13,7	14,1	14,1
nach DIN 68364 [5]	0,58	-	105			

### 3.4 Holzbiegeversuch

Bild 6 zeigt die Spannungs-Dehnungs-Kurvenverläufe der DMS Messtechnik und der optischen Messtechnik für die Holzbiegeprobe H\_B\_2 mit einem typischen Bruchbild nach dem Biegeversuch. Anhand der Kurven des realen DMS (grün) und des virtuellen DMS (rot) werden die geringen Messabweichungen deutlich. Die Messwerte vom optischen Messsystem (blau) weichen aufgrund der punktuellen Messung (es wurde nur die Verformung eines Punktes erfasst) sowie der Messstelle und der Inhomogenität des Holzes zu anderen Kurven ab. Auch bei weiteren Biegeversuchen sind diese Differenzen zu erkennen.



**Bild 6** Spannungs-Dehnungs-Diagramm der unterschiedlichen Messverfahren an Holzbiegeprobe H\_B\_2 (links) mit typischen Bruchbild der Biegeprobe nach dem Versuch (rechts)

Der vorhandene Extensometer kann nur für Zugversuche verwendet werden. Die Messwerte der Biegeversuche (s. Tabelle 3) wurden anhand der integrierten Kraftmessdose in der Universalprüfmaschine ermittelt. Die Schwankungen der Dehnungen bei den einzelnen Messsystemen sind auf die Inhomogenität des Holzes sowie auf die unterschiedlichen Messstellen zurückzuführen.

**Tabelle 3** Materialkennwerte der Holzbiegeproben

Probe	Rohdichte $\rho_N$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Feuchtegehalt DIN 13183-2 [%]	Biegespannung $\sigma_b$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Zugfestigkeit $R_m$ [N/mm <sup>2</sup> ]		
				DMS	opt. EXT	virt. DMS
H_B_1	0,65	12	82,4	1,16	1,32	0,90
H_B_2	0,84	13	79,7	1,42	1,46	1,07
H_B_3	0,83	12	88,8	1,05	0,76	0,70
H_B_4	0,84	13	92,0	0,52	0,45	0,59
H_B_5	0,77	12	92,5	0,82	1,44	0,98
Mittelwert	0,79	12,4	87,1	1,00	1,09	0,85
Stand.-abweichung	0,08	0,49	5,2	0,31	0,41	0,18
nach DIN 68364 [4]	0,58	-	100	-	-	-

## 4 Schlussfolgerungen und Ausblick

Im Rahmen der vorliegenden Versuchsreihe wurden die Messverfahren Extensometer, Dehnungsmessstreifen und optisches Messsystem (3D - dig. Bildkorrelation) untersucht und verglichen. Entscheidend für die Vergleichbarkeit der einzelnen Messmethoden ist, dass an jedem Prüfkörper mehrere Messmethoden gleichzeitig angewendet wurden. Die Vergleichsergebnisse der Metall- und Holzzugproben zeigen deutlich, dass bei unterschiedlichen

Werkstoffen unterschiedliche Abweichungen zwischen den einzelnen Messmethoden vorliegen. Gemäß Bild 3 und 4 ergibt sich bei Betrachtung des Gesamtversuches eine sehr gute Übereinstimmung der Messergebnisse für den Werkstoff Metall. Beim inhomogenen Naturprodukt Holz treten deutliche Abweichungen zwischen den einzelnen Messsystemen auf, s Bild 5 und 6). Gegen Versuchsende ergeben sich bei allen Versuchen Divergenzen, da die Versagensmechanismen die einzelnen Werkstoffe unterschiedlich von den einzelnen Messverfahren erfasst werden. Die Werte in diesen Bereichen sind nur in Ausnahmefällen von Bedeutung.

Neben den hier vorgestellten Zug- und Biegeversuchen liegen weitere Ergebnisse und Erläuterungen von Versuchen sowie weiteren Werkstoffen wie glasfaserverstärkter Kunststoff (GFK) in [12] und [13] vor. Diese Studie soll einen ersten Einblick in die Vergleichbarkeit der Messsysteme liefern und als Grundlage für weiterführende Versuche dienen. Weitere Untersuchungen sind an Bauteilen aus Beton sowie geschraubten und geschweißten Verbindungen aus Stahl geplant.

