

Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonfahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung von Brücken im Bestand unter vorwiegend konzentrierten Radlasten

V. Adam, M. Harter, J. Hegger, R. Maurer, G. Rombach, E. Stakalies, R. Tecusan, L. Wentzek, K. Zilch

ZUSAMMENFASSUNG Bei vielen bestehenden Stahlbetonbrücken weist die Fahrbahnplatte rechnerisch keine ausreichende Querkrafttragfähigkeit auf. Trotz dieses Defizits sind Schäden bislang nicht bekannt. Die wesentliche Einwirkung resultiert aus den konzentrierten Radlasten für deren Ansatz bislang keine einheitliche Nachweismethode existiert. In einem von der BAST beauftragten Forschungsvorhaben wurde basierend auf den Untersuchungen der TU Hamburg eine Vorgehensweise für den Querkraftnachweis von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung für den Neubau entwickelt, die eine computerunterstützte Querkraftnachweisführung ohne händische Ermittlung einer mitwirkenden Plattenbreite erlaubt. Dieser neue Vorschlag wurde für die Brückennachrechnung angepasst und wird im Folgenden erläutert.

STICHWÖRTER

Brückennachrechnung, Fahrbahnplatte, Stahlbeton, Querkraftbemessung ohne Querkraftbewehrung, Radlasten

1 Einleitung

Bei der Querkraftbemessung von Brückenfahrbahnplatten resultiert ein wesentlicher Anteil der Einwirkung aus den Radlasten. Diese weisen mit $40 \cdot 40$ (cm) eine vergleichsweise kleine Aufstandsfläche auf und wirken daher als konzentrierte Last auf die Stahlbetonfahrbahnplatte. Aufgrund des zweiachsialen Tragverhaltens werden im Bemessungsschnitt Bereiche für den Lastabtrag aktiviert, die über eine im Vergleich zur Radlast deutlich größere Plattenbreite reichen und als mitwirkende Plattenbreite bezeichnet wird. Für deren Ermittlung gibt es bislang keine einheitlichen Regelungen. Die diversen zur Verfügung stehenden Berechnungsmethoden (z.B. [1], [2], [3], [4], [5]) liefern unterschiedliche Ergebnisse. Hinzu kommen abweichende Regelungen hinsichtlich der maßgebenden Laststellung. Die bisherigen Erfahrungen zeigen, dass die Resultate der Berechnungen sowohl bei der Ermittlung der Beanspruchungen als auch bei der Interpretation der Bemessungsverfahren nach aktueller Normung in einer erheblichen Bandbreite voneinander abweichen können, ohne dass die Richtigkeit der Ansätze immer eindeutig beurteilt werden kann. Die Schnittgrößenermittlung und Bemessung entscheidet aber darüber, ob Querkraftbewehrung erforderlich ist oder nicht. Basierend auf den Forschungsarbeiten an der TU Hamburg

Shear Capacity of Reinforced Concrete Deck Slabs without Shear Reinforcement of Existing Bridges under Predominantly Concentrated Wheel Loads

ABSTRACT Shear design of existing bridge deck slabs is not satisfactorily resolved. A significant proportion of the actions on bridge decks results from wheel loads. Up to now, there is no generally accepted method available. Thus, the German Federal Highway Research Institute (BAST) initiated a research project with the objective of developing a generalised design procedure for shear in RC bridge decks without shear reinforcement for new structures. Based on research done at TU Hamburg, a novel method is proposed for new structures that allows computer-aided shear design without determining an effective width. The procedure was modified for existing bridges and will be presented in the following.

[6], [7] wurde im Rahmen eines von der Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST) beauftragten Forschungsvorhabens in einem Forschungskonsortium der TU Dortmund, TU Hamburg, RWTH Aachen und Zilch + Müller Ingenieure ein Vorschlag für eine einheitliche Vorgehensweise für den Querkraftnachweis von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung für Neubauten erarbeitet [8]. Für den Vorschlag zur Aufnahme in die BEM-ING Teil 2 zur Nachrechnung von Bestandsbrücken [9] als Fortschreibung der Nachrechnungsrichtlinie [10], [11] wurden zielbezogene Anpassungen durchgeführt.

Die Untersuchungen gliedern sich in Betrachtungen der Einwirkungs- und Widerstandsseite, da es sich bei dem neuen Rechenmodell um eine ganzheitliche Vorgehensweise handelt. Es wurden auch bislang offene Fragen hinsichtlich der maßgebenden Laststellungen oder Bemessungsschnitte adressiert. Die Nachweisführung basiert auf einer computergestützten Schnittgrößenermittlung und Bemessung mit FEM an einem Ersatzsystem mit vorgegebenen Modelleinstellungen. Die Gegenüberstellung der Einwirkung v_{Ed} mit dem Querkraftwiderstand v_{Rd} der Platte erfolgt in vorgegebenen Bemessungsschnitten ohne händische Ermittlung einer mitwirkenden Plattenbreite. Der Ansatz für den Querkraftwiderstand wurde anhand von numerischen Untersuchungen kalibriert, denen eine Datenbasis experimenteller Unter-

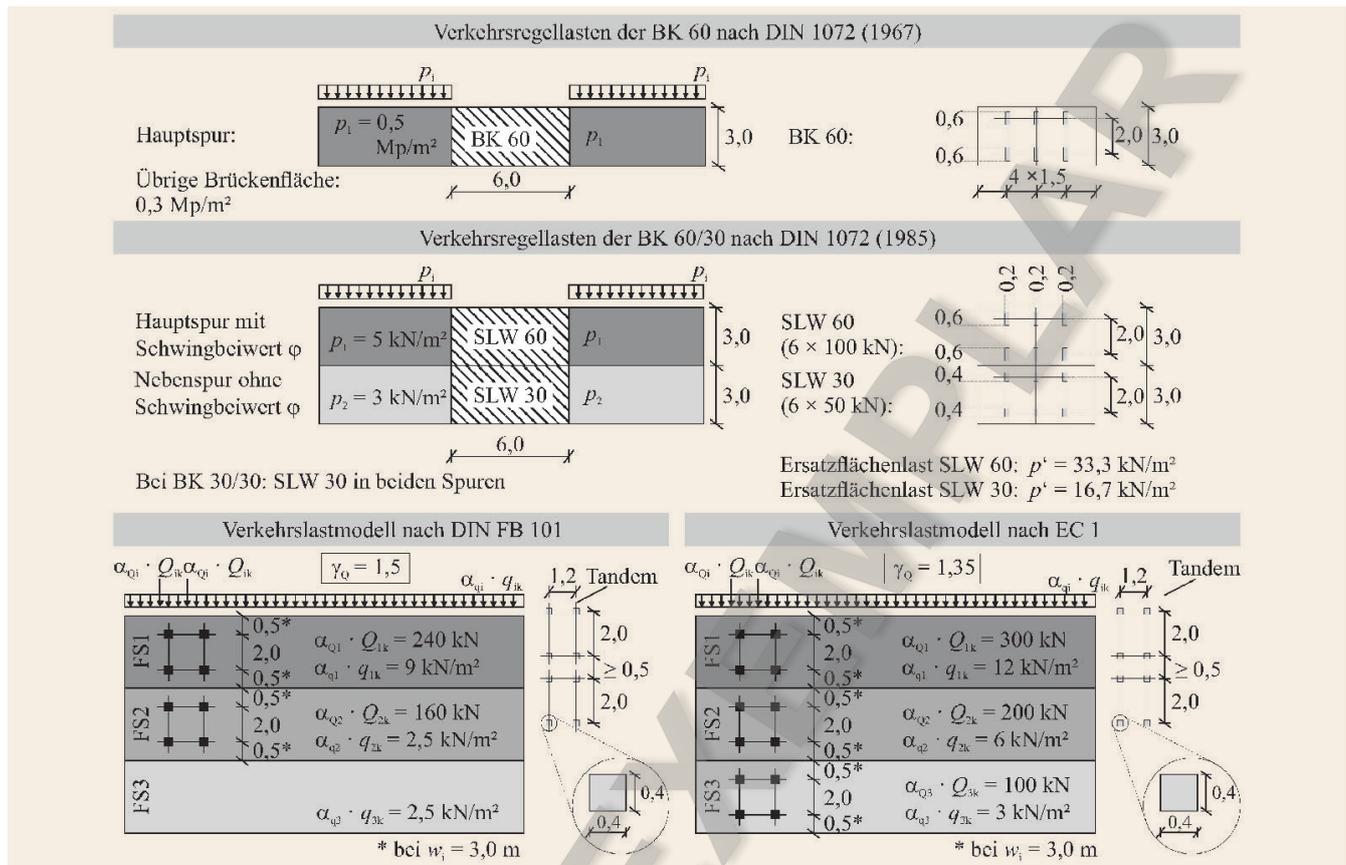


Bild 1. Übersichtsdarstellung der aktuellen und historischen Verkehrslastmodelle *Abb.: nach [14], [15], [16], [17], [20]*
 Fig. 1. Overview of current and historic traffic load models *Source: according to [14], [15],[16], [17], [20]*

suchungen an Fahrbahnplattenausschnitten mit Radlasten zugrunde liegt [4], [7]. Im vorliegenden Beitrag erfolgt eine Zusammenfassung der Vorgehensweise und der Ergebnisse, deren Grundlagen in [12], [13] erläutert werden.

2 Vertikale Verkehrslast für die Nachrechnung

Die anzusetzenden Verkehrslasten auf Brücken sind im Zuge der Entwicklung und Fortschreibung der Normen stetig angeho- ben worden, um den gestiegenen und zukünftig zu erwartenden weiter zunehmenden Schwerlastverkehr abzudecken. Eine Über- sicht über das aktuell gültige und die historischen Lastmodelle ab der DIN 1072 (1967) [14] ist in **Bild 1** zusammengestellt. Die Nachrechnungsrichtlinie [10], [11] sieht für den Ansatz der vertikalen Verkehrslast eine Unterscheidung entsprechend des Ziel- lastniveaus vor, das sich in Abhängigkeit der durchschnittlichen täglichen Verkehrsstärke des Schwerverkehrs (DTV-SV) ergibt. Zur Sicherstellung ausreichend geringen Verkehrsaufkommens bei Ansatz eines älteren Ziellastniveaus (vor DIN-Fachbericht) sind Verkehrszählungen oder -abschätzungen erforderlich.

