

Übergreifungslängen von Betonstahlbewehrung

Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 148

bast

Übergreifungslängen von Betonstahlbewehrung

**Maßgebende Einflussparameter
in den Grenzzuständen der
Tragfähigkeit und
Gebrauchstauglichkeit**

von

Reinhard Maurer
Matthias Bettin

Technische Universität Dortmund
Fakultät Architektur und Bauingenieurwesen
Lehrstuhl Betonbau

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 148

bast

Die Bundesanstalt für Straßenwesen veröffentlicht ihre Arbeits- und Forschungsergebnisse in der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen**. Die Reihe besteht aus folgenden Unterreihen:

A - Allgemeines
B - Brücken- und Ingenieurbau
F - Fahrzeugtechnik
M - Mensch und Sicherheit
S - Straßenbau
V - Verkehrstechnik

Es wird darauf hingewiesen, dass die unter dem Namen der Verfasser veröffentlichten Berichte nicht in jedem Fall die Ansicht des Herausgebers wiedergeben.

Nachdruck und photomechanische Wiedergabe, auch auszugsweise, nur mit Genehmigung der Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Kommunikation.

Die Hefte der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen** können direkt bei der Carl Ed. Schünemann KG, Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen, Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53, bezogen werden.

Über die Forschungsergebnisse und ihre Veröffentlichungen wird in der Regel in Kurzform im Informationsdienst **Forschung kompakt** berichtet. Dieser Dienst wird kostenlos angeboten; Interessenten wenden sich bitte an die Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Kommunikation.

Die Berichte der **Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt)** stehen zum Teil als kostenfreier Download im elektronischen BASt-Archiv ELBA zur Verfügung.
<http://bast.opus.hbz-nrw.de>

Impressum

Bericht zum Forschungsprojekt 15.0635/2016/ARB
Übergreifungslängen von Betonstahlbewehrung –
Maßgebende Einflussparameter in den Grenzzuständen
der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit

Fachbetreuung
Matthias Müller

Referat
Betonbau

Herausgeber
Bundesanstalt für Straßenwesen
Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch Gladbach
Telefon: (0 22 04) 43 - 0

Redaktion
Stabsstelle Presse und Kommunikation

Druck und Verlag
Fachverlag NW in der
Carl Ed. Schünemann KG
Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen
Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53
Telefax: (04 21) 3 69 03 - 48
www.schuenemann-verlag.de

ISSN 0943-9293
ISBN 978-3-95606-494-4

Bergisch Gladbach, März 2020

Kurzfassung – Abstract

Übergreifungslängen von Betonstahlbewehrung – Maßgebende Einflussparameter in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit

Die nach dem derzeit für Ingenieurbauwerke der Verkehrsinfrastruktur in Deutschland gültigen Regelwerk DIN EN 1992-2 und DIN EN 1992-2/NA bemessenen erforderlichen Übergreifungslängen für Betonstahl sind im internationalen Vergleich, vor allem bei kleinen lichten Abständen zwischen den gestoßenen Stäben und großen Stabdurchmessern ($\emptyset \geq 16 \text{ mm}$), mit Abstand am größten. Dies gilt für die unmittelbar benachbarten Länder wie Dänemark, die Niederlande, die Schweiz aber auch beispielsweise die USA. Schäden, die auf die teilweise deutlich geringeren Übergreifungslängen in diesen Ländern zurückzuführen sind, sind nicht bekannt.

Die deutschen Regelungen in DIN EN 1992-2/NA sollen nicht nur die Tragfähigkeit sondern auch die Gebrauchstauglichkeit abdecken. Dabei gehen die deutschen Festlegungen bezüglich der Betondeckung auf der sicheren Seite liegend konservativ von $c = 1,0 \emptyset$ aus. Der günstige Einfluss einer größeren Betondeckung darf nach Eurocode 2 mit dem Faktor α_2 berücksichtigt werden. Dieser Faktor ist nach dem deutschen Nationalen Anhang allerdings generell mit $\alpha_2 = 1,0$ anzusetzen, während er nach Eurocode 2 Werte bis 0,7 annehmen kann. Ein weiterer wesentlicher Unterschied ergibt sich in Abhängigkeit von Stoßanteil und Stabdurchmesser aus dem Stoßfaktor α_6 bei kleinen lichten Abständen ($a < 8 \emptyset$) zwischen den gestoßenen Stäben.

Daher stellt sich die Frage nach einer Überprüfung der im internationalen Vergleich sehr konservativen deutschen Regelungen bei Ingenieurbauwerken mit üblicherweise deutlich größeren Betondeckungen als $c = 1,0 \emptyset$, da sich alleine bei Anwendung des Faktors α_2 um bis zu 30 % kürzere Übergreifungslängen ergeben können. Daraus können unter Umständen ausführungstechnisch und konstruktiv günstigere Bewehrungsanordnungen und teilweise deutliche Kostenreduzierungen infolge des geringeren Materialbedarfs resultieren was sich nicht zuletzt auch hinsichtlich der Schonung von Ressourcen vorteilhaft auswirkt.

Am Lehrstuhl Betonbau der TU Dortmund wurden Klein- und Großkörperversuche durchgeführt um

insbesondere die Faktoren α_2 und α_6 systematisch zu überprüfen. Das Gesamtziel des FE-Vorhabens besteht darin, die maßgeblichen Einflussparameter auf das Verhalten der Stöße unter Gebrauchslast und im Bruchzustand zu identifizieren und die Quantifizierung der erforderlichen Übergreifungslängen durch die derzeit gültigen nationalen und ausgewählte internationale Regelwerke zu analysieren.

Lap lengths of ribbed reinforcement – decisive influence parameters on the ultimate limit states concerning bearing capacity and serviceability limit states

The required lap lengths for reinforcing steel, which are currently governed by DIN EN 1992-2 and DIN EN 1992-2/NA regulations for civil engineering structures in Germany, are by far the largest in international comparison, especially in the case of small clearances between the lapped bars. This applies to the directly neighboring countries such as Denmark, the Netherlands, Switzerland but also, for example, the USA. Damages due to the sometimes significantly shorter overlap lengths in these countries are not known.

The German regulations in DIN EN 1992-2/NA should cover not only the load-bearing capacity but also the serviceability. The German specifications regarding concrete cover on the safe side are conservative of $c = 1.0 \emptyset$. The favorable influence of a larger concrete cover may be considered according to Eurocode 2 with the factor α_2 . However, according to the German National Annex, this factor is generally assumed to be $\alpha_2 = 1.0$, while according to Eurocode 2 it can be up to 0.7. Another significant difference results from the factor α_6 at small clearances ($a < 8 \emptyset$) between the lapped bars, depending on percentage of lapped bars and bar diameter.

This raises the question of the need for a review of the German regulations for engineering structures with concretes that are usually much larger than $c = 1.0 \emptyset$, since the overlap lengths can be reduced up to 30% only if the factor α_2 is used. Under certain circumstances, this may result in design-related and structurally favorable reinforcement arrangements and in some cases significant cost reductions as a

result of the lower material requirement. This is also beneficial concerning sustainability

Small and large body tests were carried out at the Chair of Concrete Structures at TU Dortmund to systematically examine the factors α_2 and α_6 in particular. The overall objective of the FE-project is to identify the relevant influencing parameters on the behaviour overlap joints and to analyse lap length quantification by the current national and selected international guidelines.

Summary

Lap lengths of ribbed reinforcement – decisive influence parameters on the ultimate limit states concerning bearing capacity and serviceability limit states

1 Introduction

1.1 Problem

According to the regulations in DIN EN 1992-2/NA currently valid for engineering structures of the traffic infrastructure in Germany, the required lap lengths for reinforcement with small clear distances between the bars ($a < 8 \varnothing$) are by far the largest compared to other countries. This applies to countries, such as Denmark and the Netherlands, as the current example of a transboundary structure in the Baltic Sea shows very clearly, but also for countries such as Switzerland (SIA 262: 2003) and the USA (ACI: 318: 2011). According to experts from these countries, however, damage due to the partly shorter overlapping lengths is not known. It is reported on consistently positive experiences. The intuition of German regulations in DIN EN 1992-2/NA is not only to cover the load capacity but also the serviceability. Thus, wide cracks at the end of the laps due to the rapid change in stiffness should be avoided. The German specifications regarding the concrete cover underlie the worst case assume that it is only $c = 1.0 \varnothing$. The favorable influence of a larger concrete cover, which results from a larger load capacity of the tensioned concrete rings with respect to a burst failure, may be taken into account according to Eurocode 2 with the factor α_2 . However, according to the German National Annex, this factor is generally assumed to be $\alpha_2 = 1.0$, while according to Eurocode 2 it can be decreased to 0.7. A further significant difference results from the factor α_6 in case of small clear distances and bar diameter ($a < 8 \varnothing$) between the overlap joints. Therefore, the question arises of a review of the German regulations for engineering structures with usually much larger concrete coverages than $c = 1.0 \varnothing$, since alone with the application of the factor α_2 up to 30% shorter overlap lengths can result. The definition in DIN EN 1992-2/NA for α_2 was adopted at that time from DIN EN 1992-1-1/NA, in the sense of uniform design rules for all areas of structural concrete construction. Therefore, in particular the factors α_2 and α_6 should

be checked by systematic tests. This also happens in the sense of the current development of the Eurocodes at the European level with regard to harmonization as far as possible and reduction of nationally determined parameters. For economic reasons, it makes sense to deviate from the rules of general building construction in the design rules for engineering structures of transport infrastructure by refining them in a more accurate and differentiated way, taking into account the usual circumstances of engineering structures.

1.2 Determination of lap length conforming to standards – comparison between DIN EN 1992-1-1/NA and EN 1992-1-1

The German design rules according to DIN EN 1992-1-1/NA and DIN EN 1992-2/NA for the calculation of lap length are designed in such a way that a sufficient load bearing capacity is ensured in the ultimate limit state. In addition, it should be ensured that in the serviceability limit state the permissible crack widths at the ends of the laps are not exceeded. Accordingly, the relatively large German lap lengths intend to cover both the ultimate limit state and the serviceability limit state. By contrast, according to the German view, the regulations in EN 1992-1-1 with the shorter overlap lengths merely cover the ultimate limit state of carrying load capacity. The required lap length l_0 for action-effects is calculated according to both DIN EN 1992-2/NA and EN 1992-1-1 based on the anchorage length $l_{b,rqd}$:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \quad (1)$$

with

- α_1 Influence from shape of bars
- α_2 Influence of concrete cover
- α_3 Influence of confinement by transverse reinforcement not welded to main reinforcement
- α_5 confinement by transverse pressure
- α_6 According to EN 1992-1-1

- percentage of the lapped bars

According to DIN EN 1992-1-1/NA

- percentage of the lapped bars
- clear distance between bars
- bar diameter

$$l_{b,reqd} = \frac{\sigma_{sd}}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$$

For overlapping bars, $\alpha_1 = \alpha_3 = \alpha_5 = 1.0$ is generally valid. Decisive are the factors α_2 and α_6 . It is obvious that these factors that significantly differ between DIN EN 1992-1-1 and DIN EN 1992-1-1/NA. According to DIN EN 1992-1-1, it is generally permissible to take the favorable influence of a larger concrete cover by the coefficient α_2 into account.

The following applies:

$$\alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot (c_d - \emptyset) / \emptyset \begin{cases} \geq 0,7 \text{ (straight bar)} \\ \leq 1,0 \end{cases} \quad (2)$$

with

$$c_d = \min(c, c_l, a/2)$$

In Germany, according to DIN EN 1992-1-1/NA, the coefficient α_2 must be set to 1.0 (table 1). The favorable influence of a higher concrete cover over the minimum dimension is therefore not taken into account. In particularly favorable cases, the overlap length according to EN 1992-1-1 can be set 30% shorter by $\alpha_2 = 0.7$ compared to the German national annex. Compared to the regulations in the original version of EN 1992-1-1, the German regulations take into account the influence of lateral clear bar distances ($a < 8\emptyset$ or $a \geq \emptyset$) as well as a distinction

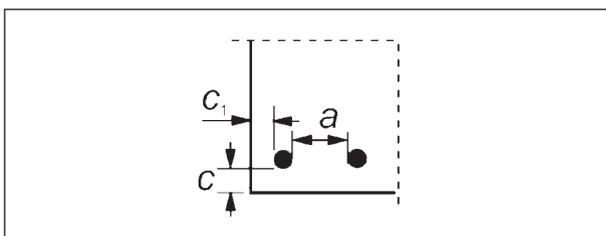


Fig. 1: Values for c_d for straight bars for beams and plates

Stoß	Stab- \emptyset	α_6 in Abhängigkeit vom Stoßanteil einer Bewehrungslage und lichten Stababstand			
		$\leq 33\%$		$> 33\%$	
		$a \geq 8\emptyset$	$a < 8\emptyset$	$a \geq 8\emptyset$	$a < 8\emptyset$
Zug	$< 16\text{ mm}$	1,0	1,2	1,0	1,4
	$\geq 16\text{ mm}$	1,0	1,4	1,4	2,0
Druck	alle	1,0	1,0	1,0	1,0

Tab. 1: Coefficient of α_6 according to DIN EN 1992-1-1/NA

between smaller ($\emptyset < 16\text{ mm}$) and large bar diameter ($\emptyset \geq 16\text{ mm}$).

In EN 1992-1-1 the factor α_6 is given without dependency of the diameter of the lapped bars and their clear lateral distance:

$$\alpha_6 = \sqrt{\frac{\rho_l}{25}} \leq 1,5 \text{ or } \geq 1,0 \quad (3)$$

with

$$\rho_l = \text{proportion of the overlapped bars [\%]}$$

MAURER 2015 shows that, for diameters $\emptyset \geq 16\text{ mm}$ as well as $\emptyset < 16\text{ mm}$ and large clear bar distances $a \geq 8\emptyset$, the approaches according to EN 1992-1-1 and the German regulations are comparable. For large bar diameter $\emptyset \geq 16\text{ mm}$ and small clear bar spacing $a < 8\emptyset$ between the lapped bars, however, the approaches deviate strongly. In case of large clear bar spacing it can result in up to 40% and in case of small bar spacing in up to 91% larger lap lengths.

2 Experimental studies on bond behaviour

2.1 Test Program

To investigate the bond behaviour, corresponding experiments were carried out in the form of beam-end tests with special test specimens. The influence of the concrete cover (α_2) and the influence of the transverse reinforcement (α_3) on bond behaviour and strength f_{bd} was investigated experimentally.