## 5 Literaturverzeichnis

- [1] DIN 50014 Normalklimate für Vorbehandlung und/oder Prüfung-Festlegung (08-2018)
- [2] DIN 50125 Prüfung metallischer Werkstoffe-Zugproben (12-2016)
- [3] DIN 52188 Prüfung von Holz: Bestimmung der Zugfestigkeit parallel zur Faser (05-1979)13
- [4] DIN 52186 Prüfung von Holz: Biegeversuch (06-1978)
- [5] DIN 68364 Kennwerte von Holzarten-Rohdichte, Elastizitätsmodul und Festigkeiten (05-2003)
- [6] DIN EN 10130 Kaltgewalzte Flacherzeugnisse aus weichen Stählen zum Kaltumformen-Technische Lieferbedingungen (02-2007)
- [7] DIN EN ISO 6892-1 Metallische Werkstoffe-Zugversuch Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur (02-2017)
- [8] DIN EN ISO 7438 Metallische Werkstoffe-Biegeversuch (07-2016)
- [9] B. Heine: Werkstoffprüfung – Ermittlung von Werkstoffeigenschaften, Verlag Hanser, 2011 (2. Auflage)
- [10] J. Hoffmann: Handbuch der Messtechnik, Verlag Hanser, München, 2012
- [11] F.W. Bröck: Dehnungsmessungen an Holz mit direkt applizierten DMS, Messtechnische Briefe 21, Heft 1 (1985), S. 18-23
- [12] L. Schönfeld: Analyse und Vergleich von mechanischen und optischen Messverfahren bei experimentellen Untersuchungen im Stahlbau, Masterarbeit, Lehrstuhl für Stahl- und Leichtmetallbau, RWTH-Aachen, 2019
- [13] L. Schönfeld, C. Ludwig: Konstruktiver Ingenieurbau - Messtechnik, Ausgabe 5-2019, S. 16-23

- [14] M. Schuth, W. Buerakov: Handbuch optische Messtechnik – Praktische Anwendungen für Entwicklung, Versuch, Fertigung und Qualitätssicherung, Verlag Hanser, München, 2017
- [15] M. Laible, B. Bill, K. Gehrke: Mechanische Größen, elektrisch gemessen, Verlag Expert, Renningen, 2014
- [16] S. Keil: Dehnungsmessstreifen, Verlag Springer, Lippstadt, 2017 (2. Auflage)
- [17] W. Bleck, M. Wildau: Werkstoffprüfung in Studium und Praxis, Buch zur Vorlesung, Institut für Eisenhüttenkunde, RWTH-Aachen, 2017 (16.Auflage)