- Die angegebenen Lastniveaus ergeben sich zu
- BK 60: Brückenklasse 60 nach DIN 1072 (1967) [14]
 - BK 60/30 beziehungsweise. BK 30/30 nach DIN 1072 (1985) [17]
 - LM1: Lastmodell 1 nach DIN FB 101 [15] oder EC1-2+NA(D) [16]

und werden im Nachfolgenden kurz beschrieben.

Mit Einführung der DIN 1072 (1967) [14] wurden die in der Vorgängerversion von 1952 [18] sechs unterschiedenen Brückenklassen auf drei Verkehrs-Regelklassen reduziert. Neben der in der Nachrechnungsrichtlinie aufgegriffenen BK 60 für Auto- bahnen bis Landstraßen und Stadtstraßen waren dies die BK 30 für Kreisstraßen und Hauptwirtschaftswege sowie BK 12 für Wirtschaftswege zwar mit Lastkraftwagen- aber ohne Schwerlast- wagenverkehr. Zusätzlich waren damals mehrere Zwischenklas- sen für die Brückennachrechnung vorgesehen.

In der DIN 1072 [17] aus 1985 wurden Straßenbrücken im Zuge von Fernstraßen wie Autobahnen und Bundesstraßen in die BK 60/30 oder in die BK 30/30 für Landstraßen wie Gemeinde- straßen und Wirtschaftswege eingeteilt. Die Brückenfläche wurde in eine Haupt- und eine Nebenspur von je 3 m Breite unterteilt. Für die Hauptspur war zusätzlich ein Schwingbeiwert φ nach Gleichung (1) anzusetzen. Dieser wirkte sich vor allem bei klei- nen Spannweiten in Brückenquerrichtung beim Nachweis der Fahrbahnplatten aus.

$$\varphi = 1,4 - 0,008 \cdot l\varphi \geq 1,0 \tag{1}$$

Im üblichen Spannweitenbereich in Brückenquerrichtung von circa 1,00 m bis 7,00 m ergaben sich damit Schwingbeiwerte von 1,39 bis 1,34.

Weiterhin sieht die Nachrechnungsrichtlinie vor, dass für lo- kale Nachweise bei Ansatz der BK 30/30 charakteristische Ein- zelachslasten von 170 kN bei klassifizierten Straßen und Haupt-

wirtschaftswegen beziehungsweise 130 kN bei gleicher Straßenkategorie und verkehrlicher Nutzungseinschränkung oder bei nicht klassifizierten Straßen anzusetzen sind. Dabei müssen die Einzelachslasten jeweils in möglichst ungünstigster Laststellung angeordnet und in der Hauptspur mit dem Schwingbeiwert φ (Gleichung 1) beaufschlagt werden.

Den Eurocodes liegt ein semi-probabilistisches Sicherheitskonzept auf der Basis von Teilsicherheitsbeiwerten zugrunde, die sowohl für die Einwirkungen als auch für die Materialeigenschaften formuliert sind. Damit ist eine differenziertere Betrachtung als bei Verwendung des globalen Sicherheitskonzeptes wie in DIN 1072 möglich.

Das Konzept der Eurocodes wurde entwickelt, um europaweit einheitliche Bemessungsregeln zu erreichen. Die neuen Regeln wurden 2003 auf Basis der Vornormen ENV als DIN-Fachbericht 101 [15] beziehungsweise DIN-Fachbericht 102 [19] eingeführt. 2009 wurde jeweils eine neue Version veröffentlicht, die Modifikationen und Anpassungen enthielt, aber noch auf der Vornorm basierte. Das Lastmodell 1 (LM1) nach DIN FB 101 besteht aus zwei Teilen: Einer Doppelachse (Tandem-System TS) und einer gleichmäßig verteilten Belastung (Uniformly Distributed Load UDL).

Auch im Verkehrslastmodell von EC1-2 [20] sind die beiden Belastungselemente Doppelachse und gleichmäßig verteilte Flächenlasten enthalten. Im Unterschied zum DIN FB 101 wird auch auf dem Fahrstreifen 3 ein TS angeordnet. Die charakteristischen Lasten wurden für eine Wiederkehrperiode von 1 000 Jahren mit einem Zuschlag für künftige Verkehrsentwicklungen sehr konservativ festgelegt.

Alle Anpassungsfaktoren nach NA(D) wurden durch Kalibrierungsrechnungen für die in Deutschland vorhandenen Verhältnisse gewonnen und sollen extrapolierte künftige Entwicklungen der Verkehrslaststeigerung mit abdecken [22]. Analog zu DIN FB 101 sind keine zusätzlichen Schwingbeiwerte erforderlich. Die Lastannahmen gelten für Stausituationen, bei denen die Fahrzeuge des Schwerverkehrs dicht an dicht stehen. Im Unterschied zum Ansatz aus dem DIN FB 101 sind die Fahrstreifen als in Querrichtung nicht gekoppelt anzusehen. Zusätzlich wurde der Teilsicherheitsbeiwert für den Verkehr von 1,5 auf 1,35 abgemindert, da die charakteristischen Werte entsprechend stark angehoben wurden.

3 Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung

3.1 Entwicklung der Bemessungsregeln

Bereits Anfang des 20. Jahrhunderts gab es einen einfachen empirischen Ansatz, der die mittlere aufnehmbare Schubspannung als Funktion der Betonzugspannung abbildete [23]. Aufgrund der hohen Streuung der Betonzugfestigkeit und der komplexeren Ermittlung mittels Baustoffproben, wird die Größe von f_{ct} in der Regel als Wurzelfunktion der Druckfestigkeit f_c abgebildet. Da allerdings in einem querkraftbeanspruchten Bauteil im Bereich der Rissspitze Spannungskonzentrationen auftreten, die mit Querdruck einhergehen, kann bei der Schubfestigkeit nicht die volle Zugfestigkeit des Betons angesetzt werden.

In [24] ist die Entwicklung der Querkraftbemessung von Platten in den deutschen Regelwerken zusammengefasst. Zu Beginn des 20. Jahrhunderts wurden Schubspannungsgrenzen festgelegt, die nicht in Abhängigkeit zur Betongüte oder Bauteileigenschaft

standen. Erst ab 1925 ging die Betondruckfestigkeit ein. Sieben Jahre später wurde der Schubsicherungsnachweis für Stahlbetonplatten eingeführt. Plattenförmigen Bauteilen wurde so ein um 50 % größerer Querkraftwiderstand beigemessen als Balken mit vergleichbaren Eigenschaften. Eine Mindestquerkraftbewehrung für Balken ist seit 1972 [25] vorgeschrieben.

In den 1960er-Jahren entwickelte Zsutty [26] einen empirischen Ansatz auf Basis von Datenbankanalysen. Der vorgeschlagene Wert für den Querkraftwiderstand von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung war abhängig von der Betondruckfestigkeit, dem Längsbewehrungsgrad ρ_l und der Schubschlankheit a/d . Damit wird neben der Betonzugfestigkeit (proportional zu $f_c^{1/3}$) auch die Höhe der ungerissenen Betondruckzone (abhängig vom einwirkenden Moment und der daraus resultierenden Biegezugbewehrung) berücksichtigt. Später wurde der Ansatz in modifizierter Form in den CEB-FIP Model Code 90 [27] aufgenommen und bildete später die Grundlage der Querkraftbemessung von Platten in DIN 1045-1 [28], DIN-Fachbericht 102 [19] beziehungsweise im Eurocode 2 [29].

Empirische Modelle weisen typischerweise hohe Korrelationen mit Versuchsergebnissen auf und lassen sich in der Regel vergleichsweise einfach anwenden. Gleichzeitig entsteht als direkte Konsequenz der Nachteil, dass die hohe Übereinstimmung nur für jene Fälle gilt, die sich in den zur Kalibrierung herangezogenen Versuchen widerspiegeln [30]. Abweichende Last- und Systemkonstellationen werden häufig nicht zutreffend abgebildet oder erfordern eine Erweiterung des Ansatzes.

Die Bemessung der Querkrafttragfähigkeit erfolgt bei einachsig gespannten Bauteilen, wie Platten unter Strecken- oder Flächenlasten, analog wie bei Balken. Bei zweiachsig gespannten Platten mit Punktlagerungen oder konzentrierten Lasten (z. B. Flachdecken oder Stützenfundamenten) wird ein Durchstanzenversagen maßgebend. Eine Brückenfahrbahnplatte mit Lkw-Radlast stellt eine Mischung aus beiden Fällen dar. In den Normen ist dies nicht eindeutig abgedeckt [31]. Brückenfahrbahnplatten unter Radlasten werden in der Regel wie Balken mit einer effektiven Plattenbreite auf Querkraft bemessen.

3.2 Versuchsergebnisse aus der Literatur

Bereits seit den 1930er-Jahren wurden Versuche an Platten unter konzentrierten Lasten durchgeführt [32], deren Ergebnisse sich jedoch aufgrund der Geometrie der Lastaufstandsfläche und Lastanordnung sowie der Bewehrung nicht auf Brückenfahrbahnplatten übertragen lassen. Die Reduzierung der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit mit Einführung der DIN 1045-1:2001-07 [33] beziehungsweise des EC2-1-1 [34] führte europaweit zu intensiven theoretischen und experimentellen Untersuchungen, sodass mittlerweile eine größere Anzahl an Plattenversuchen in der Literatur beschrieben ist (z. B. [6], [7], [31], [35], [36], [37], [38], [39], [40], [41]). Eine Übersicht ist in [12] dargestellt.