The test program included 10 modified beam-end tests. Experimentally, bond-stress-slip curves were determined and the development of crack formation on the surface of the test specimens were documented by photogrammetry. The main focus was on the variation of the concrete cover as well as the arrangement of a transverse reinforcement in the bond area. A variation of other possible parameters that have an influence on the bond behaviour was not made. An exception to this had been only two test bodies, where a higher or lower concrete strength was used. The complete experimental program is summarized in table 2. The geometric design of the test specimens was based on ASTM 2010.

Test	\varnothing_s [mm]	f_r	l_b^1 [mm]	l_v^2 [mm]	c [mm]	Transverse reinforcement in the bond area	Concrete strength	Bond conditions
BEc20a ³	20	0,056	5d _s	200	1d _s	without transverse reinforcement in the composite area	C 35/45	good
BEc20b ⁴	20	0,056	5d _s	200	1d _s	1 bracket \varnothing 10 mm in the composite area	C 35/45	good
BEc40a	20	0,056	5d _s	200	2d _s	without transverse reinforcement in the composite area	C 35/45	good
BEc40b	20	0,056	5d _s	200	2d _s	1 bracket \varnothing 10 mm in the composite area	C 35/45	good
BEc60a	20	0,056	5d _s	200	3d _s	without transverse reinforcement in the composite area	C 35/45	good
BEc60b	20	0,056	5d _s	200	3d _s	1 bracket \varnothing 10 mm in the composite area	C 35/45	good
BEc80a	20	0,056	5d _s	200	4d _s	without transverse reinforcement in the composite area	C 35/45	good
BEc80b	20	0,056	5d _s	200	4d _s	1 bracket \varnothing 10 mm in the composite area	C 35/45	good
BEc40a25/30	20	0,056	5d _s	200	2d _s	without transverse reinforcement in the composite area	C 25/30	good
BEc40a45/55	20	0,056	5d _s	200	2d _s	without transverse reinforcement in the composite area	C 45/55	good

¹ composite length
² composite-free pre-length
³ a: without transverse reinforcement
⁴ b: with transverse reinforcement not welded to main reinforcement

Tab. 2: Experimental program for the beam-end tests (BE)



Fig. 2: Specimen (BEc20b) in the test set-up (load applied vertically)

The test set-up is shown in figure 2. By means of a steel construction, the test specimens were fixed in the testing machine and were subjected to a vertical tensile force.

2.2 Measurement

During the beam-end tests, the load applied by the machine as well as the related path were continuously measured. In addition, the following measurement technology was installed for the continuous metrological records of the response of the specimens:

- 4 inductive displacement transducers for measuring the slip at the bar ends and
- 1 measuring field for optical measurement of crack development (photogrammetry).

The measurement of the displacement (slip) of the re-bar against the concrete was carried out on both sides, the loaded and the unloaded end of the bar and was recorded with two inductive displacement sensors.

2.3 Results

2.3.1 Bond stress-slip relationships

Figure 3 shows the calculated the bond stress-slip-curves. The favorable influence of an increasingly larger concrete cover can be clearly seen.

What can also be seen in figure 3 are the relatively large scatters in the bond stress-slip-curves. For example, the bond strength ($\max \tau_{bm}$) for a concrete cover $c = 2 \varnothing$ is greater than the corresponding test value for $c = 3 \varnothing$. The failure of the adhesive bond also occurs at very different levels of stress.

It can be seen that the curves determined from the tests can not be clearly assigned to a computational bond stress-slip-curves according to Model Code 1990 with regard to the qualitative course. Rather, the test curves are mixed forms. The test curves are roughly delimited by the two computational progressions. The assessment of the type of failure was therefore carried out on the basis of crack formation in the experiments carried out.

In the tests, the bond strengths $\max \tau_{bm} = f_{bm}$ without integrated transverse reinforcement in the composite area are greater than in the test bodies with corresponding transverse reinforcement. On the other hand, the brittleness after exceeding the maximum load seems to be somewhat reduced by the transverse reinforcement, as can be seen from the curves of the sloping curve areas.

2.3.2 Influence of concrete cover

With increase of concrete cover in tendency higher bond strengths could be observed. It can be seen from figures 4 and 5 that the improvement in the

bond effect due to a greater concrete cover in the tests can be well mapped by the definition of $\alpha_{2,mod}$ ($\alpha_{2,mod} = 1+0,15[c_d-\varnothing]/\varnothing$). The function of $\alpha_{2,mod}$ describes the increase in bond strength as a result of increasing concrete cover. The test results in the diagrams are applied to the mean bond stress τ_{max} , $c = 1 \varnothing$ of test specimen with concrete cover $c = 1 \varnothing$.

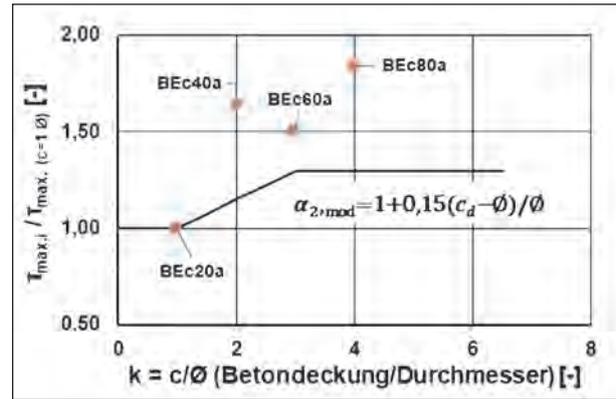


Fig. 4: Influence of concrete cover on the composite stiffness (without transverse reinforcement)

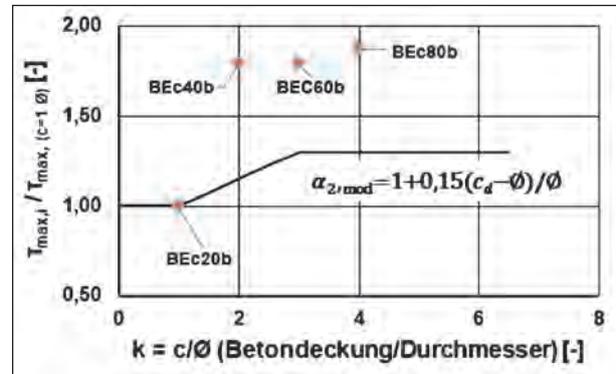


Fig. 5: Influence of the concrete cover on the composite stiffness (with transverse reinforcement)

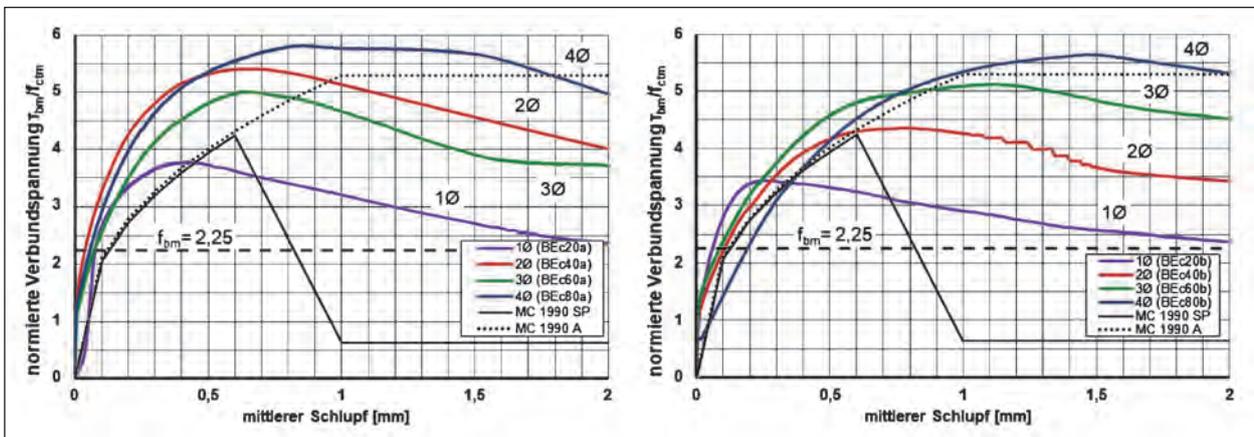


Fig. 3: Comparison of the composite stress-slip curves of the test body without (left) and with (right) transverse reinforcement in the composite area basis

2.3.3 Influence of non-welded transverse reinforcement

An increase in the bond strength due to the arranged transverse reinforcement in the composite area was not recognizable. As a result of the transverse reinforcement, however, the behaviour at failure due to cracking of concrete and descending branch of the bond-slip-curve differed. While the test specimens with no transverse reinforcement failed very brittle, the test specimens with transverse reinforcement, regardless of the size of the concrete cover, showed a somewhat more ductile failure with a different crack pattern.

2.3.4 Summary

Ten beam-end tests were performed. The following influences of the test parameters could be recognized:

- As the concrete cover increases, a higher bond strength can be expected.
- The bond strength was proportional to $f_{cm}^{0.6}$ at low slip (0.1 mm) and proportional to $f_{cm}^{0.74}$ at maximum bond stress.
- The provision of a non-welded transverse reinforcement did not result in higher bond stresses, but did affect the descending branch of the bond-slip-curve favorably. The failure was thus more ductile.
- The measured bond strengths of all tests exceeded the rated value according to EN 1992-1-1. The design values according to the standard

had been most closely corresponded to the test based on specimens small concrete cover. Due to the short bond length, the bond strengths are subject to relatively large scattering and are therefore not directly comparable to the design values according to EN 1992-1-1, but are in most cases significantly higher.

3 Four-point bending tests with all bars lapped at the same section

3.1 Test program

The test program included 10 four-point bending tests, with the laps arranged in the area of constant moment loading. In addition to the load capacity, the focus was on the documentation of the crack width development under service condition loading. In addition, the deformation behaviour, the distribution of the steel stresses along the lap length and the slip at the end of the laps were measured. The complete experimental program is shown in table 3.

All test beams were produced with cross-sectional dimensions of $b/h = 40/60$ cm. The transverse reinforcement was installed according to the rules of structural design in DIN EN 1992-2. Hoops along the lap length were not provided because the test specimen should represent the section of a slab or wall. The transverse reinforcement along the lap length was therefore anchored on the side surfaces by means of anchor plates.

Test	\varnothing_s [mm]	c_1^1 [mm]	α_2	α_6	l_0 [cm]	Proportion of overlapping	bar spacing	concrete strength	composite conditions
B1	20	50	0,775	1,5	35,1	100%	$a = 16 \text{ cm} \geq 8 \varnothing_s$	C 35/45	good
B2				2,0	46,8		$a = 11 \text{ cm} < 8 \varnothing_s$		
B3									
B4		1,0	1,5	50%					
B5		0,74	1,4		32,8				
B6		12	50	0,70	1,5	19,0	100%		
B7	28	50	0,90		57,1	$a = 9,5 \text{ cm} < 8 \varnothing_s$			
B8	20	80	0,74		33,5	$a = 11 \text{ cm} < 8 \varnothing_s$			
B9	20	50	0,775	1,4	32,8	50%			
B10 ²									

¹ Concrete cover of the longitudinal reinforcement
² 2-Layer Overlapping

Tab. 3: Test program four-point bending tests (lap length l_0 based on mean value bond strength f_{bm})

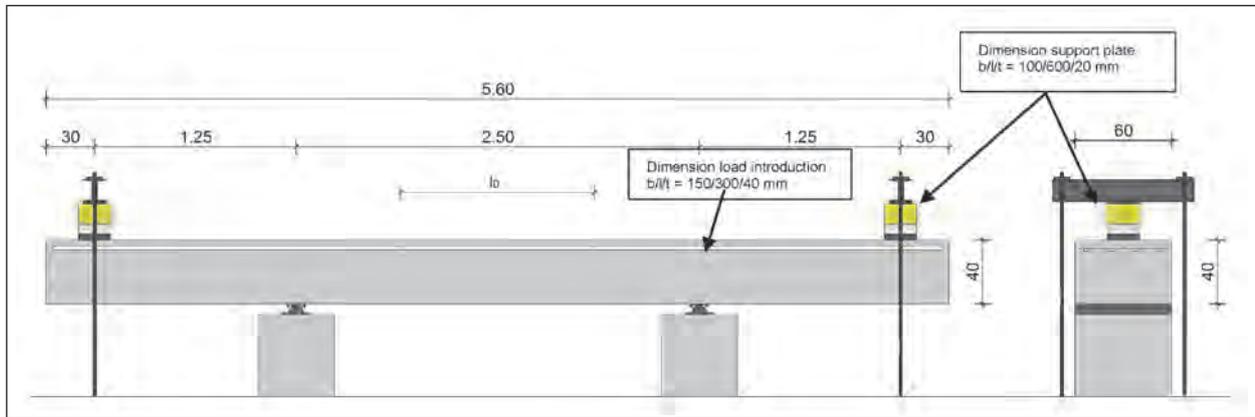


Fig. 6: Schematic overview of the experimental setup and the beam dimensions

Lap lengths of the test beams

The design of the test specimens had been based on the mean values of the material strengths. Thus, the lap lengths were determined on the basis of the mean value of bond strength according to DIN EN 1992-1-1:

Rated value:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (4)$$

with

η_1 1,0 good bond conditions

η_2 1,0 for $\varnothing \leq 32$ mm

$$f_{ctd} = a_{ct} \cdot \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} \quad \text{where } a_{ct} = 1,0$$

it follows

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} \quad (5)$$

Characteristic value:

$$f_{bk} = 2,25 \cdot f_{ctk;0,05} \quad (6)$$

Mean value:

$$f_{bm} = 2,25 \cdot f_{ctm} \quad (7)$$

The proofed lap length in the tests carried out amounts to:

$$l_0 = a_2 \cdot a_6 \cdot \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bm}} \quad (8)$$

with

$$\sigma_{sd} = f_{yk} / \gamma_s = f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

The laps are designed to transfer the design tensile stress $\sigma_{sd} = f_{yd}$ of the bars at ultimate limit state. They are not designed to transfer the mean value of the yielding strength of the bars, in order to get failure of bond. The lap lengths calculated in this way are summarized in table 4 for the respective test specimens.