# Entwicklung einer Messmethodik zur Bestimmung der Schienenbewegung unter dem rollenden Rad

Sebastian Spörl

Hochschule für Technik und Wirtschaft, Dresden

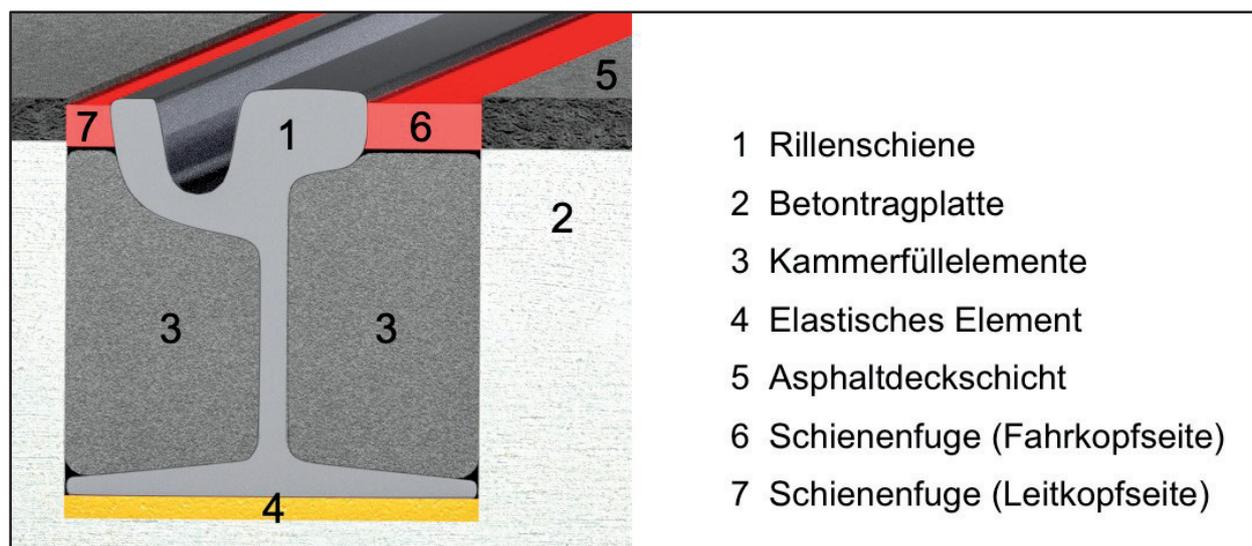
## Zusammenfassung

Es wurde ein Messverfahren entwickelt, mit dem die Schienenbewegung unter dem rollenden Rad ermittelt werden kann. Dieses Messverfahren setzt Linienlasersensoren ein, welche vom fahrenden Schienenfahrzeug aus die räumliche Bewegung der Schiene erfassen können. Mit diesem Messverfahren ist eine Messung der im Betrieb auftretenden Schienenbewegungen möglich, ohne Baumaßnahmen am Oberbau durchführen zu müssen, wie es bei konventionellen Messverfahren notwendig ist.

## 1 Einleitung

### 1.1 Straßenbündige Bahnkörper mit geschlossenem Oberbau

Die Straßenbahn ist eines der wichtigsten Verkehrsmittel des Öffentlichen Personennahverkehrs (ÖPNV). Im innerstädtischen Bereich ist die gemeinsame Nutzung des Fahrweges durch ÖPNV und Individualverkehr in beengten Straßenbereichen oft unvermeidbar. Dies hat die Ausbildung von straßenbündigen Bahnkörpern zur Folge. Diese Fahrwegkonstruktionen werden größtenteils, wie in Abbildung 1 dargestellt, als Feste Fahrbahn oder als Schotteroberbau mit geschlossenem Oberbau hergestellt.



**Abbildung 1:** Aufbau einer Festen Fahrbahn mit geschlossenem Oberbau [1]

Nach dem aktuellen Stand der Technik werden Oberbausysteme entwickelt und hergestellt, die elastische Elemente mit Dämpfungseigenschaften unter der Schiene einsetzen. Diese

wirken lastverteilend und ermöglichen eine gezielte Einsenkung der Schiene bei Überfahrten. Daraus resultiert eine Dämpfung von Erschütterungen und eine Reduktion der Körper- und Luftschallemissionen.

Infolge der Elastizität der Schienenlagerung kommt es bei Überfahrten zu einer Bewegung der Schienen, die sich aus zwei Komponenten zusammensetzt. Die Schiene erfährt

1. eine vertikale Einsenkung infolge der vertikalen Auflast des Schienenfahrzeuges und
2. eine Torsion um die Längsachse, welche aufgrund einer exzentrischen, horizontalen Krafteinwirkung entsteht.

Die konstruktive Gestaltung von Gleisanlagen erfordert die genaue Kenntnis der im Betrieb auftretenden Verformungen der Schiene. Ebenso ist die Entwicklung eines hochwertigen und langlebigen Fugenvergusssystems nur möglich, wenn die Größe der auftretenden Verformungen im Vorfeld bekannt ist. Daraus resultiert eine Nachfrage nach einem Messverfahren, welches die Bestimmung der Schienenbewegung unter Betriebslasten mit möglichst geringem technischen und baulichen Aufwand ermöglicht.

## 1.2 Bekannte Messverfahren

Nach aktuellem Stand der Technik existieren verschiedene Messverfahren, mit denen Messungen der Schienenbewegung ausgeführt werden können. In der Praxis werden derzeit vor allem

- induktive Wegaufnehmer,
- Beschleunigungssensoren und
- Punktlasersensoren

verwendet. Der Einsatz von induktiven Wegaufnehmern und Beschleunigungssensoren erfordert eine Freilegung der Schiene durch Öffnung des Oberbaus. Diese Maßnahme ist äußerst aufwendig und aus verkehrstechnischen Gründen oft nicht realisierbar.