Bei den Versuchen ergaben sich in der Regel Querkrafttragfähigkeiten, die erheblich über den Radlasten nach Norm liegen. Die Fragestellungen der einzelnen Versuchsreihen unterscheiden sich jedoch teilweise stark, wodurch ein direkter Vergleich der Ergebnisse erschwert wird. Wichtig in Hinblick auf die Tragfähigkeit von Brückenfahrbahnplatten ist aber, dass grundlegende Randbedingungen eingehalten werden sollten, um für die Fragestellung repräsentative Ergebnisse aus den Versuchen ableiten zu können. Eine Voraussetzung dazu ist, dass sich ein zweiachsiges Platten-

Tabelle 1. Vergleich der Radlasten aus DIN 1072, DIN FB 101 und EC1-2
 Table 1. Comparison of wheel loads acc. to DIN 1072, DIN FB 101 and EC1-2

Stellung	Radlast [kN]				
	DIN 1072			DIN FB 101	EC1-2
	Spannweite [m]			Q_k	Q_k
	1,0	3,5	6,0		
Hauptspur bzw. Fahrstreifen 1	139	137	135	120	150
Nebenspur bzw. Fahrstreifen 2	50	50	50	80	100
Fahrstreifen 3	-	-	-	-	50

tragverhalten im Versuch einstellt. Dazu muss der Versuchskörper eine ausreichend große Breite aufweisen (Abschnitt 4.2.2).

In der Bemessungspraxis stellt sich oft die Frage, wie groß die Beanspruchung bei mehreren Einzellasten ist beziehungsweise wie der Lastabtrag mehrerer Radlasten erfolgt, was nur selten untersucht wurde [6], [35], [41].

Der Einfluss der randnahen Laststellungen lässt sich anhand der Traglasten schwer beurteilen, scheint aber nicht gravierend zu sein [6]. Hier zeigte sich, dass die Tragfähigkeit der Versuche mit zwei Lasten etwa 30% höher lag als die vergleichbaren Versuche mit einer Last.

Eine mögliche Erhöhung der Tragfähigkeit bei gevouteten Platten durch die geneigte Druckgurtkomponente V_{cc} wurde in zwei Versuchsreihen untersucht. In [37] wurde festgestellt, dass der Ansatz nach DIN 1045-1 beziehungsweise EC2 für V_{cc} den Einfluss auf die Tragfähigkeit bei Platten nicht richtig abbildet. In [39] wurde dies bestätigt und die Erhöhung der Tragfähigkeit auf die Überschätzung des DIN-Ansatz für V_{cc} zurückgeführt. Latte [36], [37] beschreibt, dass sich der Ort des Versagens bei Platten durch die Voutung verschiebt und das Versagen eher im Bereich mit geringerer Querschnittshöhe auftritt. Diese Aussage wird durch die Versuche in [42] bestätigt. Bezüglich des Einflusses der Querkraftkomponente V_{cc} besteht weiterer Forschungsbedarf.

4 Theoretische Untersuchungen

4.1 Einwirkende Querkraft infolge Verkehrslasten

4.1.1 Grundlagen

Durch Anpassung der Normung wurden einerseits die Radlasten (Tabelle 1) und andererseits die Radaufstandsflächen (Bild 1) geändert. In EC1-2 + NA(D) ist die charakteristische Radlast mit

150 kN sehr konservativ festgelegt worden. Die zugehörige Radaufstandsfläche beträgt $40 \cdot 40$ (cm) gegenüber $20 \cdot 60$ (cm), wie beispielsweise für den SLW 60 der BK 60. Dementsprechend unterschiedlich wurden die Bestandsbauwerke bemessen.

Da der neue Berechnungsansatz für die Querkraftbemessung von Fahrbahnplatten ursprünglich für Neubauten entwickelt und nachträglich für die Nachrechnung der Bestandsbauwerke angepasst wurde, wurde bei den Untersuchungen zur Querkraftbeanspruchung eine Radlast 150 kN mit $40 \cdot 40$ (cm) Aufstandsfläche zugrunde gelegt. Die Schnittgrößen für Fahrbahnplatten werden grundsätzlich sinnvoll mithilfe der FEM ermittelt.

Für die Struktur-Modellierung von Plattenbalken- und Hohlkastenbrücken bieten sich grundsätzlich mehrere Möglichkeiten an. In der Regel werden in Längs- und Querrichtung unterschiedliche Modellierungen für das Tragsystem verwendet.

Die numerische Abbildung der Plattenbalkenbrücke kann beispielsweise mit Schalenelementen für die durchgehende Fahrbahnplatte mit angeschlossenen Stegen als Balkenelemente erfolgen. Zur Erfassung der Torsionssteifigkeit der Längsträger wird den Stegen die Torsionssteifigkeit des vollen Querschnitts (Plattenbalken) zugewiesen. Die numerische Modellierung der Hohlkastenbrücke erfolgt mit 3D-Schalenelementen als räumliches Falwerk. Die Rahmenecken werden mit starren Kopplungen modelliert (Bild 2). Für weitere Details wird auf [6] verwiesen.

4.1.2 Rechnerische Voruntersuchungen

Bei Belastung ausschließlich durch Einzellasten befindet sich die Lage der maximalen Querkräfte vor den Radlasten und nicht am Steganschnitt. Daher wird mit dem Programm SOFISTIK (2016) eine Konvergenzuntersuchung unter Variation der Elementgröße am System einer Kragplatte mit Einzellast durchgeführt. Des Weiteren erfolgt eine Vergleichsrechnung mit Schalen- und Volumenelementen, um den eventuell vorhandenen Einfluss aus einer Lastausbreitung unter den Radlasten bis zur Mittenfläche der Platte zu untersuchen.

Für die Konvergenzuntersuchung werden folgende Elementgrößen betrachtet: 40 cm, 20 cm, 10 cm, 5 cm und 2,5 cm. Bei allen Elementgrößen tritt der Maximalwert der Querkraft direkt vor der Belastung zur Auflagerseite hin auf. Die rechnerische Querkraft steigt dort bei Verkleinerung der Elemente an, wobei eine Konvergenz erkennbar ist (Tabelle 2 und Bild 3).

Damit ist die rechnerische Querkraftschnittgröße unmittelbar vor der Einzellast als Blocklast mit Singularitäten behaftet und vom gewählten Elementnetz abhängig. Der Effekt verschwindet mit zunehmendem Abstand von der Lasteinleitung. Die Lage des Nachweisschnittes wird auch unter Berücksichtigung dieses As-

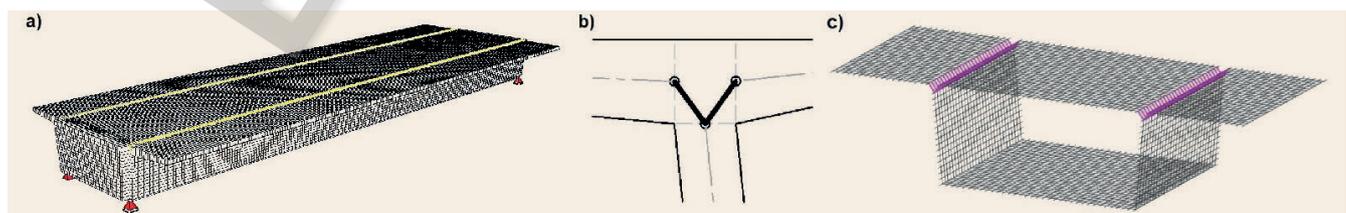


Bild 2. Gesamtsystem (a) Falwerk mit 20cm großen Elementen:

a) Gesamtsystem, b) starre Kopplung der Elementknoten an den Anschnitten zum Steg und c) Querschnitt *Abb.: Lehrstuhl Betonbau, TU Dortmund*

Fig. 2. Folded plate with an element size of 20 cm:

a) Entire system, b) rigid coupling of the element nodes to the web and c) cross-section *Source: Lehrstuhl Betonbau, TU Dortmund*

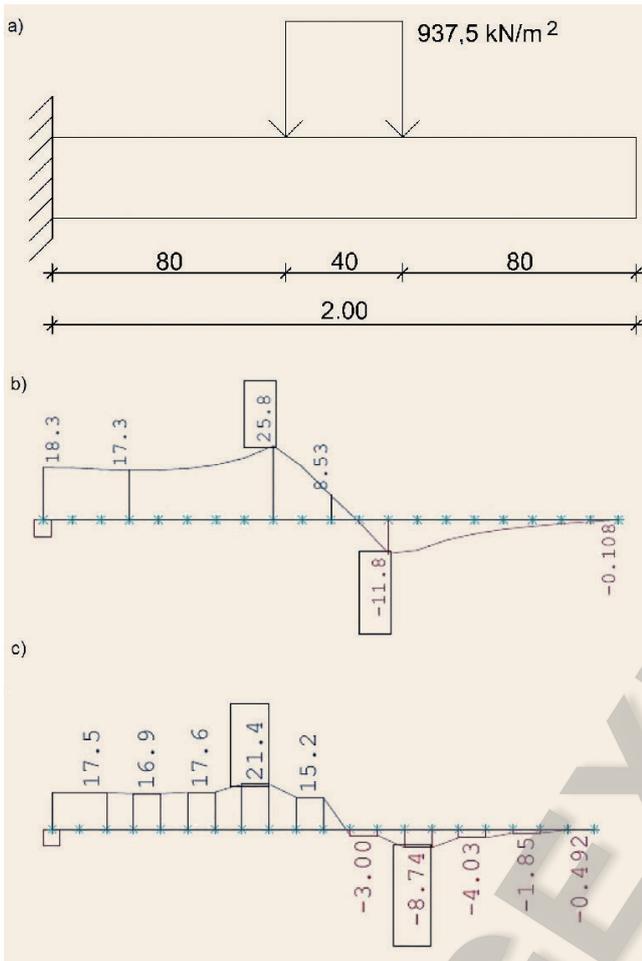


Bild 3. Statisches Ersatzsystem (a) und Querkraftverläufe bei Elementgröße 5 cm (b) und 20 cm (c) *Abb.: Lehrstuhl Betonbau, TU Dortmund*
 Fig. 3. Boundary conditions (a) and shear force distribution for element sizes of 5 cm (b) and 20 cm (c) *Source: Lehrstuhl Betonbau, TU Dortmund*

pektes gewählt und wird beim neuen Ansatz im Abstand $1,0d$ von der Blocklast festgelegt.