Test	\varnothing_s [mm]	$f_{bm,C35/45}$ [MN/m ²]	$l_{b,rqd}$ [cm]	α_2 EN 1992-1-1	l_{bd} [cm]	α_6 EN 1992-1-1	l_0 [cm]	α_2 DIN EN 1992-1/NA	α_6 DIN EN 1992-1/NA	l_0 DIN EN 1992-1/NA [cm]
B1	20	7,2	30,2	0,775	23,4	1,5	35,1	1,0	1,4	42,3
B2						1,5 · 1,33 = 2,0	46,8		2,0	
B3						1,5 · 1,66 = 2,5	58,5			
B4				1,0	30,2	1,5	45,3			
B5				0,775	23,4	1,4	32,8			
B6				0,70	12,7	1,5	19,0		1,4	25,3
B7	12	18,1	57,1	2,0	84,6					
B8	28	42,3	33,5							
B9	20	7,2	30,2	0,74	22,	1,5	33,5	1,0	2,0	60,4
B10				0,775	23,4	1,4	32,8			

Tab. 4: Overlap lengths based on the mean level of bond strength f_{bm} according to EN 1992-1-1

3.2 Measurement procedure

The following measuring devices had been installed for the continuous metrological recording of the test data:

- 2 load cells for measuring the force of the test machine at the loaded points,
- 10-15 strain gauges (depending on lap length) on a reinforcement bar in the lap region,
- 4 inductive displacement transducers for measuring deformations,
- 1 inductive position transducer for measuring the slip at the end of one of the re-bars,
- 1 measuring field for the optical measurement of the crack development in the lap region and
- 72 settling points for measuring the crack-propagation under selected load levels.

3.2.1 Loading procedure

The load applied to the test beam was force-controlled and gradual. The load levels were calculated from previously determined stresses in the reinforcement bars. The load stages with the following associated steel stresses were approached: 150 N/mm², 200 N/mm², 250 N/mm², 300 N/mm² and 375 N/mm². After exceeding these service loading levels, the test beams were loaded until breakage.

3.3 Test results

3.3.1 Structural behaviour

At all experiments except B4, B6 and B10, brittle failure of bond occurred. For test beam B4 measured steel stresses in reinforcement exceeded the yield strength, which suggests a bending failure. Tests B6 and B10 were configured with 50% lapped bars, which prevents from a brittle fracture.

The basically load deflection behaviour was independent of the experimental parameters until failure occurred, with the exception of the test beams B4, B6 and B10. Since the steel of the beam B4 could be utilized beyond the yield point, a horizontal load-deformation plateau was formed when the maximum load was reached.

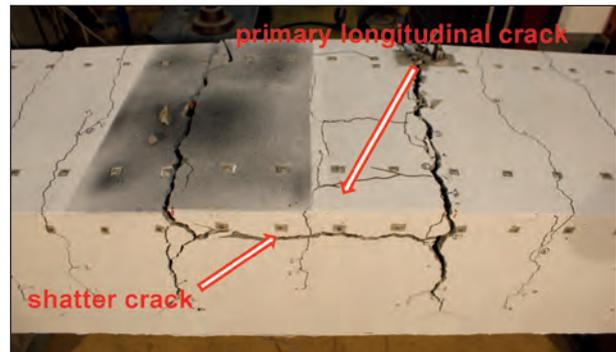


Fig. 7: Failure of the overlapping (test B3)

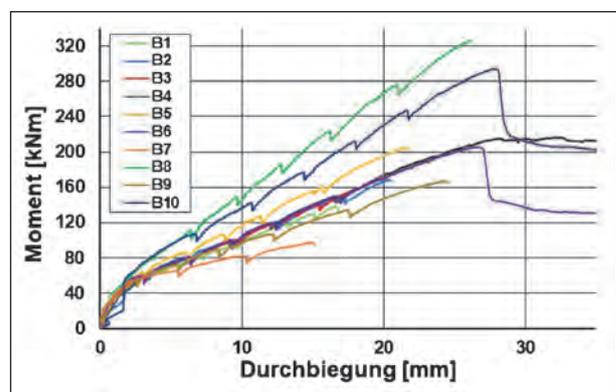


Fig. 8: Torque bending relation of the 10 tests (cantilever)

The test beams B6 and B10 each had 50% lapped bars. After exceeding the maximum resistance, the deformation curves dropped directly to approx. 60% of the maximum load and reached a horizontal branch (figure 8). The moment deflection curves of tests B2, B3 ($l_0 = 1.33 \cdot l_{0;B2}$) and B4 ($l_0 = 1.66 \cdot l_{0;B2}$) show that the length of overlapping clearly influences the maximum deflection and the load capacity as expected. However, the characteristic (slope in the initial region) of the load deflection curve of all three experiments is almost identical until fracture.

The elongations of the longitudinal reinforcement in the lap region were recorded with strain gauges and converted into corresponding stresses. The measured tensile stress of the bars increased from the end of the bar, while a kind of plateau occurred in the middle of the lap length (figure 9). In the rear of the lap length, the steel tension increased again. The plateau in the middle region was formed especially at low loads and the test beams B4 and B8 with the comparatively largest overlap lengths. Conversely, for very high applied loads, and for the test specimens with the shorter overlap lengths, the center of the overlapping was increasingly affected (figure 10). In center of overlapping, the steel tension was about half as high as at the end of the overlap region.

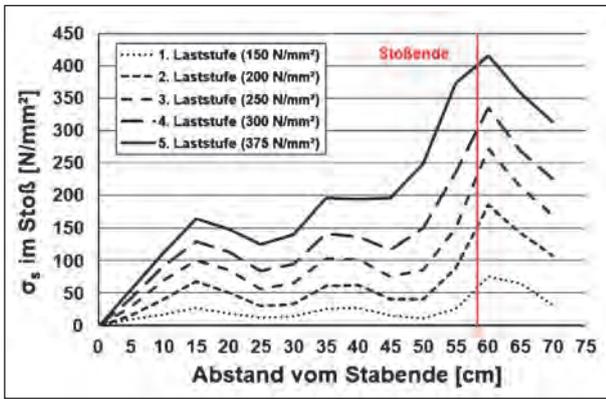


Fig. 9: Course of the steel stresses in the joint area (shown by way of example is B4, $l_0 = 58.3$ cm)

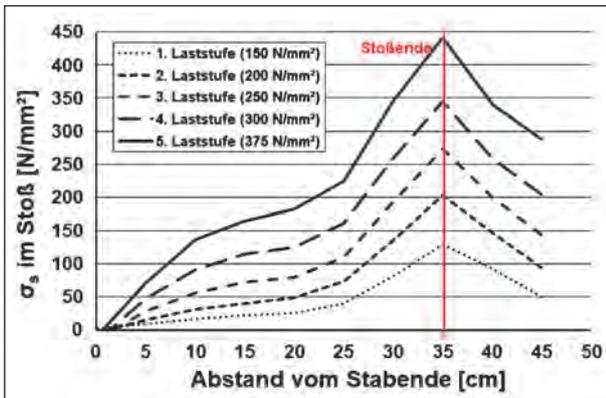


Fig. 10: Course of the steel stresses in the joint area (shown by way of example is B2, $l_0 = 35.1$ cm)

3.3.2 Bearing capacity

Table 5 shows loads at failure achieved in the tests in form of the maximum moments. For a design of the laps at the level of the mean value of bond strength f_{bm} , the ratio $\gamma_{mod} = \sigma_{su,test}/\sigma_{su,cal}$ must scatter around 1.0. It applies to almost all individual tests that this ratio is at least 1.0. All tests carried

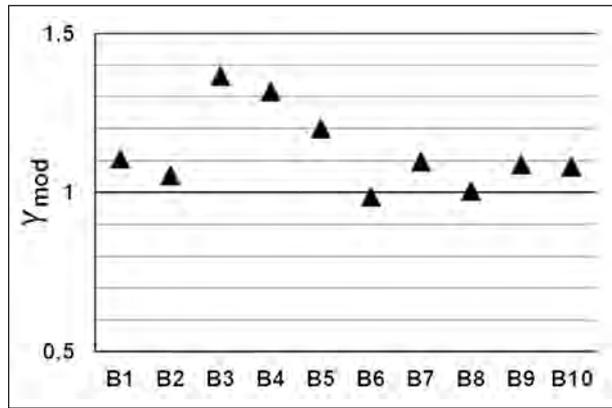


Fig. 11: Ratio $\gamma_{mod} = \sigma_{su,test}/\sigma_{su,cal}$

out demonstrated sufficient bearing capacity for the overlapping lengths designed to EN 1992-1-1 (figure 11).

3.3.3 Crack widths

Under service conditions, the steel stresses of the bars are approximately between 150 to 300 N/mm². The measurement and evaluation of the crack widths took place under corresponding load levels. The crack widths immediately at the end of the overlapping length always tended to be in the upper range of the scatter area. However, comparable crack widths also occurred outside the overlapping area. The maximum crack widths at the ends of the overlapping and outside of the joint are summarized in table 6.

On the basis of the results under service load level, the tests carried out showed no influence of the overlap length with regard to excessive crack width increase at the ends of the overlapping length compared to the areas outside the lap.

Test	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	B8	B9	B10
$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	45,11	43,63	40,12	46,31	42,64	61,87	43,24	48,52	46,67	40,70
$f_{cm,cyl} = 0,82 f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	36,99	35,78	32,90	37,97	34,96	50,73	35,47	39,79	38,27	33,37
$f_{ck} = f_{cm,cyl} - 4$ [N/mm ²]	32,99	31,78	28,90	33,97	30,96	46,73	31,46	35,79	34,27	29,37
$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3}$ [N/mm ²]	3,09	3,01	2,82	3,15	2,96	3,89	2,99	3,26	3,17	2,86
$f_{bm} = 2,25 f_{ctm}$ [N/mm ²]	6,94	6,77	6,36	7,08	6,66	8,76	6,73	7,33	7,12	6,43
min σ_{sd} [N/mm ²] für l_0 mit f_{bm}	419	409	384	428	402	529	406	443	430	388
M_u [kNm]	137,6	168,3	203,7	226,7	205,6	206,2	97,4	325,9	166,6	294,8
zugh $\sigma_{su,cal}$ [N/mm ²]	464	431	524	563	483	521	445	445	468	420
$\gamma_{mod} = \sigma_{su,test}/\sigma_{su,cal}$ für l_0 with f_{bm}	1,11	1,05	1,36	1,32	1,20	0,98	1,10	1,00	1,09	1,08

Tab. 5: Summary of carrying capacities

Versuchsträger	$\sigma_s = 150$ [N/mm ²]		$\sigma_s = 200$ [N/mm ²]		$\sigma_s = 250$ [N/mm ²]		$\sigma_s = 300$ [N/mm ²]	
	W_{\max} Stoßenden [mm]	W_{\max} außerhalb der Stöße [mm]						
B1	0,195	0,215	0,264	0,288	0,353	0,392	0,460	0,516
B2	0,145	0,165	0,214	0,238	0,305	0,342	0,393	0,466
B3	0,110	0,118	0,219	0,208	0,272	0,304	0,368	0,411
B4	0,076	0,092	0,171	0,212	0,261	0,282	0,370	0,357
B5	0,104	0,105	0,149	0,163	0,209	0,260	0,280	0,256
B6	0,081	0,184	0,164	0,253	0,242	0,300	0,320	0,390
B7	0,030	0,040	0,040	0,040	0,100	0,120	0,170	0,230
B8	0,170	0,190	0,260	0,290	0,360	0,370	0,470	0,450
B9	0,060	0,190	0,110	0,220	0,150	0,320	0,260	0,450
B10	0,120	0,170	0,170	0,230	0,240	0,300	0,290	0,370

black bold = w_{\max} end of overlapping > w_{\max} outside overlapping

Tab. 6: Compilation of the maximum measured crack widths on the top of the beam

References

ACI 318M: 2011

ACI 318M-11: Building Code Requirements for Structural Concrete. An ACI Standard and Commentary, American Concrete Institute, September 2011

ASTM 2010

ASTM International (2010): A944-10: Standard Test Method for Comparing Bond Strength of Steel Reinforcing Bars to Concrete Using Beam-End Specimens. Distributed under ASTM license by Beuth Verlag

DIN EN 1992-1-1

DIN EN 1992-1-1:2011-01, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau

DIN EN 1992-1-1/NA

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01, Nationaler Anhang

DIN EN 1992-2

DIN EN 1992-2:2010-12, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken

DIN EN 1992-2/NA

DIN EN 1992-2/NA:2013-04, Nationaler Anhang

MAURER 2015

MAURER, R.; KOLODZIEJCZYK, A.: Objektspezifische Betrachtung zu den Übergreifungslängen bei Fehmarn Belt Tunnel; Untersuchungsbericht; König und Heunisch Planungsgesellschaft mbH Dortmund, 2015

SIA 262: 2003

SIA 262: 2003: Betonbau, Schweizer Norm, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, 2003

Inhalt

Danksagung	16	3.8.2 Rissverhalten	31
1 Einleitung	17	3.8.3 Einfluss der Betondeckung	32
1.1 Problemstellung	17	3.8.4 Einfluss einer nicht angeschweißten Querbewehrung	33
1.2 Zielsetzung und Vorgehen	17	3.8.5 Verbundspannung nach EN 1992-1-1	33
2 Stand der Technik	18	3.8.6 Zusammenfassung	33
2.1 Verbund	18	4 4-Punkt-Biegeversuche mit Übergreifungsstößen	34
2.1.1 Allgemeines	18	4.1 Versuchsprogramm	34
2.1.2 Verbundmechanismen und Versagensarten	18	4.2 Konzeption Versuchsbauteile	34
2.1.3 Werte der Verbundspannungen	18	4.2.1 Geometrie	34
2.1.4 Normative Ermittlung der Verbundfestigkeit im GZT	19	4.3 Materialkennwerte	37
2.2 Übergreifungslängen	19	4.3.1 Beton	37
2.2.1 Allgemeines	19	4.3.2 Betonstahl	38
2.2.2 Versagensmechanismen	20	4.4 Herstellung der Versuchsträger	38
2.2.3 Normative Ermittlung der Übergreifungslänge	20	4.5 Beschreibung des Versuchsstands ...	39
3 Experimentelle Untersuchungen zum Verbundverhalten	23	4.6 Messtechnik	39
3.1 Versuchsprogramm	23	4.6.1 Allgemeines	39
3.2 Versuchskörperbeschreibung	23	4.6.2 Kraftmessdosen	39
3.2.1 Geometrie	23	4.6.3 Dehnungsmessstreifen (DMS)	39
3.3 Materialkennwerte	25	4.6.4 Induktive Wegaufnehmer	40
3.3.1 Beton	25	4.6.5 Optische Messung	41
3.3.2 Betonstahl	26	4.6.6 Messung der Rissbreiten	41
3.4 Herstellung der Versuchskörper	27	4.6.7 Versuchsdurchführung	41
3.5 Beschreibung des Versuchsstands ...	27	4.7 Versuchsergebnisse	42
3.6 Messtechnik	28	4.7.1 Tragverhalten	42
3.6.1 Allgemeines	28	4.7.2 Tragfähigkeit	44
3.6.2 Schlupfmessung	28	4.7.3 Rissbreiten	45
3.6.3 Aufzeichnung der Rissentwicklung ...	28	5 Numerische Simulations- berechnungen	47
3.7 Versuchsdurchführung	29	5.1 Allgemeines	47
3.8 Versuchsergebnisse	29	5.2 Numerische Simulations- berechnungen	47
3.8.1 Verbundspannungs-Schlupf- Beziehungen	29	5.2.1 Materialmodelle	47

5.2.2	Lösungsverfahren	48
5.2.3	Strukturmodell	49
5.3	Validierung des FE-Modells durch Versuchsnachrechnung	49
5.3.1	Modellierung des Betons	49
5.3.2	Modellierung des Betonstahls	49
5.3.3	Aufbringung der Belastung	50
5.3.4	Ergebnisse der Nachrechnung von Versuch B2	50
5.4	Parameterstudie 2-Lagen-Stoß	51
6	Zusammenfassung und Ausblick . . .	53
6.1	Zusammenfassung	53
6.2	Ausblick	53
	Literatur	54
	Bilder	55
	Tabellen	57

Danksagung

Der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) wird für die Beauftragung der beschriebenen Versuche, den Mitgliedern des Betreuungsausschusses für die hilfreiche Diskussion gedankt. Die Verantwortung für den Inhalt dieser Arbeit liegt allein bei den Autoren.