Punktlasersensoren können auf zwei verschiedene Arten zur Messung der Schienenbewegung gemäß DIN SPEC 45673-2 [2] eingesetzt werden. Zum einen können sie wie induktive Wegaufnehmer verwendet werden, um Messungen mit geöffnetem Oberbau durchzuführen. Zum anderen ist ein Einsatz auf dem geschlossenen Oberbau möglich, bei dem die Schienenbewegung in vertikaler und horizontaler Richtung auf dem Leitschienenkopf gemessen wird. Die Ergebnisse sind jedoch nur eingeschränkt mit den konventionellen Messungen vergleichbar, da die komplexen Bewegungen, die sich aus einem Einsenken und einem Verkippen der Schiene zusammensetzen, an jeder Stelle des Schienenquerschnitts zu unterschiedlichen Messergebnissen führen können.

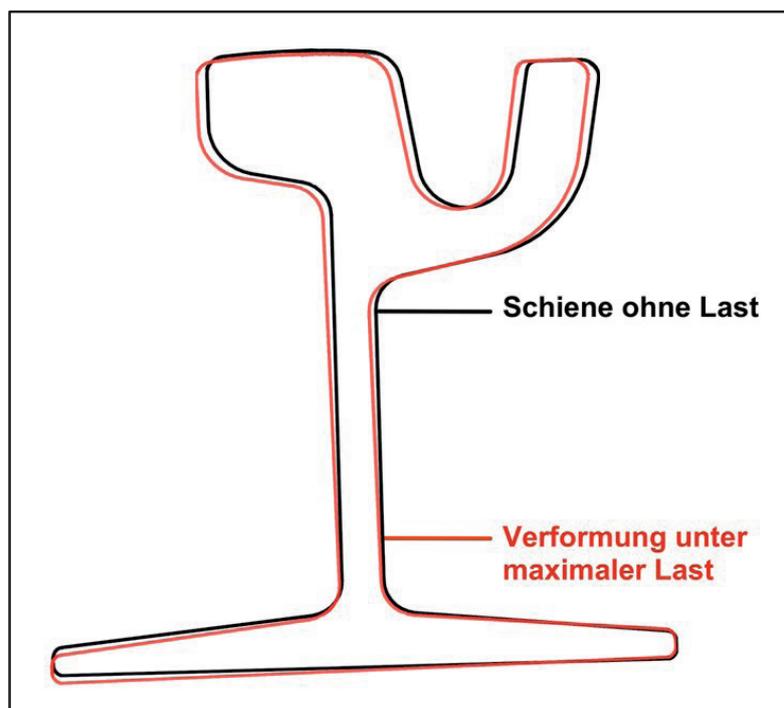
Diese konventionellen Messungen können nur die Veränderung der Messoberfläche in der Messachse des Sensors erfassen. Durch die gekrümmten Oberflächen einer Schiene kann z.B. eine horizontale Bewegung der Schiene eine scheinbare Bewegung in der vertikalen

Messachse bewirken, da die abgerundete Schienenkopfoberfläche nicht rechtwinklig zur vertikalen Messachse verläuft. Auch das Verkippen der Schiene kann durch die einaxialen Messungen nicht erfasst werden und führt zu systematischen Messfehlern, da sich der Winkel zwischen Messoberfläche und Messachse während der Messung verändert.

## 2 Entwicklung einer neuen Messmethodik

### 2.1 Messkonzept

Zur Ermittlung der Größe der Schienenbewegung wurde ein Messverfahren entwickelt, mit dem erstmals vom fahrenden Fahrzeug aus die durch die Überfahrt hervorgerufene Bewegung des Schienenkopfes gemessen werden konnte. Dafür wurden Linienlasersensoren eingesetzt, mit denen ein zweidimensionales Oberflächenprofil der Schiene aufgezeichnet werden konnte. Abbildung 2 stellt das Konzept des neuen Messsystems dar, das auf der Methodik der Überlagerung der Schienenquerschnitte in verschiedenen Lastzuständen beruht.



**Abbildung 2:** Überlagerung der gemessenen Positionen des Schienenquerschnitts in verschiedenen Lastzuständen [1]

Das Messkonzept setzt sich aus den folgenden Schritten zusammen:

1. Es wird eine erste Messung ohne äußere Lasteinwirkung mit einem leichten Handmesswagen aufgezeichnet.
2. Der Schienenquerschnitt wird mit einem zweiten Querschnitt überlagert, der vom fahrenden Schienenfahrzeug aus aufgezeichnet wird. Bei dieser zweiten Messung wird die genaue Schienenposition im Lastzustand direkt hinter dem Rad, welches den

Punkt der größten Belastung und damit auch den Punkt der größten Schienenverformung darstellt, erfasst.