Gemäß EC1-2 darf eine Lastausbreitung unter 45° bis zur Plattenmitte angesetzt werden. Der Vergleich zwischen Schalen-(QUAD) und Volumenelementen (BRIC) erfolgt wie schon die Konvergenzuntersuchung an einer eingespannten Kragplatte mit einer Belastungsfläche von $40 \cdot 40$ (cm) (ohne Lastausbreitung). Die Volumenelemente hatten in etwa gleiche Seitenlängen. Der Vergleich der Ergebnisse zeigt, dass die Abweichung zwischen den Elementtypen mit kleinerem Element immer geringer wird (**Tabelle 3**). Die maximale Querkraft ist im Vergleich zu den Schalenelementen bei den größeren Volumenelementen geringfügig höher. Bei einer Elementgröße von 2,5 cm erreichen die Querkräfte den gleichen Wert.

Daher ist zu hinterfragen, ob der Ansatz einer Lastausbreitung bis zur Plattenmitte überhaupt zulässig ist. Dies wird untersucht anhand einer Modellierung mit Schalenelementen und äquivalenter Flächenlast ($150 \text{ kN} / (0,68 \text{ m} \cdot 0,68 \text{ m}) = 324,4 \text{ kN/m}^2$, **Bild 4**), unter Berücksichtigung einer Lastausbreitung unter 45° bis zur Plattenmitte.

Die maximale Querkraft unter Ansatz der Lastausbreitung in den Schalenelementen (LA QUAD in **Tabelle 4**) ist deutlich kleiner verglichen mit den Querkraften in den Volumenelementen

Tabelle 2. Maximale Querkraft unmittelbar vor der Blocklast je Größe der Schalenelemente
 Table 2. Maximum shear force directly in front of the block load compared to the size of the shell element

Elementgröße [cm]	max. Querkraft [kN/m]
40	18,1
20	21,4
10	24,3
5	25,8
2,5	26,5

Tabelle 3. Vergleich der maximalen Querkräfte aus Berechnungen mit Schalen- und Volumenelementen ohne Lastausbreitung
 Table 3. Comparison of maximum shear resulting from a computation of shell and volume elements without load distribution

Elementgröße [cm]	QUAD v_z [kN/m]	BRIC v_z [kN/m]	Δ [%]
20	21,4	22,5	5,1
10	24,3	24,7	1,6
5	25,8	25,9	0,4
2,5	26,5	26,5	0,0

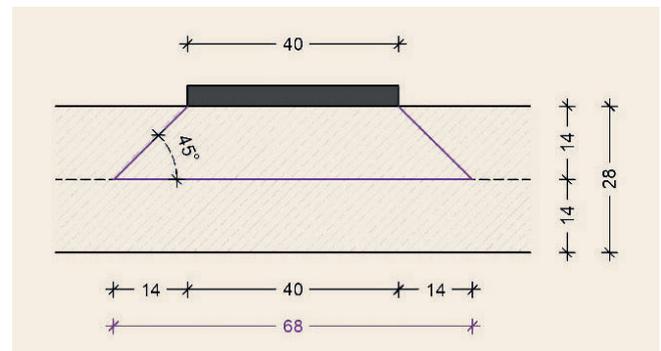


Bild 4. Lastausbreitung bis zur Plattenmitte
Abb.: Lehrstuhl Betonbau, TU Dortmund
 Fig. 4. Load distribution until the middle of the slab
Source: Lehrstuhl Betonbau, TU Dortmund

Tabelle 4. Maximale Querkraft BRIC, QUAD, LA QUAD (mit Lastausbreitung), Elementgröße 5 cm
 Table 4. Maximum shear force BRIC, QUAD, LA QUAD (with load distribution), element size 5 cm

Modellierung	Querkraft v_z [kN/m]	Δ BRIC [%]
BRIC	25,9	-
QUAD	25,8	0,4
LA QUAD	19,0	26,6

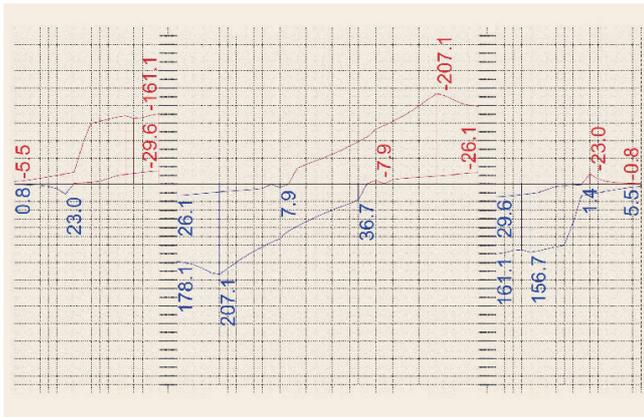


Bild 5. Querkraftgrenzlinie aus Überlagerung aller charakteristischen Lasten in Radachse mit Abminderung auflagernaher Einzellasten
 Abb.: Lehrstuhl Betonbau, TU Dortmund
 Fig. 5. Boundary line of shear force due to a superposition of all characteristic load cases in the wheel axis accounting for the reduction of the single load close to support Source: Lehrstuhl Betonbau, TU Dortmund

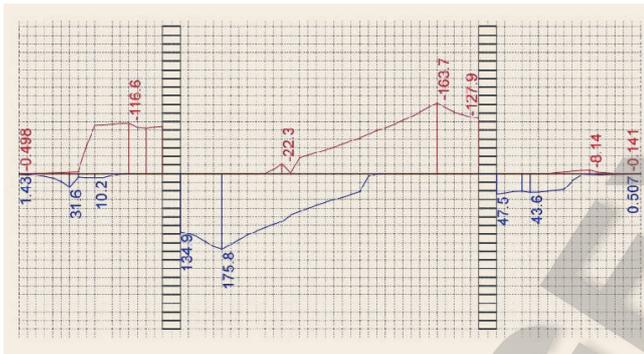


Bild 6. Querkraftgrenzlinie für den Lastfall TS und UDL in Radachse mit Abminderung auflagernaher Einzellasten
 Abb.: Lehrstuhl Betonbau, TU Dortmund
 Fig. 6. Boundary line of shear force due to load case TS and UDL in the wheel axis accounting for the reduction of the single load close to support Source: Lehrstuhl Betonbau, TU Dortmund

und in den Schalenelementen ohne den Ansatz einer Lastausbreitung unter 45°. Daher sind bei Anwendung des neuen Rechenansatzes die Plattenquerkräfte ohne Lastausbreitung zu ermitteln.

4.1.3 Querkraftgrenzlinie

Nachfolgend wird beispielhaft das Tragsystem eines einzelligen Hohlkastens auf Grundlage einer Modellierung als Falwerk mit Schalenelementen betrachtet. Die Querkräfte und Querkraftgrenzlinien werden ermittelt, um die maßgebenden Laststellungen zu bestimmen. Die Querkraftgrenzlinie gibt für jeden Schnitt die maximale Querkraftbeanspruchung an und veranschaulicht die Querkraftbeanspruchung in der Fahrbahnplatte infolge aller anzusetzenden Lasten gemäß Normenreihe DIN EN 1991. In der Achse der Radlasten, in **Bild 5** und **Bild 6** angegeben als Querkraft unmittelbar vor den Blocklasten, ist sie singularitätenbehaftet und vom gewählten Elementnetz abhängig. Dagegen ist die Querkraftgrenzlinie in einem Schnitt zwischen den Radlasten davon nicht beeinflusst. Für das nachfolgend erarbeitete Bemessungskonzept können daher die Werte aus der Grenzlinie unmittelbar vor den Blocklasten nicht direkt verwendet werden, da der Nachweisschnitt im Abstand *d* vom Rand der Radlast liegt.

Die Knoten der Fahrbahnplatte werden jeweils im Anschnitt der Rahmenecke mit den Knoten im Steg gekoppelt (Einspannung), um eine möglichst realitätsnahe Modellierung entsprechend einer starren Rahmenecke zu gewährleisten. Die Elementgröße wurde zu circa 20 cm gewählt.

Die Ermittlung der Schnittgrößen für die Querkraftbemessung der Fahrbahnplatte erfolgt auch bei Durchlaufträgern in der Regel am Ersatzsystem ‚Einfeldträger‘ in Feldmitte, da der Stützbereich erfahrungsgemäß sehr sensitiv auf die Art der Modellierung (Kopplungen, Querträger, etc.) reagiert.

Im Folgenden werden nur die Schnittgrößen in der Fahrbahnplatte aus Eigengewicht, Ausbaulasten und UDL in der Feldmitte des Längssystems betrachtet. Die Anordnung des LM1 erfolgt entsprechend in Feldmitte, wo es quer über das System geschoßen wird.

Auflagernehe Einzellasten dürfen gemäß EC2-2 gemäß Gleichung (2) abgemindert werden:

$$\beta = a_v / 2d, \text{ für } a_v < 2d \tag{2}$$

Dabei ist *a_v* der Abstand zwischen Auflageranschnitt und Lastkante.

Als Referenz für die Größe von *d* wird bei gevouteten Platten *d* im Anschnitt festgesetzt.

In **Bild 5** und **Bild 6** sind die Querkraftgrenzlinien aus Überlagerung der charakteristischen Lastfälle Eigengewicht, Ausbau- und Verkehrslasten sowie Verkehrslasten alleine mit Abminderung auflagerneher Einzellasten jeweils in Feldmitte des Längssystems abgebildet.

Ohne Abminderung der auflagerneher Einzellasten liegt die maximale Querkraftbeanspruchung am Anschnitt zum Steg, mit Abminderung etwa im Abstand 2*d* zum Anschnitt. Dabei stellt sich ein annähernd konstantes Plateau ein. Daher wird der maßgebende Nachweisschnitt im Abstand *d* definiert. Der Anteil der maximalen Querkraft aus TS und UDL beträgt circa 80%.