Der Anhang zum Bericht ist im elektronischen BASt-Archiv ELBA unter:

<http://bast.opus.hbz-nrw.de> abrufbar.

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Die nach dem derzeit für Ingenieurbauwerke der Verkehrsinfrastruktur in Deutschland gültigen Regelwerk DIN EN 1992-2/NA bemessenen erforderlichen Übergreifungslängen für Betonstahl sind im internationalen Vergleich, vor allem bei kleinen lichten Abständen zwischen den gestoßenen Stäben ($a < 8 \varnothing$) und Stabdurchmessern $\varnothing \geq 16$ mm, mit Abstand am größten. Dies gilt für die unmittelbar benachbarten Länder wie Dänemark und die Niederlande, wie das aktuelle Beispiel eines grenzüberschreitenden Bauwerks in der Ostsee sehr deutlich zeigt, aber auch für Länder wie die Schweiz (SIA 262:2003) und die USA (ACI:318M:2011). Schäden, die auf die teilweise deutlich geringeren Übergreifungslängen zurückzuführen sind, sind laut Aussage von Experten dieser Länder allerdings nicht bekannt. Es wird von durchweg positiven Erfahrungen berichtet.

Die deutschen Regelungen in DIN EN 1992-2/NA decken nicht nur die Tragfähigkeit sondern auch die Gebrauchstauglichkeit ab. So sollen breite Risse an den Stoßenden infolge des Steifigkeitssprungs damit vermieden werden. Dabei gehen die deutschen Festlegungen bezüglich der Betondeckung vom ungünstigsten Fall aus, dass diese lediglich $c = 1,0 \varnothing$ beträgt. Der günstige Einfluss aus einer größeren Betondeckung, der aus einer größeren Tragfähigkeit der Zugringe im Hinblick auf ein Sprenggrissversagen rührt, darf nach Eurocode 2 mit dem Faktor α_2 berücksichtigt werden. Dieser Faktor ist nach dem deutschen Nationalen Anhang allerdings generell mit $\alpha_2 = 1,0$ anzusetzen, während er nach Eurocode 2 Werte bis 0,7 annehmen kann. Ein weiterer wesentlicher Unterschied ergibt sich in Abhängigkeit von Stoßanteil und Stabdurchmesser aus dem Stoßfaktor α_6 bei kleinen lichten Abständen ($a < 8 \varnothing$) zwischen den gestoßenen Stäben.

Daher stellt sich die Frage nach einer Überprüfung der deutschen Regelungen bei Ingenieurbauwerken mit üblicherweise deutlich größeren Betondeckungen als $c = 1,0 \varnothing$, da sich alleine bei Anwendung des Faktors α_2 um bis zu 30 % kürzere Übergreifungslängen ergeben können. Die Festlegung in DIN EN 1992-2/NA für α_2 wurde seinerzeit aus DIN EN 1992-1-1/NA übernommen, im Sinne einheitlicher Konstruktionsregeln für alle Bereiche des konstruktiven Betonbaus.

Daher sind insbesondere die Faktoren α_2 und α_6 durch systematische Versuche zu überprüfen. Dies geschieht aber auch im Sinne der derzeitigen Weiterentwicklung der Eurocodes auf europäischer Ebene hinsichtlich einer möglichst weitgehenden Harmonisierung und Reduzierung der national festzulegenden Parameter. Ggf. ist es aus wirtschaftlichen Gründen sinnvoll, bei den Konstruktionsregeln für Ingenieurbauwerke der Verkehrsinfrastruktur von den Regeln des allgemeinen Hochbaus abzuweichen, indem diese unter Berücksichtigung der üblichen Gegebenheiten bei Ingenieurbauwerken verfeinert und differenzierter angewendet werden.

1.2 Zielsetzung und Vorgehen

Das Gesamtziel des FE-Vorhabens besteht darin, in erster Linie durch systematische experimentelle Untersuchungen in Verbindung mit zusätzlichen theoretischen Betrachtungen, die maßgeblichen Einflussparameter auf das Verhalten der Stöße in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit zu identifizieren und deren Quantifizierung durch die derzeit gültigen nationalen und ausgewählte internationale Regelwerke zu überprüfen. Dabei soll auch der Model Code 2010 einbezogen werden. Für die Fortentwicklung künftiger Regelwerke auf europäischer Ebene und für Auslegungsfragen des deutschen Regelwerks in Einzelfällen können daraus Empfehlungen abgeleitet werden.

Im Rahmen von experimentellen Untersuchungen zur Verbundfestigkeit bei Ingenieurbauwerken wird der Einfluss der Betondeckung und der Querbewehrung auf die Verbundfestigkeit f_{bd} untersucht. Dazu werden mit Ausziehversuchen die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen bestimmt. Ziel dieser Versuche ist zu prüfen, ob die Faktoren α_2 und α_6 das Verbundverhalten richtig beschreiben, um bei den Ingenieurbauwerken der Verkehrsinfrastruktur mit ihren Randbedingungen (z. B. Überbau: $c_{min} = 4$ cm; $c_{nom} = 4,5$ cm) davon Gebrauch machen zu können.

Die α_i -Faktoren berücksichtigen die Einflüsse aus der Stabform (α_1), Betondeckung (α_2), nicht angeschweißter Querbewehrung (α_3), Querdruck (α_5) sowie Stoßanteil (α_6) in Verbindung mit dem Stabdurchmesser und lichten Stababstand a bzw. seitlicher Betondeckung c_1 . In erster Linie erweisen sich für die Übergreifungsstöße die Faktoren α_2 und α_6 als maßgeblich. Um den Einfluss dieser Parameter

experimentell zu untersuchen, werden bei Großversuchen die entsprechenden Parameter Betondeckung (Faktor α_2) sowie Stoßanteil, lichter seitlicher Stababstand ($a < 8 \varnothing$ oder $a \geq 8 \varnothing$) und Stabdurchmesser \varnothing (Faktor α_6) systematisch variiert.

2 Stand der Technik

2.1 Verbund

2.1.1 Allgemeines

Für die Tragwirkung von Stahlbetonbauteilen stellt der Verbund zwischen den Werkstoffen Stahl und Beton eine bedeutsame Grundlage dar. Der Verbund gewährleistet die Kraftübertragung von dem einbetonierten Bewehrungsstahl in den umgebenden Beton.

Im Stahlbetonbau werden an das Verbundverhalten folgende Anforderungen gestellt:

1. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit dürfen die Rissbreiten sowie die Durchbiegungen von Stahlbetonbauteilen die zulässigen Werte nicht überschreiten. Demzufolge wird ein möglichst steifes Verbundverhalten angestrebt. Aus einer hohen Verbundsteifigkeit und einer ausreichend großen Verbundfestigkeit resultieren kleine Rissabstände und eine hohe Zugversteifung zwischen den Rissen durch den Beton.
2. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit soll sich im Bereich plastischer Stahldehnungen ein duktiler Bauteilverhalten einstellen. Die Verbundwirkung sollte demgemäß nach Erreichen der Fließdehnung nicht zu steif sein.
3. Für die Ausbildung von Endverankerungen und Übergreifungsstößen sind eine hohe Verbundfestigkeit für vorzugsweise kurze Verankerungs- und Stoßlängen wünschenswert.

2.1.2 Verbundmechanismen und Versagensarten

Grundsätzlich setzt sich der Verbund aus drei Anteilen zusammen:

- Haftverbund,
- mechanische Verzahnung und
- Reibverbund.

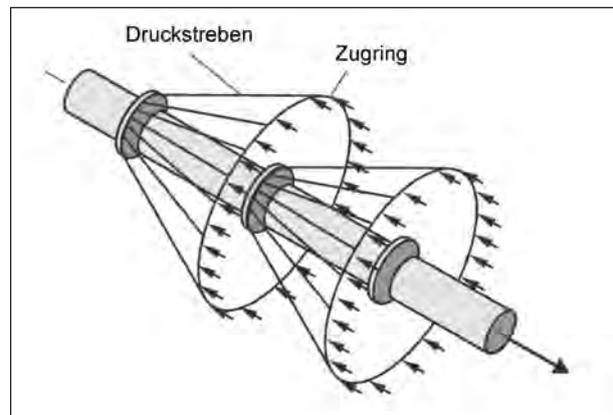


Bild 1: Räumlicher Spannungszustand eines verankerten Betonstahls (ZILCH 2009)

Der durch chemische Adhäsion induzierte Haftverbund wird schon bei sehr geringen Relativverschiebungen zwischen Stahl und Beton zerstört.

Bei gerippten Betonstahl wird der hauptsächliche Anteil der Verbundkraft dann über die mechanische Verzahnung der Stahlrippen mit den dazwischenliegenden Betonkonsolen übertragen. Die Kraftumlenkung der schrägen rotationssymmetrisch verlaufenden Druckstreben führt dabei zu Ringzugspannungen senkrecht zur Stabachse (Bild 1).

Wird die Betonzugfestigkeit überschritten, entstehen ausgehend von den Rippen geneigt verlaufende Verbundrisse. Bei fortlaufender Laststeigerung entwickeln sich radiale Spaltrisse in den Zugringen. Mit ansteigender Ringzugspannung, fällt die Verbundsteifigkeit infolge der zunehmenden Längsrissebildung kontinuierlich ab (TEPFERS 1973).

Die maximale Tragfähigkeit des Verbundes wird durch zwei mögliche Versagensarten beschränkt.

In Abhängigkeit der vorhandenen Betondeckung wird der Bewehrungsstab entweder bei sehr großen Betondeckungen kontinuierlich aus dem Beton herausgezogen (Ausziehversagen) oder der Beton wird bei üblicher geringer Betondeckung aufgespalten (Spaltversagen, Sprengversagen).

2.1.3 Werte der Verbundspannungen

Das Verbundverhalten kann anhand von Verbundspannungs- Schlupfkurven beschrieben werden. Diese werden, unter der Annahme einer, über einer kurzen Verbundlänge l_b konstanten Verbundspannung, in Ausziehversuchen ermittelt. Die Verbundspannung errechnet sich aus der im Versuch aufgebrauchten Kraft F .

$$\tau = \frac{F}{\pi \cdot \varnothing \cdot l_b} \quad (1)$$

Der Schlupf am Ende des Verbundbereichs kongruiert mit der Rissbreite, da die halbe Rissbreite und die Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton übereinstimmen. Im Traglastzustand, wenn der Stahl ins Fließen kommt, ist die maximale rechnerisch ausnutzbare Verbundfestigkeit unabhängig von der Rissbreite. Für diesen Zustand ist daher die maximal ausnutzbare Verbundfestigkeit unabhängig von der Größe des dazugehörigen Schlupfes. Für den Gebrauchszustand sind die Rissbreiten hingegen zu begrenzen. Daher sind im GZG, kleine Rissbreiten also auch kleine Schlupfwerte und gleichzeitig ausreichend große Verbundfestigkeiten erstrebenswert.

Nach SIPPEL 2014 sollten bei der Durchführung von Verbundversuchen mindestens die Verbundfestigkeiten bei einem Schlupf von 0,01 mm, 0,1 mm sowie die maximale Verbundfestigkeit mit dem dazugehörigen Schlupf versuchstechnisch erfasst werden.

2.1.4 Normative Ermittlung der Verbundfestigkeit im GZT

DIN EN 1992-1-1

Nach DIN EN 1992-1-1 bzw. DIN EN 1992-2 beträgt der Bemessungswert der Verbundfestigkeit:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \\ = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot \frac{1}{\gamma_c} \quad (2)$$

mit

η_1 Faktor zur Berücksichtigung der Verbundbedingungen

η_2 $(132 - \varnothing)/100$ für $\varnothing > 32$ mm
Faktor zur Berücksichtigung des Stabdurchmessers

Model Code 2010: 2013

Die Grundverbundspannung nach Model Code 2010 beträgt:

$$f_{bd,0} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{25}\right)^{1/2} \cdot \frac{1}{\gamma_c} \quad (3)$$

Die Faktoren η_i berücksichtigen den Einfluss der Staboberfläche (η_1), die Lage beim Betonieren (η_2),

den Stabdurchmesser (η_3) und die Stahlfestigkeit (η_4). Explizit ergeben sich die Faktoren η_i zu:

η_1 für gerippten Betonstahl: $\eta_1 = 1,75$

η_2 gute Verbundbedingungen: $\eta_2 = 1,0$

mäßige Verbundbedingungen: $\eta_2 = 0,7$

η_3 $\varnothing \leq 25$ mm: $\eta_3 = 1,0$

$\varnothing > 25$ mm: $\eta_3 = (25/\varnothing)^{0,3}$

η_4 $f_{yk} = 500$ N/mm²: $\eta_4 = 1,0$

Der Bemessungswert der Verbundfestigkeit errechnet sich zu:

$$f_{bd} = (\alpha_2 + \alpha_3) \cdot f_{bd,0} - 2 \cdot p_{tr} \quad (4)$$

mit

α_2 Faktor für die Betondeckung
 $(c_{\min}/\varnothing)^{0,5} \cdot (c_s/2 \cdot c_{\min})^{0,15}$

α_3 Faktor für die Querbewehrung
 $k_d \cdot (n_t \cdot A_{st}/n_b \cdot \varnothing \cdot s_t \cdot 50)$

p_{tr} Querdruck

SIA 262:2003

Der Bemessungswert der Verbundspannung beträgt nach SIA 262:2003:

$$f_{bd} = \frac{1,4 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} \quad (5)$$

2.2 Übergreifungslängen

2.2.1 Allgemeines

Prinzipiell sind die Tragmechanismen zur Übertragung von Verbundkräften in Übergreifungsstößen mit denen zur Verankerung eines Einzelstabes vergleichbar. Der wesentliche Unterschied liegt in der Überlagerung des Verbundbereichs zweier unmittelbar nebeneinander liegender Stäbe.