3. Eine präzise Überlagerung der beiden Schienenzustände wird durch einen auf der starren Fahrbahneindeckung montierten **Referenzkörper** (siehe Kapitel 2.2) ermöglicht, der als definierte, bekannte Größe **in beiden Messungen mit erfasst** wird.
4. Durch die Überlagerung der beiden Profile wird die räumliche Verschiebung des Schienenkopfes relativ zur starren Fahrbahneindeckung sichtbar und messbar.

## 2.2 Messtechnik und technische Umsetzung

Die Messungen wurden mit leistungsstarken **Linienlasersensoren** durchgeführt. Diese arbeiten nach dem Triangulationsprinzip, bei dem ein Lasersignal vom Messgerät ausgesendet wird und die von der Messoberfläche zurückgeworfenen diffusen Reflexionen ausgewertet werden. Der Sensor zeichnet ein detailliertes Profil der Messoberfläche mit 1280 Messpunkten auf, wobei sehr hohe Messfrequenzen von bis zu 2000 Hz erreicht werden können. [3] Bei den Messungen entstehen daher sehr große Datenmengen, die über Ethernet zu einem Messcomputer übertragen und gespeichert werden.

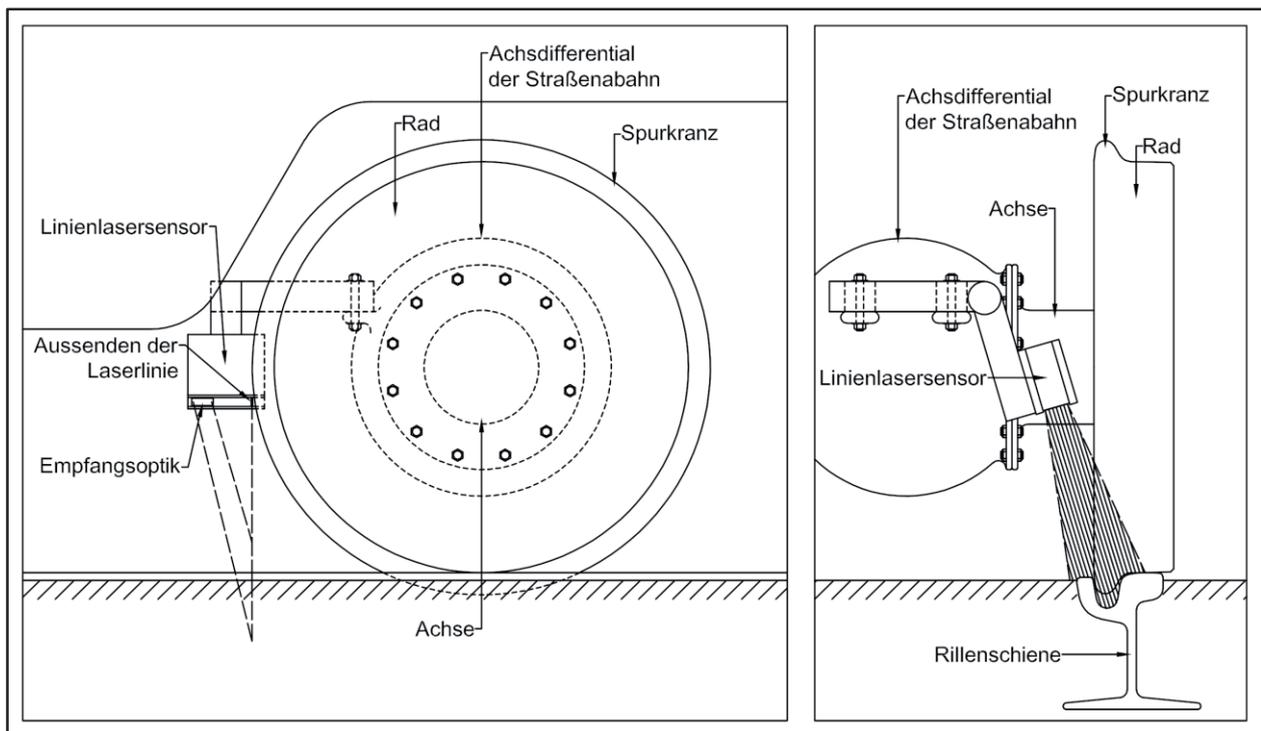
Die **Messung vom fahrenden Fahrzeug** aus stellt das Messsystem vor besondere Herausforderungen:

- Aufgrund des optischen Messprinzips ist ein freies Sichtfeld des Sensors auf den Schienenkopf und den angrenzenden Referenzkörper zwingend erforderlich.
- Das Rad darf den direkten Messbereich nicht tangieren. Gleichzeitig wird eine Messung so nah wie möglich am Rad des Schienenfahrzeuges angestrebt, da im Bereich des Lasteintrags die Verformungen der Schiene am größten sind. Der unvermeidbare Abstand des Messpunktes vom Lasteintragspunkt verursacht einen systematischen Messfehler.
- Außerdem soll das Messfeld des Sensors sowohl den Schienenkopf als auch den Referenzkörper erfassen und präzise abbilden, auch wenn sich die Position der Bahn zur Schiene durch den Sinuslauf seitlich verschiebt oder die Schienen stark abgefahren sind. Die Montageposition des Lasers am Fahrzeug muss deswegen millimetergenau justiert werden.
- Das Drehgestell einer Straßenbahn ermöglicht eine feste Montage des Sensors relativ zum Rad, jedoch erfährt es in engen Bögen sehr große Bewegungen relativ zum Wagenkasten. Diese Bewegungen können bei unsachgemäßer Montage leicht zu Schäden am Sensor führen und die Kabelführung ins Wageninnere erschweren.
- Neben der idealen mechanischen Positionierung des Linienlasersensors am Fahrzeug erfordert auch der mobile Betrieb des Messsystems einige Anpassungen. Das Bordstromnetz einer Straßenbahn liefert unter Umständen eine für Messtechnik ungeeignete Stromqualität, sodass die gesamte Messtechnik unabhängig mit Akkus be-

trieben wird. Eine Kamera wird unter dem Wagenkasten unmittelbar hinter dem Drehgestell angebracht und erlaubt eine ständige visuelle Kontrolle des Messsystems. So können mechanische Probleme und durch das rollende Rad aufgewirbelte Verschmutzungen auf der Messoptik frühzeitig erkannt werden.

- Weiterhin kann die Verschmutzung der Optik des Sensors die Messung erheblich stören, die Montage muss deshalb außerhalb des direkten Spritzbereiches des Rades erfolgen.

Abbildung 3 zeigt die Anordnung der Messtechnik am Drehgestell des Schienenfahrzeuges für die Messung der Schiene im belasteten Zustand.



**Abbildung 3:** Montage des Linienlasersensors am Schienenfahrzeug [1]

Das Messkonzept basiert auf der exakten Überlagerung der in unterschiedlichen Lastzuständen aufgezeichneten Profile. Für diese Überlagerung wurde ein künstlicher Orientierungspunkt in Form eines in Schienennähe auf dem Straßenbelag montierten **Referenzkörpers** entwickelt. Der Referenzkörper durchlief einen umfangreichen Entwicklungsprozess, in den die in den Feldeinsätzen gewonnenen Erfahrungen einfließen.

Im Ergebnis entstand der in Abbildung 4 dargestellte CNC gefräste Referenzkörper mit integriertem Gray-Code-Relief, welches eine exakte Zuordnung der Messstelle der aufgezeichneten Profile sicherstellt. Das Gray-Code-Relief ist zum Lasersensor hin geneigt eingefräst, was seine Erkennbarkeit verbessert und eine kleinere Dimensionierung von nur 2 mm Fräsbreite je Bit erlaubt. Die CNC Fertigung ermöglicht die Herstellung zahlreicher Referenzkörper in kurzer Zeit und mit hoher Präzision.