4.1.4 Maßgebende Querkraftbeanspruchung *v_{Ed,FEM}*

Nachfolgend wird der Einfluss aus einer Mittelung der Querkraft in der Platte über eine Länge von 4*d* in Brückenlängsrichtung untersucht. Es wird beispielhaft Schnitt 1 im Abstand 1,0*d* vom Kragarmanschnitt und betrachtet (**Bild 7**). Dabei wird die Querkraft über die Längsrichtung aufgetragen und über eine Länge von 4*d* (prEN 1992-1-1:2018, Abschnitt (8.2.1(6))) gemittelt. Die Mittelung der Querkraft über die Länge 4*d* hat eine Reduktion der maximalen Querkraft um circa 7% zur Folge. In einem weiteren Schnitt im Abstand 1,0*d* vom Anschnitt innen zwischen den Stegen [8], wird die mittlere Querkraft dadurch um circa 6% abgemindert. Auf diese geringfügige Abminderung wird beim neuen Ansatz auf der sicheren Seite verzichtet. Bemessen wird für max *v_{Ed,FEM}* im Abstand *d* vom Rand der Radlast.

4.2 Querkraftwiderstand von Stahlbetonfahrbahnplatten

4.2.1 Plattenversuche an der Technischen Universität Hamburg (TUHH)

Ergänzend zu den Plattenversuchen von Latte [37] untersuchte Henze [7] an Kragplatten den Einfluss des Abstandes der konzentrierten Radlast (Lastfläche 40 · 40 (cm)) zum Auflager. Die

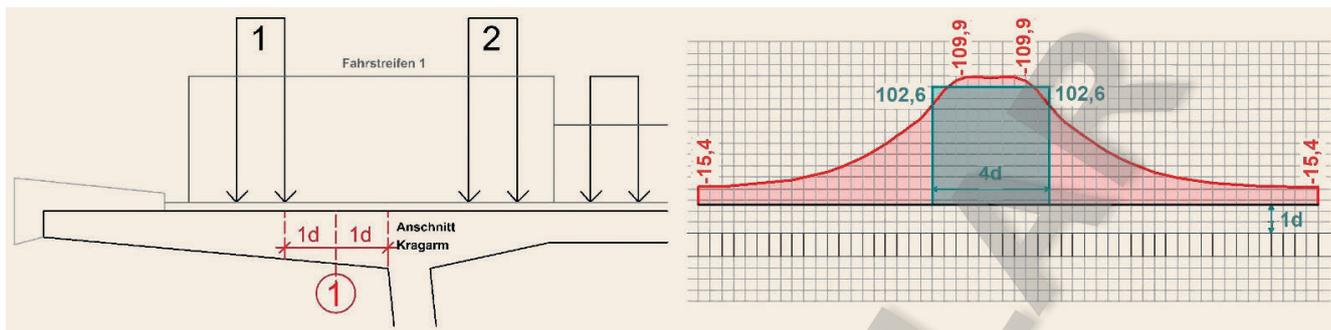


Bild 7. Schnitt 1: Mittelung der Querkraft in Längsrichtung über 4d (Radlast im Abstand d) *Abb.: Lehrstuhl Betonbau, TU Dortmund*
 Fig. 7. Section 1: Average shear force in long. direction distributed along 4d (wheel load at a distance of d) *Source: Lehrstuhl Betonbau, TU Dortmund*

Schubslankheit wurde in den Grenzen von $a_v = 1,0d$ bis $6,0d$ variiert. Damit lagen erstmals auch Ergebnisse mit für die Praxis relevanten Lastabständen $a_v > 5d$ vor. Eine weitere Besonderheit war die Breite der Platten von $4,50\text{ m}$. Diese wurde so groß gewählt, dass sich ein zweiachsialer Lastabtrag infolge der Radlast einstellen konnte. Die Plattendicke betrug $t = 0,25\text{ m}$, womit ein Labormaßstabeffekt im Vergleich zu realen Brückenbauwerken weitgehend ausgeschlossen werden kann. In den Versuchen zeigte sich, dass der maßgebende Schubriss unabhängig von der Laststellung immer in der Nähe der Einzellast auftrat [6]. Der maßgebende Schubriss bewegt sich somit mit der Last [7]. Ab einem Verhältnis $a_v/d \geq 3$ traten darüber hinaus sehr ähnliche Versagenslasten von $F_u \approx 665\text{ kN}$ auf.

Beim Ansatz einer effektiven Plattenbreite nach DAfStb Heft 240 [1] verringert sich die Querkraft v_{Ed} beziehungsweise vergrößert sich die Tragfähigkeit mit zunehmendem Lastabstand vom Auflager. Das Tragverhalten wird somit nicht richtig abgebildet, was auch Reißen feststellte [4]. Es ist daher sinnvoll, den Nachweisschnitt vom Auflager hin zur Last zu verschieben [7]. Damit wird die direkte Verwendung der FE-Methode zur Schnittgrößenermittlung und zur programmgesteuerten Bemessung möglich.

Gleichung (6.2a) in EC2-2 [29] zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit $v_{Rd,c}$ für Bauteile ohne Schubbewehrung wurde empirisch anhand von Balkenversuchen validiert [43]. Platten unter Einzellasten weisen aber ein zweiachsiges Tragverhalten auf. Um dies sowie den neuen Nachweisschnitt, welcher mit einer größeren Querkraft v_{Ed} als am Auflager einhergeht, zu berücksichtigen, wurde mithilfe des statistischen Verfahrens nach EC0 Anhang D [44] zur versuchsgestützten Bemessung ein angepasster Vorfaktor $C_{Rd,c}^*$ ermittelt. Entscheidende ingenieurmäßige Kriterien zur Auswahl der Versuche, die für die Analyse herangezogen werden, sowie zur statistischen Auswertung selbst sind in [6], [7], [12] genauer erläutert und werden in den folgenden beiden Abschnitten kurz beschrieben.

4.2.2 Statistische Auswertung im Schnitt 1d vom inneren Rand der Lastfläche

Grundlage der statistischen Untersuchungen bildet die Versuchsdatenbank von Reißen [4] sowie die an der TUHH durchgeführten Plattenversuche [12]. Dabei war es wichtig, ungeeignete Experimente für die Datenbankanalyse mithilfe ingenieurmäßiger Kriterien herauszufiltern [12], [7]. Insgesamt standen 37 Versuche für die nachfolgend kurz beschriebenen statistischen Untersuchungen zur Verfügung [8].

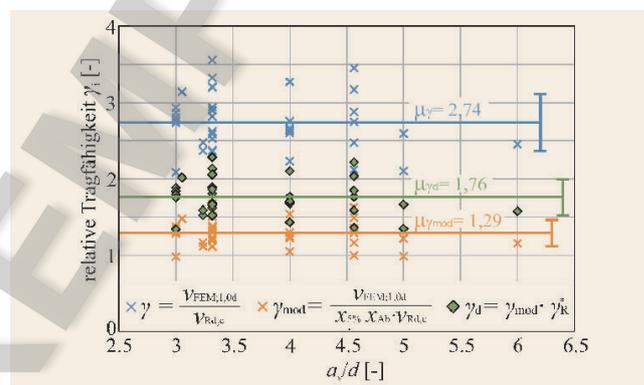


Bild 8. Relative Tragfähigkeiten der Versuche *Abb.: IMB der TU Hamburg*
 Fig. 8. Related capacities of all tests *Source: IMB der TU Hamburg*

In [12] wurde der Nachweisschnitt bei $0,5d$ gewählt, wie er im derzeitigen Entwurf des EC2 enthalten ist. Dies entspricht jedoch nicht dem Vorgehen nach der derzeit gültigen Bemessungsnorm. Daher wird im Weiteren ein Schnitt im Abstand $1d$ vom inneren Rand der Lastplatte hin zum Auflager gewählt, das heißt im Bereich des Schubrisses. Die Schnittgrößen infolge der Traglast aller Versuche $v_{FEM,1d}$ werden mit der Finite-Elemente-Methode unter Ansatz eines elastischen Materialverhaltens ermittelt, wobei eine Elementgröße im Bereich der Blocklast kleiner als die Plattendicke gewählt wird. Weiterhin werden Elementmittelwerte und keine extrapolierten Querkräfte verwendet. Die Blocklast wird nicht bis zur Plattenmittelfläche ausgebreitet. Daher darf dies bei Anwendung des neuen Rechenansatzes auch nicht gemacht werden. Maßgebend ist jeweils die maximale Querkraft unter der experimentellen Traglast im gewählten Nachweisschnitt. Die so ermittelte Schnittgröße $v_{FEM,1d}$ wird auf den rechnerisch bestimmten Bemessungswert der Tragfähigkeit $v_{Rd,c,EC2}$ nach Gleichung 6.2a des EC2-2 [21], [29] bezogen. Hierbei ist die statische Nutzhöhe im Bemessungspunkt.

Für den Nachweis der erforderlichen Sicherheit der Versuchsnachrechnung gilt entsprechend die folgende Beziehung:

$$\gamma = v_{FEM,1d} / v_{Rd,c,EC2} \geq 1,0 \tag{3}$$

In **Bild 8** sind die Werte von γ für die einzelnen Versuche dargestellt. Es ergibt sich ein Mittelwert von $\mu_\gamma = 2,74$.