Der Tragmechanismus kann u. a. nach LEONHARDT 1977 und ZILCH 2009 mittels eines Fachwerkmodells beschrieben werden. Die Stabkräfte werden dabei über schräge, zur Stabachse geneigte Druckstreben von einem auf den anderen Stab übertragen. Die Tatsache, dass nur ein Teil des Stabumfangs an der Kraftübertragung mitwirkt,

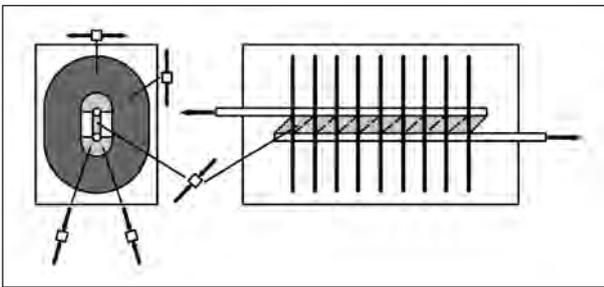


Bild 2: Spannungszustand mit Betonzugring im Stoßbereich

führt im Vergleich zu den Verankerungslängen, zu größeren erforderlichen Übergreifungslängen. Das Gleichgewicht wird auch hier durch Zugringe im Beton, die die gestoßenen Stäbe umschließen, hergestellt.

2.2.2 Versagensmechanismen

Nach DAfStb Heft 301 treten, ausgedrückt mit den seinerzeit dort verwendeten Bezeichnungen, in Abhängigkeit des lichten Stababstands e_s , der horizontalen Betondeckung c_x und der vertikalen Betondeckung c_y drei Grundbrucharten A, B und C wie auch vier Nebenformen A1, A2, B1 und C1 auf (Bild 3).

Der Bruchriss Typ A verläuft bei engen Stoßabständen $e_s \leq 1,7 \cdot c_y$ (c_y = vertikale Betondeckung), in Höhe der Stoßebene entlang der gesamten Stoßlänge. Dabei entstehen in der vertikalen Betondeckung keine Längsrisse und die Sprengnisse der Betonzugeringe an den Balkeninnenseiten in Höhe der Stäbe werden erst kurz vor dem Bruch sichtbar. Demgegenüber kommt es bei sehr großen Stababständen $e_s \geq 4 \cdot c_y$ bzw. bei jeweils nur einem gestoßenen Stab nach intensiver Längsrissbildung zu abrupten dreiecksförmigen Ausbrüchen der Bruchart C. Im Übergangsbereich, bei lichten Stababständen $0,85 c_y \leq a \leq c_x$ (c_x = horizontale Betondeckung), bildet sich die Bruchart B aus, die eine Kombination der beiden vorgenannten Versagensarten darstellt. Dabei entwickeln sich zuerst Längsrisse analog zu Typ C. Nach einer weiteren Laststeigerung platzt die Betondeckung anschließend über die gesamte Breite analog Typ A ab.

Die in DAfStb Heft 301 dargestellten Brucharten mit den angegeben geometrischen Grenzwerten decken alle Fälle für Zugstöße mit zwei gestoßenen Stäben, Betondeckungen $c_y \leq 2,5d_s$ und $c_y > 2,5d_s$ sowie Randabständen ab.

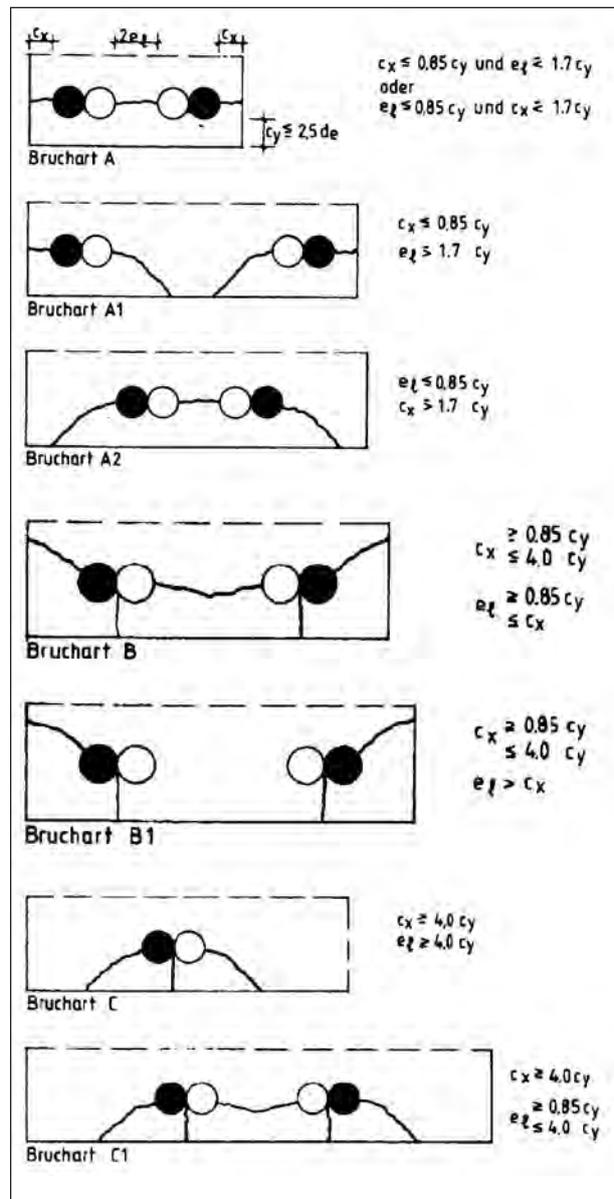


Bild 3: Versagensmechanismen nach DAfStb Heft 301

2.2.3 Normative Ermittlung der Übergreifungslänge

Allgemeines

Die deutschen Bemessungsregeln nach DIN EN 1992-1-1/NA bzw. DIN EN 1992-2/NA zur Berechnung von Übergreifungsstößen sind so ausgelegt, dass im Grenzzustand der Tragfähigkeit eine ausreichende Tragfähigkeit sichergestellt ist. Darüber hinaus soll sichergestellt werden, dass im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit die zulässigen Rissbreiten an den Stoßenden nicht überschritten werden. Demnach sollen die relativ großen deutschen Übergreifungslängen sowohl den Grenzzustand der Tragfähigkeit als auch insbesondere

den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit abdecken.

Im Unterschied dazu wird nach derzeitiger deutscher Auffassung durch die Regelungen in EN 1992-1-1 mit den kürzeren Übergreifungslängen lediglich der Grenzzustand der Tragfähigkeit abgedeckt.

EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA

Die erforderliche Übergreifungslänge l_0 für Stöße berechnet sich sowohl nach DIN EN 1992-2/NA als auch nach EN 1992-1-1 basierend auf dem Grundwert der Verankerungslänge $l_{b,rqd}$ zu:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \tag{6}$$

mit

α_1 Einfluss der Biegeform der Stabenden

α_2 Einfluss der Betondeckung

α_3 Einfluss einer nicht angeschweißten Querbewehrung

α_5 günstige Wirkung eines ggf. wirksamen Querdrucks

α_6 Nach EN 1992-1-1

- Anteil der gestoßenen Stäbe

Nach DIN EN 1992-1-1/NA

- Anteil der gestoßenen Stäbe
- Lichter Stababstand
- Stabdurchmesser

$$l_{b,rqd} = \frac{\sigma}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$$

Für Übergreifungsstöße mit geraden Stabenden gilt im Allgemeinen $\alpha_1 = \alpha_3 = \alpha_5 = 1,0$. Maßgebend sind die Faktoren α_2 und α_6 . Diese Faktoren sind es auch, die sich nach EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA maßgeblich unterscheiden.

Nach EN 1992-1-1 ist es grundsätzlich zulässig, den günstigen Einfluss einer größeren Betondeckung durch den Beiwert α_2 zu berücksichtigen. Es gilt:

$$\alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot (c_d - \phi) / \phi \begin{cases} \geq 0,7 \text{ (unter Zug)} \\ \leq 1,0 \end{cases} \tag{7}$$

mit

$$c_d = \min(c, c_1, a/2)$$

In Deutschland ist nach DIN EN 1992-1-1/NA und DIN EN 1992-2/NA der Beiwert α_2 i. d. R. mit 1,0 anzusetzen. Der günstige Einfluss einer höheren Betondeckung gegenüber dem Mindestmaß findet demnach keine Berücksichtigung.

Daher kann in besonders günstigen Fällen die Übergreifungslänge nach EN 1992-1-1 im Vergleich zum deutschen nationalen Anhang durch $\alpha_2 = 0,7$ um 30 % kürzer angesetzt werden.

Gegenüber den Regelungen in der Originalfassung der EN 1992-1-1 berücksichtigen die deutschen Regelungen den Einfluss von seitlichen lichten Stababständen ($a < 8 \phi$ bzw. $a \geq 8 \phi$) sowie kleiner ($\phi < 16 \text{ mm}$) und großer Stabdurchmesser ($\phi \geq 16 \text{ mm}$) auf das Tragverhalten eines Übergreifungsstoßes (Tabelle 1).

Der Faktor α_6 wird in EN 1992-1-1 unabhängig vom Stabdurchmesser der gestoßenen Stäbe und seitlichen Stoßabstand wie folgt angegeben:

$$\alpha_6 = \sqrt{\frac{\rho_1}{25}} \leq 1,5 \text{ bzw. } \geq 1,0 \tag{8}$$

mit

ρ_1 Anteil der gestoßenen Stäbe in einem Querschnitt [%]

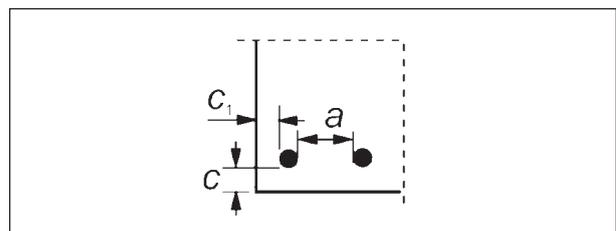


Bild 4: Werte für c_d bei geraden Stäben für Balken und Platten

Stoß	Stab-Ø	α_6 in Abhängigkeit vom Stoßanteil einer Bewehrungslage und lichten Stababstand			
		$\leq 33 \%$		$> 33 \%$	
		$a \geq 8 \phi$	$a < 8 \phi$	$a \geq 8 \phi$	$a < 8 \phi$
Zug	$< 16 \text{ mm}$	1,0	1,2	1,0	1,4
	$\geq 16 \text{ mm}$	1,0	1,4	1,4	2,0
Druck	alle	1,0	1,0	1,0	1,0

Tab. 1: Beiwert α_6 nach DIN EN 1992-1-1/NA

Aus MAURER 2015 wird deutlich, dass für große Stabdurchmesser $\varnothing \geq 16$ mm und enge lichte Stababstände $a < 8 \varnothing$ zwischen den Stößen die Ansätze nach EN 1992-1-1 und den deutschen Regelungen stark abweichen. Berechnungsbeispiele in MAURER 2015 zeigen, dass sich gegenüber dem original Eurocode 2 bei großen Stababständen um 40 % größere und bei kleinen Stababständen um 80 bzw. 91 % größere Übergreifungslängen ergeben können.

Für Durchmesser $\varnothing \geq 16$ mm und große lichte Stababstände $a \geq 8 \varnothing$ sowie für Durchmesser $\varnothing < 16$ mm können aus den Ansätzen nach EN 1992-1-1 im Vergleich zu den deutschen Regelungen hingegen teilweise ungünstigere Ergebnisse resultieren. Für Bauwerke der Verkehrsinfrastruktur spielen diese Formen der Bewehrungsanordnung und der konstruktiven Durchbildung aber eine untergeordnete Rolle.

Model Code 2010: 2013

Nach Model Code 2010 ermittelt sich die Übergreifungslänge wie nachfolgend dargestellt:

$$l_0 = \alpha_4 \cdot \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (9)$$

mit

$\alpha_4 = 0,7$ wenn die Spannung der Bewehrung im Stoß nicht mehr als 50 % der charakteristischen Stahlfestigkeit beträgt und wenn nicht mehr als 34 % der Stäbe in einem Schnitt gestoßen werden

$\alpha_4 = 1,0$ in allen anderen Fällen

f_{bd} Bemessungswert der Verbundfestigkeit nach MC 2010: 2013 (siehe Kapitel 2.1.4)

SIA 262:2003

Übergreifungsstöße von Stabbewehrung erfordern eine Übergreifungslänge, die mindestens der Verankerungslänge $l_{bd,net}$ entspricht.

$$l_{bd,net} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{sd}}{f_{bd}} \geq 25\varnothing \quad (10)$$

ACI 318M: 2011

Nach ACI 318, 12.2.2. (GL. 12-1) wird die Verankerungslänge l_b wie folgt ermittelt:

$$l_b = \left(\frac{f_y}{1,1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'}} \right) \left(\frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}} \right) \cdot d_b \quad (11)$$

mit

$$\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \leq 2,5$$

f_y Streckgrenze des Betonstahls [MPa]

f_c' Betondruckfestigkeit [MPa]

d_b Stabdurchmesser [mm]

ψ_t Faktor zur Berücksichtigung der Verbundbedingungen

$\psi_t = 1,0$ gute Verbundbedingungen

$\psi_t = 1,3$ mäßige Verbundbedingungen

ψ_e Faktor zur Berücksichtigung der Bewehrungsstäbe

$\psi_e = 1,0$ unbeschichtete Bewehrungsstäbe

ψ_s Faktor zur Berücksichtigung des günstigen Einflusses kleinere Stabdurchmesser

$\psi_s = 1,0$ Bewehrungsstäbe No. 22 (22,225 mm/0,875 in) oder größer

$\psi_s = 0,8$ Bewehrungsstäbe No. 19 (19,05 mm/0,750 in) oder kleiner

λ Faktor zur Berücksichtigung der Betonart

$\lambda = 1,0$ für Normalbeton

c_b Betondeckung [mm]

K_{tr} Einfluss der Querbewehrung

Für die Ermittlung der Übergreifungslängen für zugbeanspruchte Betonstähle unterscheidet der ACI 318 in Abschnitt 12.15 zwei Fälle, die Klassen A und B. Die Übergreifungslängen ergeben sich dabei wie folgt:

Klasse A: $l_0 = 1,0 \cdot l_b$

Klasse B: $l_0 = 1,3 \cdot l_b$

A_s provided* A_s required	Maximum percent of A_s spliced within required lap length	
	50	50
Equal to or greater than 2	Class A	Class B
Less than 2	Class B	Class B
* Ratio of area of reinforcement provided to area of reinforcement required by analysis at splice locations		

Tab. 2: Unterscheidung der Klassen A und B nach ACI 318M-11 (Table R12.15.2 – Tension Lap Splices)

Die Unterscheidung der beiden Klassen geht aus Tabelle 2 hervor.