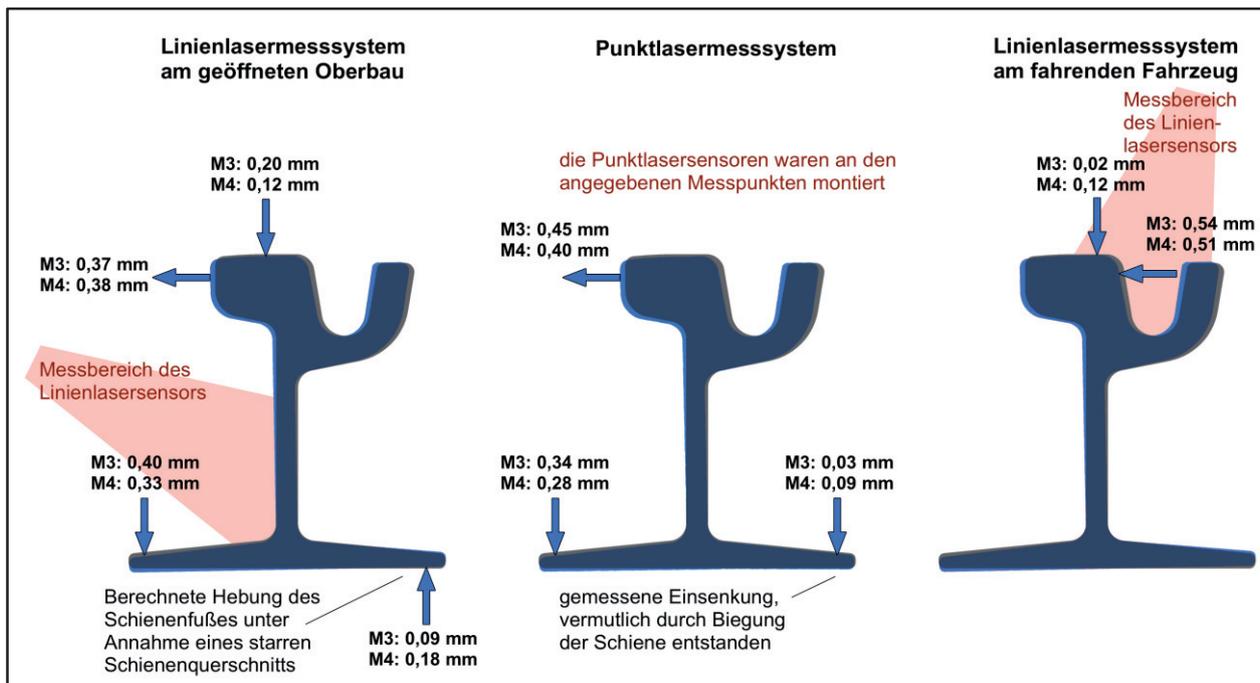
**Abbildung 4:** Referenzkörper mit gefrästem Gray-Code

Für die Überlagerung und Auswertung der unter verschiedenen Lastzuständen gewonnenen Messdaten wurden **Algorithmen** entwickelt, welche unvermeidbar auftretende Messfehler kompensieren und eine Bestimmung der Größe der Bewegung des Schienenkopfes ermöglichen.

Die Bewegung des Drehgestells der Bahn in Bogenfahrten führt zwangsläufig zu einer leichten Verdrehung des Sensors relativ zur Schiene. Zusätzlich wirken sich Erschütterungen und Montageteranzen negativ auf die exakte Positionierung des Sensors aus. Da diese Einflüsse Messfehler erzeugen, wurde ein Kompensationsverfahren entwickelt. Mit Hilfe der bekannten Geometrie Referenzkörper wurden in den Messdaten vorliegenden Verzerrungen berechnet, die während der Messung entstanden sind. Auf dieser Grundlage wurden die unvermeidlichen Bewegungen des Sensors mathematisch korrigiert und so die entstehenden Messfehler stark reduziert. Die zuverlässige Funktion der Korrekturalgorithmen wurde unter Laborbedingungen überprüft und konnte auch für stark überhöht simulierte Bewegungen des Sensors nachgewiesen werden.

### 2.3 Einsatz des Messsystems

Im August 2017 wurden in Halle (Saale) umfangreiche Messungen der Schienenbewegung durchgeführt. In enger Zusammenarbeit mit der Halleschen Verkehrs-AG (HAVAG) wurden geeignete Messstellen für den Einsatz des Linienlasermesssystems ausgewählt. Im Juni 2018 wurden im Bereich der Messstellen „M3“ und „M4“ zusätzlich zu den vorangegangenen Linienlasermessungen die Schieneneinsenkungen mit Hilfe von Punktlasersensoren bestimmt. Außerdem wurde ein Linienlasersensor fest neben der Schiene montiert und ebenfalls für die Bestimmung der Schienenbewegung eingesetzt. Somit ist ein Vergleich der Ergebnisse des neu entwickelten Linienlasermessverfahrens mit konventionellen Messungen möglich. Abbildung 5 zeigt einen Vergleich der Messergebnisse der verschiedenen Messverfahren.