Die statistische Untersuchung erfolgt nach EC0 Anhang D [44] in Anlehnung an DAfStb Heft 597 [43] und [45]. Hierbei wird zunächst der Bemessungswiderstand $v_{Rd,c,EC2}$ soweit erhöht, bis der 5%-Quantilwert $x_{5\%}$ von γ kleiner als 1,0 ist. Der

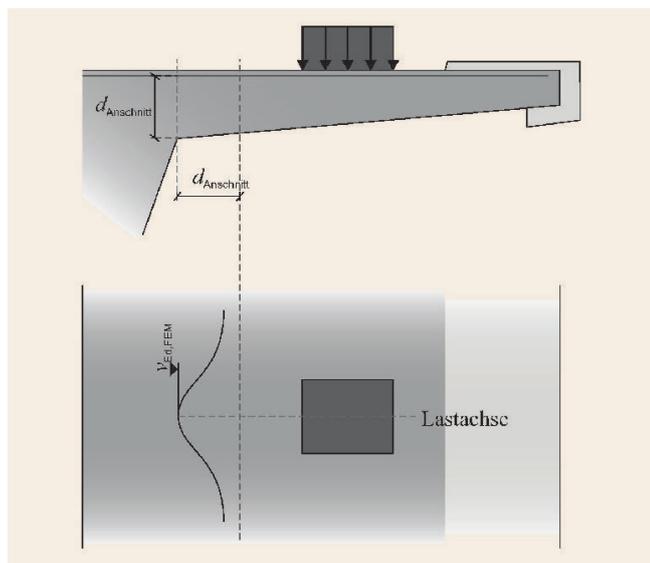


Bild 9. Einwirkende Schnittgröße $v_{Ed,FEM}$ infolge einer konzentrierten Einzelastlast Abb.: nach [9]
 Fig. 9. Internal action $v_{Ed,FEM}$ due to a concentrated single load
 Source: according to [9]

5 %-Quantilwert $x_{5\%} = 2,126$ wurde über Gleichung (3) mit dem Fraktilienfaktor $k_n = 1,645$ berechnet.

$$x_{5\%} = \mu_\gamma - k_n \cdot \sigma \quad (4)$$

mit: σ = Standardabweichung

Da Versuchswerte nicht exakt einer Normalverteilung folgen, kann ein zweiter Sicherheitsbeiwert $x_{2,Ab} = 0,99$ durch Abzählen ermittelt werden, um sicherzustellen, dass exakt 5 % der ausgewählten Versuche versagen [43]. Insgesamt ist für die statistische Auswertung die Gleichung (5) zu berücksichtigen:

$$\gamma_{mod} = v_{FEM,1d} / (x_{2,Ab} \cdot x_{5\%} \cdot v_{Rd,c,EC2}) \quad (5)$$

Die so modifizierte Häufigkeitsverteilung γ_{mod} wird nun anhand der sieben Bearbeitungsschritte nach EC0 Anhang D.8.3 Methode (b) [44] statistisch ausgewertet. Dabei sind die Streuungen der Basisvariablen einzubeziehen. Dafür werden die Annahmen zu Standardabweichungen von [43] und [45] herangezogen ($\sigma(f_{cm}) = 4 \text{ MPa}/1,645$; $\sigma(d) = 6 \text{ mm}$; $\sigma(\rho_l) \approx 0$). Die Mittelwerte ergeben sich aus den betrachteten Versuchen. Die Variationskoeffizienten der Basisvariablen werden mit dem Variationskoeffizienten der Streugröße nach Schritt 4 des Anhang D.8.3 entsprechend ihrer linearen Regression [45] kombiniert.

Schließlich lässt sich ein spezifischer Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_R^* = 1,36$ bestimmen, mit dem der modifizierte Vorfaktor $C_{Rd,c}^*$ festgelegt werden kann. Für die Gleichung 6.2a des EC2-2 [21], [29] gilt dann:

$$C_{Rd,c}^* = C_{Rd,c} \cdot x_{2,Abzähl} \cdot x_{5\%} / \gamma_R^* \quad (6)$$

Ist ein sprödes Versagen des Bauteils zu berücksichtigen, wird gemäß des JCSS [46] ein Sicherheitsindex von $\beta = 4,4$ empfohlen. Demnach ergibt sich der neue Vorfaktor nach Gleichung (7):

$$C_{Rd,c}^* = 0,1 \cdot 0,99 \cdot 2,126/1,36 = \mathbf{0,155} \quad (0,167) \quad (7)$$

Der Wert für einen Sicherheitsindex $\beta = 3,8$ entsprechend der Zuverlässigkeitsklasse RC2 ist in Klammern angegeben. Zur Er-

läuterung der Vorgehensweise sind die drei wesentlichen Werte γ , γ_{mod} und γ_d in Bild 8 für die 37 verwendeten Versuche dargestellt. Weitere Angaben zur Berechnung sind [8] zu entnehmen.

Anstelle des bisherigen Wertes von $C_{Rd,c} = 0,1$ wäre es demnach möglich, einen um maximal bis zu 67 % beziehungsweise 55 % erhöhten, modifizierten Faktor $C_{Rd,c}^*$ heranzuziehen.

Bei Fahrbahnplatten von Betonbrücken treten zusätzlich zu den in den Versuchen betrachteten Einzellasten auch Flächenlasten auf. Deren Einfluss muss durch weitere Untersuchungen geklärt werden. Größtenteils dürfte der Anteil der Querkraft aus den Radlasten dominieren.

Außerdem ist $C_{Rd,c}^* = 0,155$ nur für die durch Versuche abgedeckten Randbedingungen gültig. Dies veranlasste die Arbeitsgruppe, den Vorfaktor auf 0,13 beziehungsweise 0,15 (Abschnitt 5.1) zu reduzieren, bis genauere Erkenntnisse vorliegen.

5 Berechnungsansatz

5.1 Beschreibung

Im Folgenden wird der Vorschlag für die BEM-ING Teil 2 zur Nachrechnung von Bestandsbrücken aufbauend auf der Dissertation von Henze [7] und den Ergebnissen in [8] zur Querkraftbemessung von Brückenfahrbahnplatten aus Stahlbeton ohne Querkraftbewehrung vorgestellt. Es gilt die Vorzeichennotation nach DIN FB 102 [19], da dieser der Nachrechnungsrichtlinie zugrunde liegt (Druckspannungen negativ).

Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit $v_{Rd,c}^*$ für durch konzentrierte Einzellasten beanspruchte Stahlbetonfahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung darf unter Einhaltung aller nachfolgend zusammengefassten Regelungen nach Gleichung (8) ermittelt werden.

$$v_{Rd,c}^* = \left[C_{Rd,c}^* \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot d \quad (8)$$

Dabei ist $C_{Rd,c}^* = (0,195/\gamma_c) = 0,13$, während die übrigen Parameter entsprechend DIN FB anzusetzen sind. Der Nachweis ist im Abstand d von den Rändern der Blocklasten zu führen. Bei gevouteten Trägern ist zur Festlegung des Bemessungsschnitts die statische Nutzhöhe $d_{Anschnitt}$ am Längsträgeranschnitt maßgebend.

Die Ermittlung der einwirkenden Schnittgröße $v_{Ed,FEM}$ erfolgt rechnergestützt mithilfe eines geeigneten FE-Programms für das nachzuweisende Verkehrslastmodell. Die Schnittgröße ist ohne Ausbreitung oder Mittelung im Bemessungsschnitt in der Lastachse abzulesen (Bild 9).

Bei Bauteilen mit veränderlicher Höhe darf der Bemessungswert der Querkraftkomponente V_{cd} infolge der Biegedruckkraft F_{cd} aus dem Momentenanteil der einwirkenden Last nicht gleichzeitig mit Gleichung (9) angesetzt werden.

Bei einer Einstufung des Bauwerks auf das Ziellastniveau LM1 nach EC1-2 darf unter Ausnutzung der Reserven im Lastmodell in Gleichung (9) $C_{Rd,c}^* = 0,225/1,5 = 0,15$ angesetzt werden.

Bei der Modellierung und Schnittgrößenermittlung sind die nachfolgenden Randbedingungen einzuhalten (Abschnitt 4):

1. Die Querkraftbeanspruchung in Fahrbahnplatten wird numerisch mittels der (FEM) auf Grundlage einer realitätsnahen Strukturmodellierung ermittelt.
2. Die Elementgröße darf im Bereich der Blocklasten eine Kantenlänge von 20 cm nicht überschreiten.
3. Für die Modellierung der Fahrbahnplatte einer Plattenbalken- oder Hohlkastenbrücke sind Schalenelemente anzusetzen. Da-

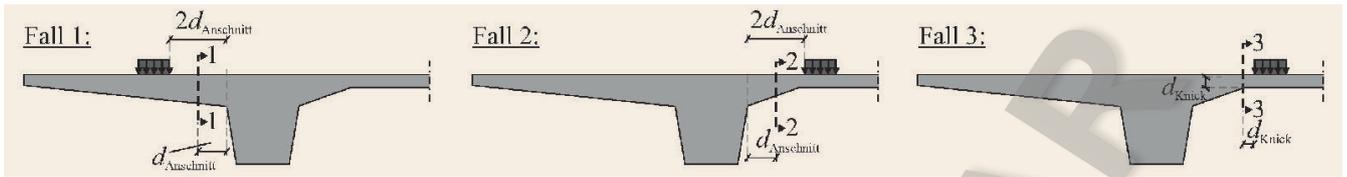


Bild 10. Maßgebende Laststellungen und Nachweisschnitte 1-1 bis 3-3 bei üblichen Hohlkasten- und Plattenbalkenquerschnitten *Abb.: in Anlehnung an [9]*
 Fig. 10. Relevant load positions for control sections 1-1 to 3-3 for regular box girder and T-beam cross-sections *Source: based on [9]*

- bei erfolgt die Kopplung der Knoten am Anschnitt zum Steg als starre Rahmenecke.
4. Bei Durchlaufträgern mit vernachlässigbarer Schiefwinkligkeit ($\leq 15^\circ$) darf für das Längssystem ein repräsentativer Ersatz-einfeldträger betrachtet werden. Die maßgebenden Laststellungen der Tandemachsen des Verkehrslastmodells LM1 nach Absatz (8) dürfen vereinfachend in der Mitte des Ersatzinfeldträgers angesetzt werden.
 5. Die Querdehnzahl ist mit $\nu = 0,2$ anzusetzen.
 6. Die Einzellasten dürfen nicht bis zur Plattenmitte ausgebreitet werden. Die Belastungsfläche der Einzellast entspricht der Radaufstandsfläche nach dem nachzuweisenden Verkehrslastmodell.
 7. Bei üblichen Hohlkasten- und Plattenbalkenquerschnitten kann die maßgebende Laststellung für die Radlasten vereinfachend im Abstand $2d_{\text{Anschnitt}}$ vom jeweiligen Anschnitt beziehungsweise im Abstand $1,0d_{\text{Knick}}$ vom Knickpunkt am Ende der Voute angenommen werden (**Bild 10**).
 8. Die Nachweise sind im Abstand $1,0d_{\text{Anschnitt}}$ vom Anschnitt zum Steg beziehungsweise dem inneren Rand der Radaufstandsfläche zu führen (Bild 10). Bei gevouteten Platten wird der Bereich der dünnen Platte zwischen den Vouten zusätzlich im Knickpunkt nachgewiesen. Dabei steht die Radlast im Abstand $1,0d_{\text{Knick}}$ vom Knickpunkt.
 9. Bei langen Kragarmen (ein Fahrstreifen passt vollständig auf den Kragarm), ist das Lastmodell für den Nachweis in Schnitt 1-1 nach (Bild 10) abweichend zu den oben genannten Regeln bis zum Schrammbord nach außen in Richtung Kragarmende zu verschieben (Position des äußersten Fahrstreifenrands entspricht der Position der Schrammbordinnenkante). Der Nachweisschnitt entspricht weiterhin Schnitt 1-1 in (Bild 10).