3 Experimentelle Untersuchungen zum Verbundverhalten

3.1 Versuchsprogramm

Zur Untersuchung des Verbundverhaltens wurden entsprechende Versuche in Form von Beam-End Tests mit speziellen Versuchskörpern durchgeführt. Dabei sollte der Einfluss der Betondeckung (α_2) und der Einfluss der Querbewehrung (α_3) auf die Verbundfestigkeit f_{bd} experimentell untersucht werden. Nach DIN EN 1992-2 können die Faktoren α_2 und α_3 auf Werte bis 0,7 abnehmen. Dagegen setzt DIN EN 1992-2/NA diese Werte im Allgemeinen sehr konservativ mit 1,0 an.

Das Versuchsprogramm umfasste 10 modifizierte Beam-End Tests. Dabei wurden versuchstechnisch Verbundspannungs-Schlupfkurven ermittelt und die Entwicklung der Rissbildung auf der Oberfläche der Versuchskörper durch Fotogrammetrie dokumentiert. Für das Versuchsprogramm standen vorrangig

die Variation der Betondeckung sowie die Anordnung einer Querbewehrung im Verbundbereich im Fokus. Eine Variation von weiteren möglichen Parametern, die einen Einfluss auf das Verbundverhalten haben, wurde nicht vorgenommen. Eine Ausnahme davon bilden lediglich zwei Versuchskörper, bei denen eine höhere bzw. niedrigere Betonfestigkeit zum Einsatz kam. Das vollständige Versuchsprogramm ist in Tabelle 3 zusammenfassend dargestellt.

3.2 Versuchskörperbeschreibung

3.2.1 Geometrie

Die geometrische Ausbildung der Versuchskörper für die durchgeführten Beam-End Tests erfolgte in Anlehnung an ASTM 2010.

Die Verbundlänge betrug bei allen Versuchen $l_b = 5 \varnothing = 10 \text{ cm}$. Dieser Wert hat sich für experimentelle Verbunduntersuchungen bewährt, da diese Länge einerseits kurz genug ist, um näherungsweise eine konstante Verbundspannungsverteilung zu erzielen und andererseits lang genug ist, um einen maßgeblichen Einfluss aus lokalen Effekten zu vermeiden. Alle Versuchskörper wurden mit den Ab-

Versuch	\varnothing_s [mm]	f_r	l_b^1 [mm]	l_v^2 [mm]	c [mm]	Querbewehrung im Verbundbereich	Beton- festigkeit	Verbund- bedingungen
BEc20a ³	20	0,056	5d _s	200	1d _s	ohne Querbewehrung im Verbundbereich	C 35/45	gut
BEc20b ⁴	20	0,056	5d _s	200	1d _s	1 Bügel \varnothing 10 mm im Verbundbereich	C 35/45	gut
BEc40a	20	0,056	5d _s	200	2d _s	ohne Querbewehrung im Verbundbereich	C 35/45	gut
BEc40b	20	0,056	5d _s	200	2d _s	1 Bügel \varnothing 10 mm im Verbundbereich	C 35/45	gut
BEc60a	20	0,056	5d _s	200	3d _s	ohne Querbewehrung im Verbundbereich	C 35/45	gut
BEc60b	20	0,056	5d _s	200	3d _s	1 Bügel \varnothing 10 mm im Verbundbereich	C 35/45	gut
BEc80a	20	0,056	5d _s	200	4d _s	ohne Querbewehrung im Verbundbereich	C 35/45	gut
BEc80b	20	0,056	5d _s	200	4d _s	1 Bügel \varnothing 10 mm im Verbundbereich	C 35/45	gut
BEc40a25/ 30	20	0,056	5d _s	200	2d _s	ohne Querbewehrung im Verbundbereich	C 25/30	gut
BEc40a45/ 55	20	0,056	5d _s	200	2d _s	ohne Querbewehrung im Verbundbereich	C 45/55	gut

¹ Verbundlänge
² verbundfreie Vorlänge
³ a: ohne Querbewehrung
⁴ b: mit Querbewehrung im Verbundbereich

Tab. 3: Versuchsprogramm für die Beam-End Tests (BE)

messungen $l/h/b = 50/40/25$ cm hergestellt. Der Stabdurchmesser betrug jeweils $\varnothing_s = 20$ mm. Die verbundfreien Längen wurden zu 20 cm ausgebildet. Eine ausführliche Übersicht der geometrischen

Randbedingungen der einzelnen Versuchskörper ist den Bildern 5 bis 12 zu entnehmen. Dabei ist c die Betondeckung bezogen auf die Längsbewehrung ($\varnothing 20$ mm).

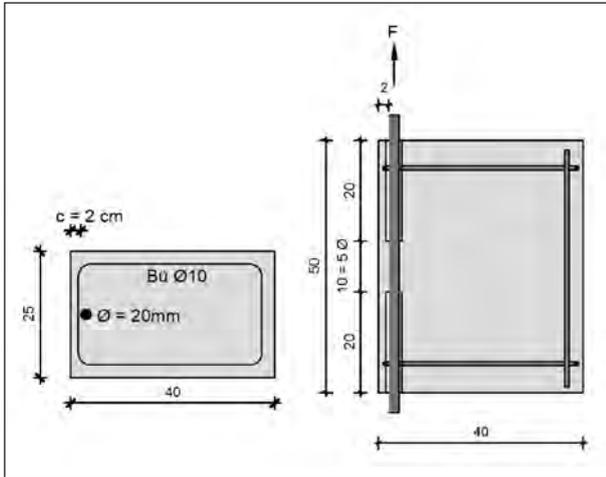


Bild 5: Versuchskörper BEc20a

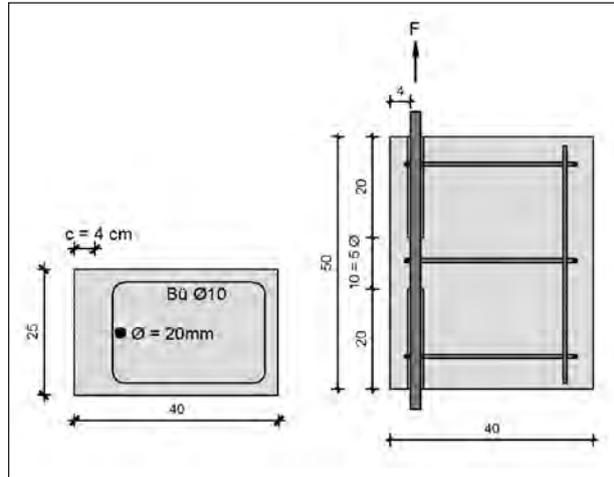


Bild 8: Versuchskörper BEc40b

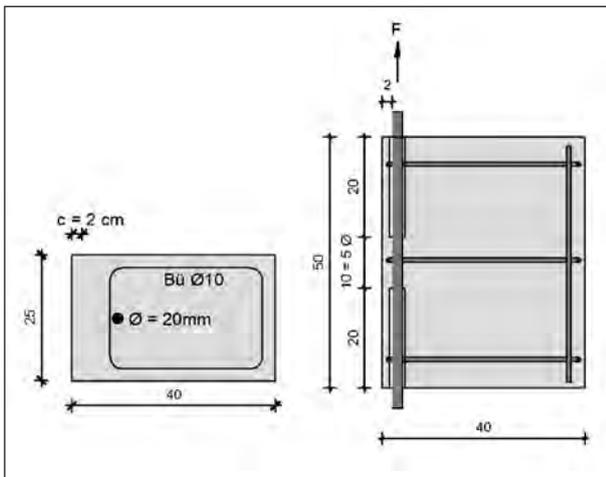


Bild 6: Versuchskörper BEc20b

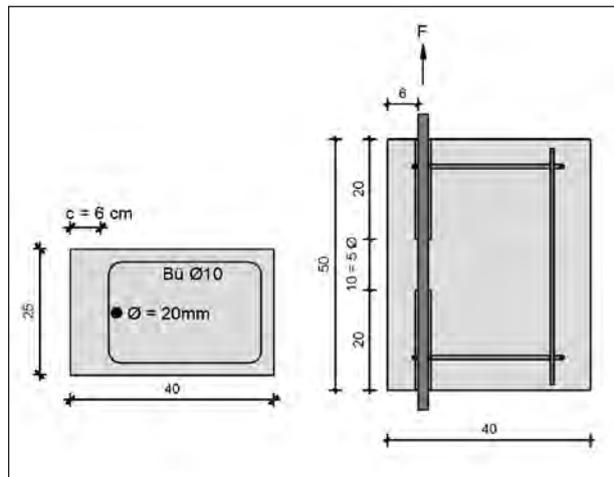


Bild 9: Versuchskörper BEc60a

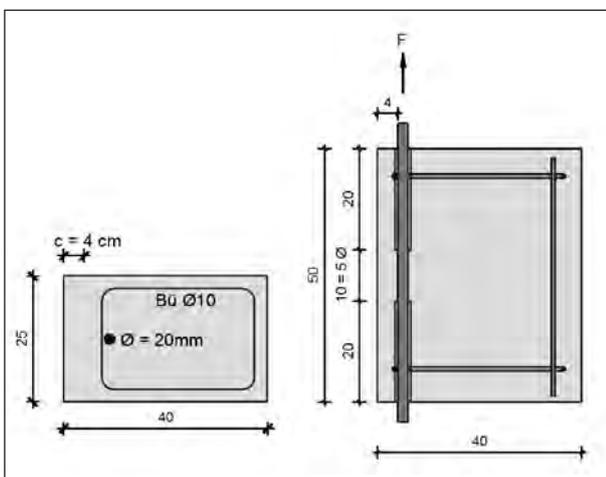


Bild 7: Versuchskörper BEc40a; BEc40a25/30 BEc40a45/55

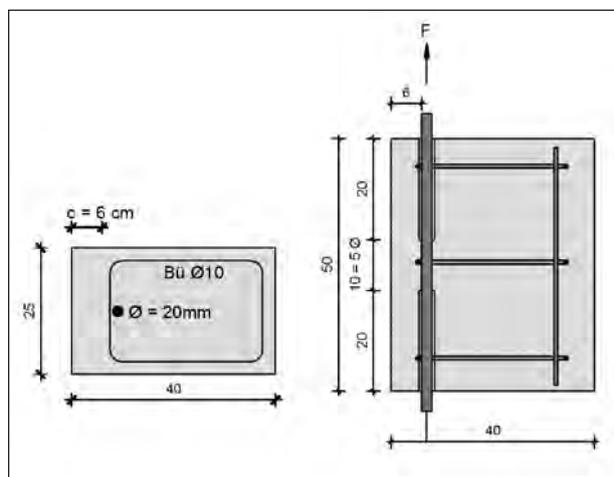


Bild 10: Versuchskörper BEc60b

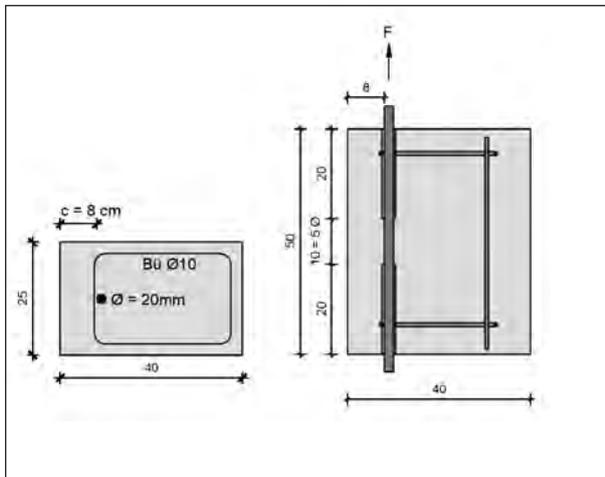


Bild 11: Versuchskörper BEc80a

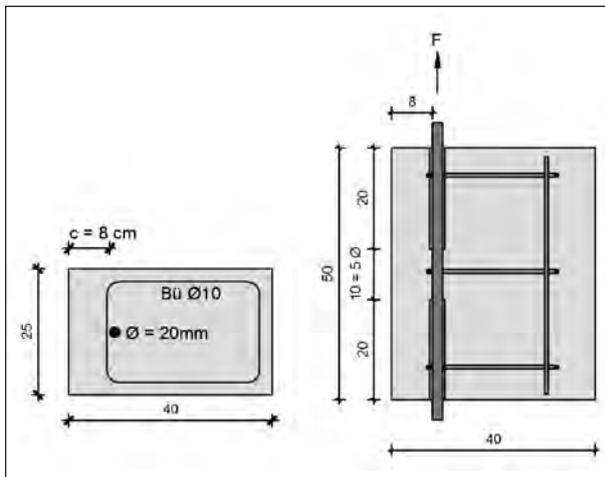


Bild 12: Versuchskörper BEc80b

3.3 Materialkennwerte

3.3.1 Beton

Für den Beton wurde vornehmlich eine mittlere Würfeldruckfestigkeit von 50 N/mm² angestrebt, etwa entsprechend einem C35/45. Des Weiteren sollte der Beton den Anforderungen der ZTV-ING genügen.