**Abbildung 5:** Vergleich der Ergebnisse der Messverfahren [1]

Die Messergebnisse machen deutlich, dass das konventionelle Punktlasermessverfahren von systematischen Messfehlern beeinflusst wird und nur mit einer räumlichen Erfassung der Schiene eine exakte Beschreibung der Schienenbewegung möglich ist. Die Größe der Verschiebungen ist, bedingt durch das Verkappen der Schiene, vom gewählten Messpunkt abhängig. Mit der Linienlasermessung an der Schiene kann der gesamte Schienenquerschnitt rekonstruiert werden und die Messergebnisse lassen sich mit den Ergebnissen des neu entwickelten Linienlasermessverfahrens vom fahrenden Fahrzeug aus vergleichen. Bei diesem Vergleich muss jedoch beachtet werden, dass die Messungen vom fahrenden Fahrzeug aus mit einer schwer beladenen Tatra T4D Bahn durchgeführt wurden, während die lokalen Messungen an der Schiene verschiedene Bahnen des Regelbetriebs erfasst haben, deren genaue Achslasten nicht bekannt sind. Zusätzlich wurden bei den lokalen Messungen jeweils die Lastspitze jener Achsen ausgewertet, welche die größten Verformungen ausgelöst haben. Bei der Messung vom Fahrzeug aus konnte jeweils nur die Verformung der Schiene unter der mit Messtechnik ausgestatteten Achse ermittelt werden. Die Ergebnisse der konventionellen Messung am offenen Gleis mit Punkt- und Linienlasern weichen stärker als erwartet voneinander ab. Aufgrund der systematischen Messfehler der Punktlasermessung ist eine geringe Abweichung unvermeidbar, jedoch sind die Differenzen der Einsenkung des inneren Schienenfußes zu groß. Bei der Linienlasermessung wird dieser Messwert unter der Annahme mathematisch bestimmt, dass der Querschnitt der Schiene während der Belastung unverändert bleibt und keine Biegung im Steg- oder Fußbereich auftritt. Da alle anderen Messpunkte eine deutlich geringere Abweichung zeigen, kann vermutet werden, dass es zu einer leichten Verformung des Schienenquerschnitts kommt, der die mithilfe der Linienlasermessung berechnete Hebung des inneren Schienenfußes nicht realistisch erscheinen lässt.

### 3 Zusammenfassung und Ausblick

Die Messmethodik zur Bestimmung der Schienenbewegung unter dem rollenden Rad mittels Linienlasersensoren konnte erfolgreich entwickelt und eingesetzt werden. Es konnten Messungen ohne aufwendige Öffnung des Oberbaus durchgeführt werden und die Funktion des Messverfahrens wurde durch konventionelle Messungen verifiziert.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass alle eingesetzten Messverfahren plausible Messergebnisse liefern, die Linienlasermessung jedoch eine grundlegende Verbesserung gegenüber der Messung mit punktförmig arbeitenden Messmitteln darstellt. Unabhängig davon, ob vom fahrenden Fahrzeug aus oder direkt an der Schiene gemessen wird, treten die systematischen Messfehler einer punktförmigen Messung beim Einsatz von Linienlasersensoren nicht auf, da diese die komplexe Bewegung der Schiene vollständig abbilden können.

Bei zukünftigen Messaufgaben am geschlossenen Oberbau kann das neu entwickelte Messverfahren als Alternative zu konventionellen Verfahren eingesetzt werden, wenn die räumliche Verschiebung der Schiene exakt ermittelt werden soll oder keine baulichen Veränderungen am Oberbau möglich sind.

### 4 Literaturverzeichnis

- [1] Sebastian Spörl, *„Entwicklung eines Prüfverfahrens zur Untersuchung der Gebrauchstauglichkeit von Schienenfugen“*, Dresden, 2019
- [2] DIN SPEC 45673-2, *„Mechanische Schwingungen – Elastische Elemente des Oberbaus von Schienenfahrwegen – Teil 2: Ermittlung statischer und dynamischer Kennwerte im Betriebsgleis“*, Mai 2018
- [3] Micro Epsilon, 2019 August 22, *„Laser-Scanner – Übersichtstabelle“* [Online]: [www.micro-epsilon.de/2D\\_3D/laser-scanner/model-overview](http://www.micro-epsilon.de/2D_3D/laser-scanner/model-overview)