5.2 Vergleich mit Versuchsergebnissen

Zur Gegenüberstellung des Bemessungsvorschlags wurden weitere Versuchsdaten herangezogen, bei denen die Querkrafttragfähigkeit von Platten untersucht wurde. Grundlage dazu bildete die Datenbank aus [4], die um geeignete neuere Versuche erweitert wurde. Es wurden nur Versuche ausgewählt, bei denen die gesamte Plattenbreite für den Lastabtrag aktiviert werden konnte (Kontrollkriterium P1 in [4]). Die in Abschnitt 4.2 beschriebenen Kriterien zur Auswahl der Versuchskörper wurden in diesem Fall nicht angewendet und beispielsweise Platten mit $0,25\text{ m} \leq b \leq 2,40\text{ m}$ und einer statischen Nutzhöhe zwischen $6,5\text{ cm} \leq d \leq 91,5\text{ cm}$ berücksichtigt. Dadurch sind die Datensätze voneinander unabhängig. Die ausgewerteten Versuche wiesen Normalbeton, gerippte Biegezugbewehrung und eine konstante Querschnittshöhe auf. Sie sind in [8] dokumentiert. Insgesamt wurden die Ergebnisse von 99 Versuchen verwendet, von denen

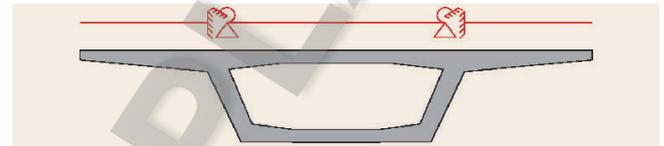


Bild 11. Statische Ersatzsysteme einer Brückenfahrbahnplatte *Abb.: IMB, RWTH Aachen*
 Fig. 11. Support conditions for bridge deck slab systems *Source: IMB, RWTH Aachen*

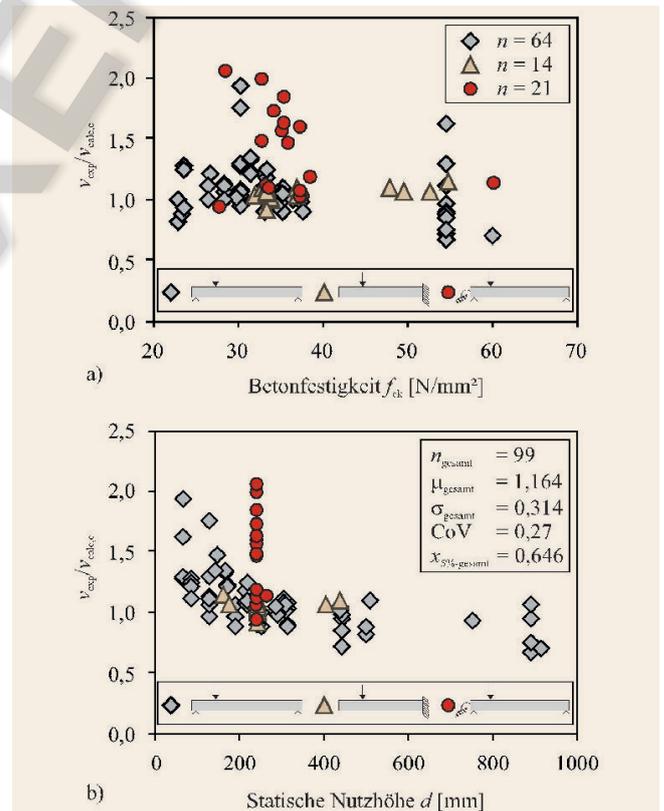


Bild 12. Vergleich des Bemessungsvorschlags mit Versuchsergebnissen *Abb.: IMB, RWTH Aachen*
 Fig. 12. Comparison of the design approach with test data *Source: IMB, RWTH Aachen*

64 an gelenkig gelagerten Einfeldträgern, 14 an Kragplatten und 21 an Innenfeldern durchgeführt wurden. Somit sind die wesentlichen statischen Systeme von üblichen Brückenfahrbahnplatten abgedeckt (**Bild 11**).

Ein Vergleich der bezogenen Querkrafttragfähigkeiten (v_{exp} aus einem Versuch zu v_{calc} , entsprechend eines Berechnungsansatzes) getrennt nach statischem System sowie bezogen auf die Betonfestigkeit f_{ck} und die statische Nutzhöhe d ist in **Bild 12** dar-

Tabelle 5. Statistische Kennwerte aus der Auswertung der Versuchsdaten
Table 5. Statistical values from test data evaluation

	Anzahl	Mittelwert	Standard- abweichung	Variations- koeffizient	5 %- Quantilwert
	<i>n</i>	μ [-]	σ [-]	CoV [%]	$x_{5\%}$
Einfeldträger	64	1,095	0,210	19,2	0,750
Kragarme	14	1,054	0,057	5,4	0,960
Innenfelder	21	1,445	0,497	34,4	0,626
Gesamt	99	1,164	0,314	27,0	0,646

gestellt. Die Berechnungen erfolgten auf charakteristischem Niveau des Bemessungsansatzes. Die angenetzte Zylinderdruckfestigkeit des Betons f_{ck} wurde nach [43] zu $f_{ck} = f_{cm} - 4 \text{ N/mm}^2$ ermittelt. Die statistischen Kennwerte unter Annahme einer Normalverteilung sind in **Tabelle 5** zusammengefasst. Der 5 %-Quantilwert $x_{5\%}$ wurde über Gleichung (4) mit $k_n = 1,645$ berechnet.

Die Streuungen bei der Gruppe der Kragarme ist sehr gering (CoV = 5,4 %). Die Abweichungen bei den Einfeldträgern sind mit einem Variationskoeffizienten von CoV = 19,2 % nicht klein, liegen jedoch deutlich unterhalb des hohen Werts der Innenfelder (CoV = 34,4 %). Bild 12 zeigt jedoch deutlich, dass nur wenige Versuche am Innenfeld eine bezogene Querkrafttragfähigkeit von $v_{exp}/v_{calc} < 1,0$ aufweisen. Stattdessen wird die Tragfähigkeit im Bereich zwischen den Auflagern fast durchgehend unterschätzt, was auch der Mittelwert von $\mu = 1,445$ untermauert. Aus den insgesamt hohen Streuungen resultiert ein 5 %-Quantilwert aus allen Versuchen von $x_{5\%} = 0,646$, was deutlich unterhalb von 1,0 liegt. Die hohen Streuungen resultieren im Wesentlichen aus den zahlreichen bezogenen Tragfähigkeiten $>> 1,0$. Weiterhin liegen die Ergebnisse mit $v_{exp}/v_{calc} < 1,0$ vor allem außerhalb der für Stahlbetonbrückenfahrbahnplatten im Bestand relevanten Wertebereiche von circa $25 \text{ N/mm}^2 \leq f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$ beziehungsweise $200 \text{ mm} \leq d \leq 400 \text{ mm}$.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Es wurde eine einheitliche Vorgehensweise für die Querkraftbemessung von Stahlbetonfahrbahnplatten von Bestandsbrücken vorgestellt, die für die BEM-ING Teil 2 zur Nachrechnung von Bestandsbrücken vorgeschlagen wurde. Der Ansatz beinhaltet Vorgaben für die rechnergestützte Schnittgrößenermittlung an einem Ersatzsystem mit festgelegten maßgebenden Laststellungen und erlaubt bei deren Einhaltung eine programmgesteuerte Nachweisführung in definierten Bemessungsschnitten ohne zusätzliche händische Berechnung einer mitwirkenden Plattenbreite. Grundlage waren numerische Untersuchungen und Absicherungen anhand von Versuchsdaten. Bei Anwendung des Ansatzes ist auf die Berücksichtigung einer zusätzlichen Tragfähigkeitskomponente aus einem möglicherweise geeigneten Druckgurt zu verzichten, da dahingehende Ergebnisse nicht eindeutig sind und eine entsprechende Erhöhung des Querkraftwiderstands möglicherweise zu unsicheren Ergebnissen führt. Zur abgesicherten Klärung wären weitergehende Untersuchungen mit experimentellem Fokus erforderlich.

DANKSAGUNG

Die vorgestellten Inhalte basieren auf den Ergebnissen eines von der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) und der Deutschen Forschungsgemeinschaft (Projekt Nr. RO 793/13-1) beauftragten Forschungsvorhabens. Der DFG sowie der BASt wird für die Förderung des Projektes und den Mitgliedern des Betreuungsausschusses für die hilfreichen Diskussionen gedankt. Diesem Bericht liegen Teile der im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur, vertreten durch die Bundesanstalt für Straßenwesen, unter FE-Nr. 15.0639/2017/FRB durchgeführten Forschungsarbeit zugrunde.

Die Verantwortung für den Inhalt liegt allein bei den Autoren.