Zusätzlich wurden zum Vergleich Versuchskörper mit mittleren Würfeldruckfestigkeiten von 35 N/mm² (BEc40a2530) und 60 N/mm² (BEc40a4555) hergestellt.

Die Eigenschaften der Frischbetone am Tag des Betonierens können in Abhängigkeit von den angestrebten Zielfestigkeiten den Tabellen 4 bis 6 entnommen werden.

Zur Herstellung aller Prüfkörper wurden insgesamt vier Betonchargen benötigt (Tabelle 7).

Zementsorte	CEM I 32,5 R
Zementmenge	456 kg/m ³
Zugabewasser	180 kg/m ³
Oberflächenfeuchte	13 kg/m ³
Körnung 0-2	598 kg/m ³
Körnung 2-8	579 kg/m ³
Körnung 8-16	578 kg/m ³
w/z-Wert	0,42
Konsistenzklasse	F3

Tab. 4: Eigenschaften des Frischbetons (angestrebte Zielfestigkeit $f_{cm,cube} = 50$ N/mm²)

Zementsorte	CEM I 32,5 R
Zementmenge	316 kg/m ³
Zugabewasser	179 kg/m ³
Oberflächenfeuchte	14 kg/m ³
Körnung 0-2	640 kg/m ³
Körnung 2-8	619 kg/m ³
Körnung 8-16	618 kg/m ³
w/z-Wert	0,61
Konsistenzklasse	F3

Tab. 5: Eigenschaften des Frischbetons (angestrebte Zielfestigkeit $f_{cm,cube} = 35$ N/mm²)

Zementsorte	CEM I 42,5 R
Zementmenge	498 kg/m ³
Zugabewasser	181 kg/m ³
Oberflächenfeuchte	13 kg/m ³
Körnung 0-2	585 kg/m ³
Körnung 2-8	566 kg/m ³
Körnung 8-16	565 kg/m ³
w/z-Wert	0,39
Konsistenzklasse	F3
FM Glenium 51	1,7 kg/m ³

Tab. 6: Eigenschaften des Frischbetons (angestrebte Zielfestigkeit $f_{cm,cube} = 60$ N/mm²)

Pro Charge wurden zeitgleich folgende Prüfkörper hergestellt:

- 9 Betonzylinder $\Phi/h = 150$ mm/300 mm und
- 15 Betonwürfel $b/h/t = 150$ mm/150 mm/150 mm.

Alle Prüfkörper wurden unmittelbar neben den Versuchskörpern gelagert, um Versuchskörper und Prüfkörper den gleichen Erhärtungs- und Lagerungsbedingungen auszusetzen.

Charge	Versuchskörper	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Betonierdatum
1	BEc20a, BEc40a, BEc60a, BEc80a	50	14.03.2017
2	BEc20b, BEc40b, BEc60b, BEc80b	50	21.03.2017
3	BEc40a2025	35	04.05.2017
4	BEc40a4555	60	04.05.2017

Tab. 7: Übersicht der verwendeten Betonchargen

Ermittlung der Festbetoneigenschaften

Bei der Ermittlung der Festbetoneigenschaften wurden folgende Normen zugrunde gelegt:

- DIN EN 12390-3:2009 Ermittlung der Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube}$ und
- DIN EN 12390-6:2010 Ermittlung der Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$.

In Tabelle 8 sind die Ergebnisse aus der Prüfung der Festbetoneigenschaften der jeweiligen Chargen dargestellt. Bei den angegebenen Werten handelt es sich um die Mittelwerte der Festigkeiten. Die Werte in Klammern geben die zeitliche Festigkeitsentwicklung der Proben an.

3.3.2 Betonstahl

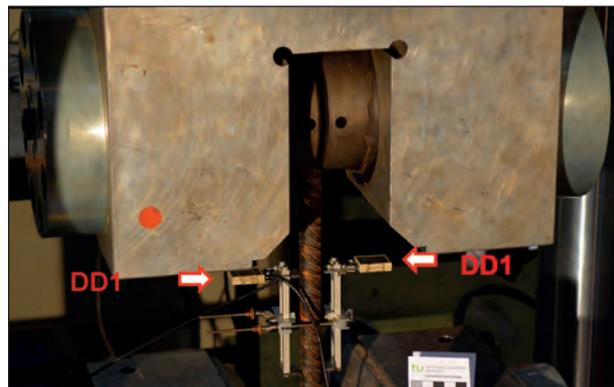
Die in den Versuchen verwendeten Betonstähle BSt 500 wurden von der HBL Stahlhandel GmbH & Co. KG, Hamm bezogen. Die jeweiligen Durchmesser entstammten einer Charge. Die bezogene Rippenfläche der Stäbe $\varnothing 20$ wurde mit $f_r = 0,056$ als garantierter Mindestwert auf dem Lieferschein angegeben. Die Betonstahlkennwerte wurden für den Stabdurchmesser 20 mm an drei Prüfkörpern gemäß DIN EN ISO 6892-1 bestimmt. Ermittelt wurden die 0,2 % Dehngrenze $f_{y,0,2}$, die Zugfestigkeit f_t sowie der Elastizitätsmodul E_s . Die Ergebnisse der einzelnen Proben sowie der Mittelwerte sind Tabelle 9 zu entnehmen.

Zur Messung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung wurden DD1 (HBM) Dehnungsaufnehmer mittels einer Klemmvorrichtung auf den Proben befestigt (Bild 13). Da die Dehnungsaufnehmer nur einen Nennmessbereich von +/-2,5 mm haben, mussten

Charge	Versuchskörper	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	$f_{ctm,sp}$ [N/mm ²]
1	BEc20a, BEc40a, BEc60a, BEc80a	52,55/36 d (43,35/7 d 48,10/14 d 50,46/21 d 51,35/28 d)	3,36/36 d (3,18/28 d)
2	BEc20b, BEc40b, BEc60b, BEc80b	50,16/30 d (40,31/7 d 45,04/14 d 47,60/21 d 49,69/28 d)	3,19/30 d (3,10/28 d)
3	BEc40a25/ 30	34,18/28 d (24,50/7 d 26,69/14 d 30,71/21 d)	2,05/28 d
4	BEc40a45/ 55	60,24/28 d (48,21/7 d 53,36/14 d 57,79/21 d)	3,66/28 d

Tab. 8: Festbetoneigenschaften am Versuchstag (Festigkeitsentwicklung in Klammern dargestellt)

Probe	F_u [kN]	$f_{y,0,2}$ [N/mm ²]	f_t [N/mm ²]	E_s [N/mm ²]
1	203,9	520,9	648,9	215159
2	203,2	535,9	646,7	208636
3	204,8	526,7	651,8	210839
Mittelwerte		$f_{ym,0,2}$ [N/mm ²]	f_{tm} [N/mm ²]	E_{sm} [N/mm ²]
		527,8	649,1	211545

Tab. 9: Materialkennwerte BSt $\varnothing 20$ Bild 13: Zugversuch Betonstahl $\varnothing 20$

diese vor Erreichen der Bruchdehnung abgenommen werden. Die so ermittelten Spannungs-Dehnungs-Linien der Betonstähle sind in Bild 14 dargestellt.

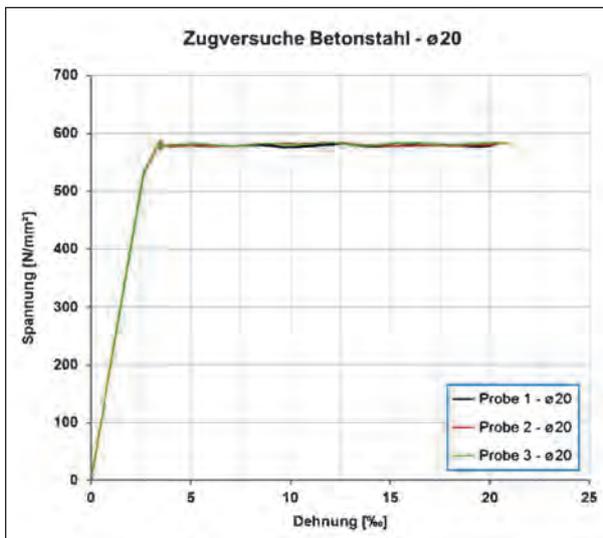


Bild 14: Spannungs-Dehnungs-Linie des verwendeten Betonstahls $\varnothing 20$

3.4 Herstellung der Versuchskörper

Sämtliche Prüfkörper wurden in der eigenen Versuchshalle des Instituts für Bauforschung der TU Dortmund angefertigt. Die Verdichtung des Betons erfolgte dabei mittels einer Rüttelflasche. Die Prüfkörper verblieben drei Tage abgedeckt in der Schalung und wurden bis zum Datum der Prüfung in der trockenen Halle gelagert.

Um gute Verbundbedingungen nach DIN EN 1992-2 voraussetzen zu können, lag die Bewehrung, deren Verbundverhalten untersucht wurde, während des Betoniervorgangs unten. Die Unterbrechung des Verbundes im Bereich der verbundfreien Länge wurde mittels Kunststoffhüllrohren gewährleistet, die über die Bewehrungsstäbe geschoben und mittels Silikondichtmasse abgedichtet wurden (Bild 15).

3.5 Beschreibung des Versuchsstands

Alle Versuche wurden in einer Viersäulen-Universalprüfmaschine der Firma Schenk (Prüflast ± 630 kN) durchgeführt. Der Versuchsaufbau ist in Bild 17 zu sehen. Mittels einer Stahlkonstruktion wurden die Versuchskörper in der Prüfmaschine fixiert und stehend durch eine vertikal gerichtete Zugkraft belastet. An der Oberseite des Versuchskörpers greift zum einen die Prüfkraft an, zum anderen wirkt eine vertikale Auflagerkraft, die durch

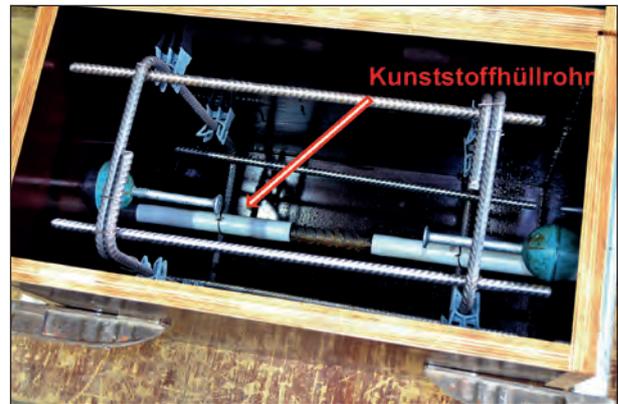


Bild 15: Schalung und Bewehrungskorb des Versuchskörpers BEc80a



Bild 16: Versuchskörper der Charge 1 unmittelbar vor der Betonage

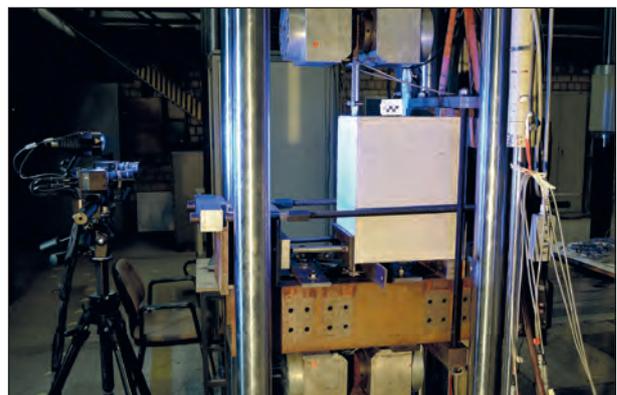


Bild 17: Prüfkörper (BEc20b) im Versuchsstand (Lasteinleitung vertikal gezogen)

eine abgespannte Traverse zurückverankert wird. Die Aufnahme der vertikalen Lagerreaktion erfolgt über Lagerplatten der Stahlkonstruktion. Das Versatzmoment aus den vertikalen Kräften wird durch 2 horizontale Auflager aufgenommen.

3.6 Messtechnik

3.6.1 Allgemeines

Während der Beam-End Tests wurden die Maschinenkraft sowie der Maschinenweg kontinuierlich gemessen. Zusätzlich wurde folgende Messtechnik zur kontinuierlichen messtechnischen Erfassung des Tragverhaltens installiert:

- 4 induktive Wegaufnehmer zur Messung des Schlupfes an den Stabenden und
- 1 Messfeld zur optischen Messung der Rissentwicklung (Fotogrammetrie).

3.6.2 Schlupfmessung

Die Messung der Verschiebung (Schlupf) des Bewehrungsstabes gegenüber dem Betonkörper erfolgte sowohl am belasteten als auch am unbelasteten Stabende und wurde mit jeweils zwei induktiven Wegaufnehmern aufgezeichnet (Bild 18). Die Wegaufnehmer wurden bei allen Versuchen in einem definierten Abstand von 40 mm von der Betonoberfläche am Bewehrungsstab befestigt.

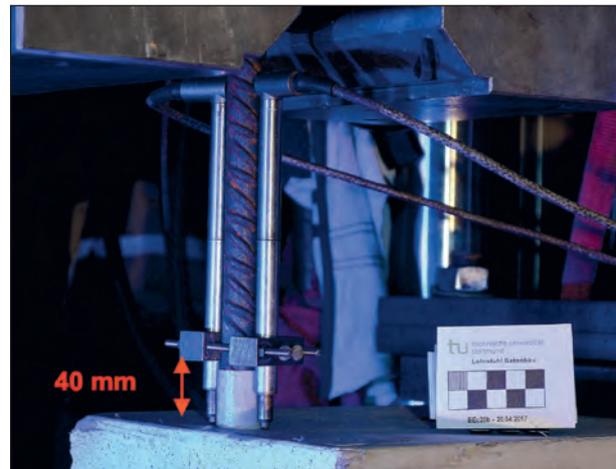


Bild 18: Anordnung der induktiven Wegaufnehmer am belasteten Stabende

3.6.3 Aufzeichnung der Rissentwicklung

Zur flächenhaften Erfassung des Riss- und Verformungsverhaltens der Betonoberfläche im Verbundbereich wurde ein optisches Messsystem eingesetzt.

Bei der eingesetzten Messtechnik handelte es sich um das System ARAMIS der Firma GOM – Gesellschaft für optische Messtechnik aus Braunschweig.