Literatur

- [1] Grassler, E.; Thielen, G.: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken nach DIN 1045, Ausgabe Juli 1988 – DAfStb-Heft 240. Beuth, 1991.
- [2] Tue, N. V.; Reichel, M.; Fischer, M.: Berechnung und Bemessung von Betonbrücken. Ernst Sohn, Berlin, 2016.
- [3] Rombach, G. A.; Velasco, R. R.: Schnittgrößen auskragender Fahrbahnplatten infolge von Radlasten nach DIN-Fachbericht. In: Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005), Heft 5, S. 376-389.
- [4] Reißen, K.: Zum Querkrafttragverhalten von einachsigen gespannten Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung unter Einzellasten. Aachen, Dissertation, 2017.
- [5] fib Model Code for Concrete Structures 2010. Richtlinie, 2013.
- [6] Rombach, G.; Henze, L.: Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung unter konzentrierten Einzellasten. In: Beton- und Stahlbetonbau 112 (2017), Heft 9, S. 568-578.
- [7] Henze, L.: Querkrafttragverhalten von Stahlbeton-Fahrbahnplatten. TU Hamburg-Harburg, Dissertation, 2019.
- [8] Maurer, R.; Hegger, J.; Rombach, G. et al.: Querkraftbemessung von Brückenfahrbahnplatten – Erarbeitung einer einheitlichen Vorgehensweise zur Ermittlung der erforderlichen Querschnittsabmessungen von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung – Institutsbericht des Lehrstuhls Betonbau der TU Dortmund zu BASt FE 15.0639/2017/FRB Ausgabe 2019.
- [9] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur Abteilung Straßenbau: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand 2. Ergänzung – ENTWURF zur Aufnahme in die BEM-ING Teil 2 zur Nachrechnung von Bestandsbrücken (Hrsg.): Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch-Gladbach.
- [10] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur Abteilung Straßenbau: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand. Richtlinie, Ausgabe Mai 2011.
- [11] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur Abteilung Straßenbau: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand 1. Ergänzung. Ausgabe April 2015.
- [12] Henze, L.; Harter, M.; Rombach, G. A.: Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung unter konzentrierten Einzellasten. In: Beton- und Stahlbetonbau 114 (2019), Heft 4, S. 202-216.
- [13] Maurer, R.; Hegger, J.; Rombach, G. et al.: Querkraftbemessung von Fahrbahnplatten – Erarbeitung einer einheitlichen Vorgehensweise zur Ermittlung der erforderlichen Querschnittsabmessungen von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung – BASt FE 15.0639/2017/FRB. Bundesanstalt für Straßenwesen, Aachen, Ausgabe 2019.
- [14] DIN 1072:1967-11: Straßen- und Wegbrücken – Lastannahmen. Norm, Ausgabe November 1967.
- [15] DIN-Fachbericht 101:2009-03: DIN-Fachbericht 101 – Einwirkungen auf Brücken. Richtlinie, Ausgabe März 2009.
- [16] DIN EN 1991-2/NA:2012-08: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken. Norm, Ausgabe August 2012.

- [17] DIN 1072:1985–12: Straßen- und Wegbrücken – Lastannahmen. Norm, Ausgabe Dezember 1985.
- [18] DIN 1072:1952–06: Straßen- und Wegbrücken – Lastannahmen. Norm, Ausgabe Juni 1952.
- [19] DIN-Fachbericht 102:2009–03: DIN-Fachbericht 102 – Betonbrücken. Richtlinie, Ausgabe März 2009.
- [20] DIN EN 1991–2:2010–12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken. Norm, Ausgabe Dezember 2010.
- [21] DIN EN 1992–2/NA:2013–04: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln. Norm, Ausgabe April 2013.
- [22] *Freundt, U.; Böning, S.; Kaschner, R.*: Straßenbrücken zwischen aktuellem und zukünftigem Verkehr – Straßenverkehrslasten nach DIN EN 1991–2/NA. *In: Beton- und Stahlbetonbau* 106 (2011), Heft 11, S. 736–746.
- [23] *Mörsch, E.*: Der Eisenbetonbau – Seine Theorie und Anwendung. Verlag von Konrad Wittwer, Stuttgart, 1908.
- [24] *Schacht, G.; Müller, L.; Curbach, M. et al.*: Schubbruchgefahr von hochbautypischen Stahlbetonplattentragwerken. *In: Beton- und Stahlbetonbau* 108 (2013), Heft 9, S. 592–602.
- [25] DIN 1045:1972–01: Beton- und Stahlbetonbau – Bemessung und Ausführung (zurückgezogen). Norm, Ausgabe Januar 1972.
- [26] *Zsutty, T. C.*: Beam Shear Strength Prediction by Analysis of Existing Data. *In: ACI Journal*, Vol. 65 (1968), Iss. 11, pp. 943–951.
- [27] Model Code 1990: CEB-FIP Model Code for Concrete Structures. Richtlinie, 1991.
- [28] DIN 1045–1:2008–08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Norm, Ausgabe August 2008.
- [29] DIN EN 1992–2:2010–12: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln. Norm, Ausgabe Dezember 2010.
- [30] *Mari, A.; Bairán, J.; Cladera, A. et al.*: Shear-flexural strength mechanical model for the design and assessment of reinforced concrete beams. *In: Structure and Infrastructure Engineering*, Vol. 11 (2015), Iss. 11, pp. 1399–1419.
- [31] *Natário, F.; Fernández Ruiz, M.; Muttoni, A.*: Shear strength of RC slabs under concentrated loads near clamped linear supports. *In: Engineering Structures*, Vol. 76 (2014), pp. 10–23.
- [32] *Graf, O.*: Versuche über die Widerstandsfähigkeit von Eisenbetonplatten unter konzentrierter Last nahe einem Auflager. Technische Hochschule Stuttgart, 1933.
- [33] DIN 1045–1:2001–07: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Norm, Ausgabe Juli 2001.
- [34] DIN EN 1992–1–1/NA:2013–04: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1–1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Norm, Ausgabe April 2013.
- [35] *Váz Rodrigues, R.; Muttoni, A.*: Large Scale Tests on Reinforced Concrete Bridge Deck Slabs. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Switzerland, 2006.
- [36] *Rombach, G.; Latte, S.*: Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung. *In: Beton- und Stahlbetonbau* 104 (2009), Heft 10, S. 642–656.
- [37] *Latte, S.*: Zur Tragfähigkeit von Stahlbeton-Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung. TU Hamburg-Harburg, Dissertation, 2010. DOI: 10.15480/882.1052.
- [38] *Lantsoght, E.; van der Veen, C.; Walraven, J.*: Experimental Study of Shear Capacity of Reinforced Concrete Slabs. *In: Ames, D.; Droessler, T.; Hoit, M. (eds.): Structures Congress 2011. American Society of Civil Engineers, Las Vegas, Nevada, United States, 2011, pp. 152–163.*
- [39] *Reißen, K.; Hegger, J.*: Experimentelle Untersuchungen zum Querkraftverhalten von auskragenden Fahrbahnplatten unter Radlasten. *In: Beton- und Stahlbetonbau* 108 (2013), Heft 5, S. 315–324.
- [40] *Reißen, K.; Hegger, J.*: Experimentelle Untersuchungen zur mitwirkenden Breite für Querkraft von einfeldrigen Fahrbahnplatten. *In: Beton- und Stahlbetonbau* 108 (2013), Heft 2, S. 96–103.
- [41] *Reissen, K.; Classen, M.; Hegger, J.*: Shear in reinforced concrete slabs – Experimental investigations in the effective shear width of one-way slabs under concentrated loads and with different degrees of rotational restraint. *In: Structural Concrete*, Vol. 19 (2018), Iss. 1, pp. 36–48.
- [42] *Rombach, G.; Nghiep, V. H.*: Versuche zur Querkrafttragfähigkeit von gevouteten Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung. *In: Beton- und Stahlbetonbau* 106 (2011), Heft 1, S. 11–20.
- [43] *Reineck, K.-H.; Kuchma, D. A.; Fitik, B.*: Erweiterte Datenbanken zur Überprüfung der Querkraftbemessung für Konstruktionsbetonbauteile mit und ohne Bügel – DAfStb-Heft 597, Beuth, 2012.
- [44] DIN EN 1990: Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN-1990: 2002 + A1:2005/AC:2010. Norm, Ausgabe Dezember 2010.
- [45] *Hegger, J.; Beutel, R.; Hoffmann, S.*: Statistische Auswertung von Versuchen – Beurteilung von Bemessungsansätzen. *In: Beton- und Stahlbetonbau* 94 (1999), Heft 11, S. 457–465.
- [46] *Faber, M. et al.*: Probabilistic Model Code Part I – Basis of Design. Richtlinie (Hrsg.): Joint Committee on Structural Safety, 2001.

Viviane Adam, M.Sc.

vadam@imb.rwth-aachen.de
RWTH Aachen University, Institut für Massivbau
Mies-van-der-Rohe-Str. 1, 52074 Aachen

Maïke Harter, M.Sc.

m.harter@tuhh.de
Technische Universität Hamburg
Institut für Massivbau
Denickestraße 17 (L), 21073 Hamburg

Univ.-Prof. Dr.-Ing.

Josef Hegger

jhegger@imb.rwth-aachen.de
RWTH Aachen University, Institut für Massivbau
Mies-van-der-Rohe-Str. 1, 52074 Aachen

Univ.-Prof. Dr.-Ing.

Reinhard Maurer

reinhard.maurer@tu-dortmund.de
Technische Universität Dortmund, Lehrstuhl Betonbau
August-Schmidt-Str. 8, 44227 Dortmund

Univ.-Prof. Dr.-Ing.

Günter Axel Rombach

rombach@tuhh.de
Technische Universität Hamburg
Institut für Massivbau
Denickestraße 17 (L), 21073 Hamburg

Eva Stakalies, M.Sc.

eva.stakalies@tu-dortmund.de
Technische Universität Dortmund, Lehrstuhl Betonbau
August-Schmidt-Str. 8, 44227 Dortmund

Remus Tecusan, M.Sc.

remus.tecusan@zm-i.de
Zilch + Müller Ingenieure GmbH
Erika-Mann-Straße 63, 80636 München

Linda Wentzek, M.Sc.

linda.wentzek@tu-dortmund.de
Technische Universität Dortmund, Lehrstuhl Betonbau
August-Schmidt-Str. 8, 44227 Dortmund

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil.

Dr.-Ing. E.h. Konrad Zilch

zilch@zm-i.de
Zilch + Müller Ingenieure GmbH
Erika-Mann-Straße 63, 80636 München