Das System ARAMIS ist ein flächiges Messverfahren. Auf den zuvor weiß gestrichenen Prüfkörper wird mit schwarzer Farbe ein Zufallsmuster aufgebracht (Bild 19). Bei der Auswertung der Aufnahmen aus der Messung wird anschließend programmintern ein enges Raster über den Messbereich gelegt. Die Auswertungssoftware kann dann anhand der Grauwerte und Musterverläufe in den einzelnen Quadranten des Rasters die Rasterpunkte auf jeder Aufnahme eindeutig identifizieren und die Verschiebungen zwischen diesen Punkten berechnen. Während des Versuchs werden von zwei fest stehenden Kameras Bilder des Messfeldes aufgenommen und zusammen mit Informationen wie beispielsweise die zugehörige Pressenkraft abgespeichert.



Bild 19: Zufallsmuster für das Messsystem ARAMIS

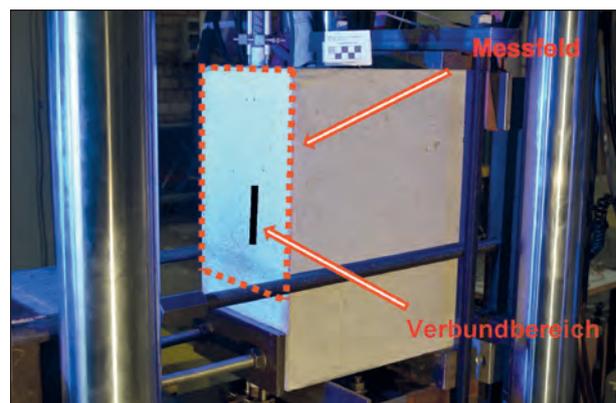


Bild 20: Lage des Messfeldes für die optische Messung

Das Messfeld wurde auf der Betonoberfläche im Verbundbereich angelegt. Es umfasste die gesamte Prüfkörperbreite von 25 cm und hatte eine Länge von ca. 37,5 cm. Die Lage des Messfeldes ist in Bild 20 dargestellt.

3.7 Versuchsdurchführung

Die Lastaufbringung erfolgte bei allen Versuchen weggeregelt um auch den abfallenden Ast der τ_b -s-Kurve ermitteln zu können.

In Anlehnung an ASTM 2010 wurden sämtliche Versuche mit einer Belastungsgeschwindigkeit von $0,5 \cdot \varnothing^2$ [N/sec.] gefahren.

3.8 Versuchsergebnisse

3.8.1 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen

Nach SIPPEL 2014 sollten bei der Durchführung von Verbundversuchen mindestens die Verbundfestigkeiten bei einem Schlupf von 0,01 mm, 0,1 mm sowie die maximale Verbundfestigkeit mit dem dazugehörigen Schlupf erfasst und dokumentiert werden. Bei den in Tabelle 10 angegebenen Verbundfestigkeiten τ_b handelt es sich jeweils um die Mittelwerte (Mittelwert der Verbundspannung für die zugehörigen Schlupfwerte von 0,01 mm, 0,10 mm, 0,15 mm und 1,00 mm am belasteten und unbelasteten Stabende) der Beam-End Versuchsserien. Die Einzelwerte sowie die Verbundspannungsschlupfkurven aller Versuche können dem Anhang A.1 und A.2 entnommen werden.

Die größte Verbundfestigkeit wurde im Versuch BEc80a mit 20,5 N/mm² bei einer mittleren Würfeldruckfestigkeit von 52,55 N/mm² und einer Stahlspannung von 404 N/mm² erreicht, d. h. die Bewehrung wurde in keinem Versuch bis zu ihrer Streckgrenze beansprucht.

Da die tatsächlichen Würfeldruckfestigkeiten der Chargen 1 und 2 mit 52,55 N/mm² bzw. 50,16 N/mm² von der angestrebten Zielfestigkeit (50 N/mm²) abwichen, werden die Verbundspannungen in Tabelle 11 bezogen auf die aus der Druckfestigkeit errechnete Zugfestigkeit (f_{ctm}) normiert angegeben. Die Umrechnung und ein Vergleich mit der an Prüfkörpern ermittelten Spaltzugfestigkeit können dem Anhang A.5 entnommen werden.

In Bild 21 und Bild 22 ist im Anfangsbereich der jeweiligen τ_{bm} -s-Kurve deutlich der zu Beginn noch wirksame Haftverbund mit $s = 0$ zu erkennen. Nach Zerstörung des Haftverbundes werden mit ansteigender Verbundspannung auch einsetzende und zunehmende Relativverschiebungen zwischen Stahl und Beton gemessen. Der günstige Einfluss aus einer zunehmend größeren Betondeckung ist deutlich zu erkennen.

Was ebenfalls in Bild 21 zu erkennen ist, sind die relativ großen Streuungen bei den Verbundspannungskurven. So ist die Verbundfestigkeit ($_{max} \tau_{bm}$)

Versuch		Mittelwerte τ_{mi}						$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Versagensart
		$\tau_{0,01}$ [N/mm ²]	$\tau_{0,10}$ [N/mm ²]	$\tau_{0,15}$ [N/mm ²]	$\tau_{1,0}$ [N/mm ²]	τ_{max} [N/mm ²]	s_{rmax} [mm]		
1 \varnothing	BEc20a	3,31	7,69	8,82	10,54	13,01	0,47	52,55	SP
	BEc20b	2,79	8,48	10,03	9,46	11,50	0,25	50,16	SP
2 \varnothing	BEc40a	3,32	9,32	11,28	17,32	18,07	0,73	52,55	SP
	BEc40b	2,35	6,53	7,69	14,28	14,55	0,81	50,16	SP
3 \varnothing	BEc60a	2,90	7,94	9,72	16,33	17,35	0,68	52,55	SP
	BEc60b	2,65	7,32	8,76	16,96	17,14	1,14	50,16	SP
4 \varnothing	BEc80a	2,90	8,96	11,03	20,05	20,20	0,91	52,55	A
	BEc80b	2,13	4,54	6,03	17,70	18,84	1,49	50,16	A
2 \varnothing	BEc40a25/30	3,16	7,87	9,29	10,55	12,42	0,47	34,18	SP
	BEc40a45/55	2,11	10,77	12,38	19,42	19,92	0,71	60,24	SP
SP Spaltversagen A Ausziehversagen $\tau_{0,01}$ Verbundspannung bei einem Schlupf von 0,01 mm $\tau_{0,10}$ Verbundspannung bei einem Schlupf von 0,10 mm $\tau_{0,15}$ Verbundspannung bei einem Schlupf von 0,15 mm $\tau_{1,00}$ Verbundspannung bei einem Schlupf von 1,00 mm τ_{max} maximale Verbundspannung									

Tab. 10: Ergebnisse der Beam-End Tests: Mittelwerte der absoluten Verbundspannungswerte

Versuch		mittlere normierte Verbundspannung (τ_{mi}/f_{ctm})						f_{ctm} [N/mm ²]
		$T_{0,01}$ [-]	$T_{0,10}$ [-]	$T_{0,15}$ [-]	$T_{1,0}$ [-]	T_{max} [-]	s_{Tmax} [mm]	
1 Ø	BEc20a	0,96	2,22	2,55	3,05	3,76	0,47	3,46
	BEc20b	0,84	2,54	3,00	2,83	3,44	0,25	3,34
2 Ø	BEc40a	0,96	2,69	3,26	5,01	5,22	0,73	3,46
	BEc40b	0,70	1,95	2,38	4,28	4,36	0,81	3,34
3 Ø	BEc60a	0,84	2,29	2,81	4,72	5,01	0,68	3,46
	BEc60b	0,79	2,19	2,62	5,08	5,13	1,14	3,34
4 Ø	BEc80a	0,84	2,59	3,19	5,79	5,84	0,91	3,46
	BEc80b	0,64	1,36	1,81	5,30	5,64	1,49	3,34

a: ohne Querbewehrung im Verbundbereich

b: mit Querbewehrung im Verbundbereich

$T_{0,01}$ Verbundspannung bei einem Schlupf von 0,01 mm

$T_{0,10}$ Verbundspannung bei einem Schlupf von 0,10 mm

$T_{0,15}$ Verbundspannung bei einem Schlupf von 0,15 mm

$T_{1,00}$ Verbundspannung bei einem Schlupf von 1,00 mm

T_{max} maximale Verbundspannung

Tab. 11: Ergebnisse der Beam-End Tests: Normierte Verbundspannungen

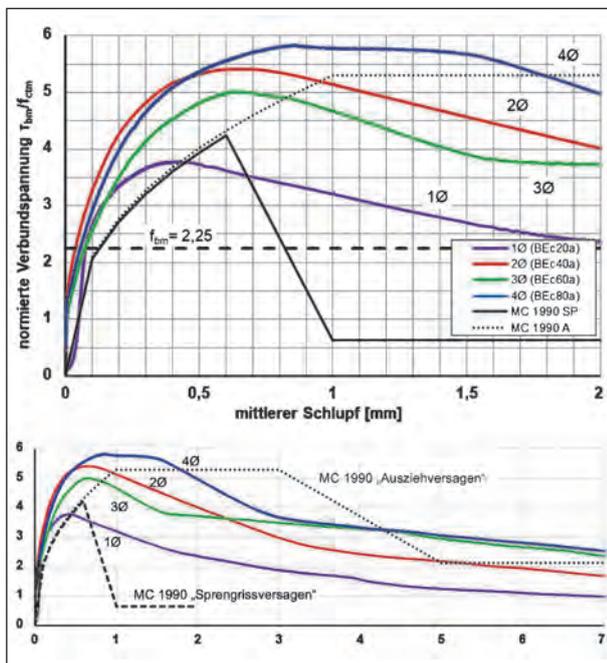


Bild 21: Gegenüberstellung der Verbundspannungs-Schlupf Kurven der Versuchskörper ohne Querbewehrung im Verbundbereich

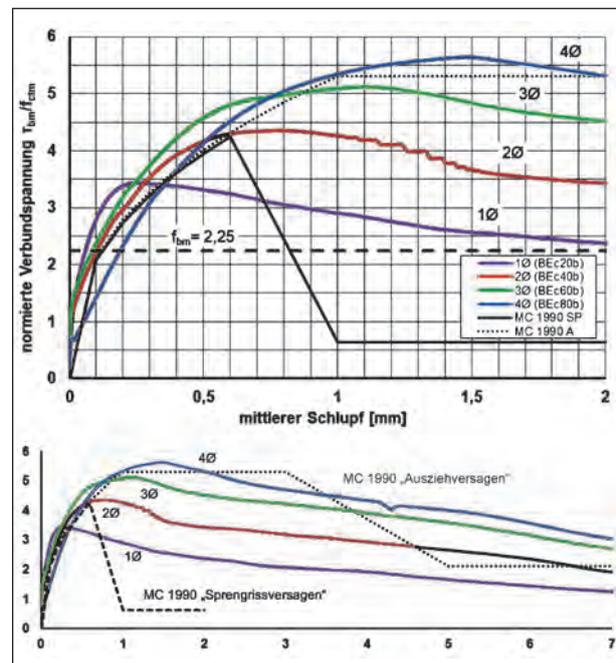


Bild 22: Gegenüberstellung der Verbundspannungs-Schlupf Kurven der Versuchskörper mit Querbewehrung im Verbundbereich

bei einer Betonüberdeckung $c = 2 \cdot \varnothing$ größer als der entsprechende Versuchswert bei $c = 3 \cdot \varnothing$. Auch das Versagen des Haftverbunds erfolgt auf sehr unterschiedlichen Beanspruchungsniveaus. In Bild 21 und 22 sind zusätzlich die rechnerischen Verbundgesetze sowohl bei Ausziehversagen (MC 1990 A) als auch bei Sprenggrissversagen (MC 1990 SP) nach Model Code 1990 aufgetragen. Es ist ersicht-

lich, dass sich die aus den Versuchen ermittelten Kurven, hinsichtlich des qualitativen Verlaufs, nicht eindeutig einer rechnerischen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung nach Model Code 1990 zuordnen lassen. Vielmehr handelt es sich bei den Versuchskurven um Mischformen. Die Versuchskurven werden in etwa von den beiden rechnerischen Verläufen eingegrenzt. Die Beurteilung der Versagens-

art erfolgte bei den durchgeführten Versuchen daher auf Grundlage der Rissbildung. Die maximale Verbundspannung bei einem Sprengrissversagen nach Model Code 1990 wird nur bei den Versuchskörpern BEc20a und BEc20b (Betondeckung 1 Ø) nicht erreicht. Die maximale rechnerische Verbundspannung bei einem Ausziehversagen nach MC 1990 stellte sich ausschließlich in den Versuchen BEc40a (Betondeckung 2 Ø), BEc80a (Betondeckung 4 Ø) und BEc80b (Betondeckung 4 Ø) ein.

Bei den Versuchen sind die Verbundfestigkeiten $\max \tau_{bm} = f_{bm}$ ohne eingebaute Querbewehrung im Verbundbereich größer als bei den Versuchskörpern mit entsprechender Querbewehrung. Dies könnte mit einer ungünstigen lokalen Beeinflussung des Betongefüges im unmittelbaren Kreuzungsbereich der Bewehrungsstäbe zusammenhängen. Dagegen scheint die Sprödigkeit beim Sprengrissversagen durch die Querbewehrung etwas zurückzugehen, wie aus den Verläufen der abfallenden Kurvenbereiche ersichtlich ist.

3.8.2 Rissverhalten

Rissverlauf

Zunächst bildete sich bei allen Versuchen ein Riss am unbelasteten Ende der Verbundlänge l_b orthogonal zum Bewehrungsstab (Bild 23, Riss 1). Bei Laststeigerung entstand dann infolge der Ringzugspannungen ein Spaltriss parallel zum Bewehrungsstab vom unbelasteten Ende des Verbundbereiches bis zur Vorderkante des Versuchskörpers (Bild 23, Riss 2). Der Querriss verlief auf den Seitenflächen diagonal in Richtung der Vorderkante des Versuchskörpers. Des Weiteren entstanden diagonale Risse auf der Oberseite des Versuchskörpers in Richtung des hinteren Auflagers (Bild 23, Riss 3).

Rissbreiten

In den Tabellen 12 und 13 sind die maximalen Rissbreiten der Längs- und Querrisse zum Zeitpunkt der maximalen gemessenen Verbundspannung (\cong Verbundfestigkeit) sowie für den Nachbruchbereich dargestellt. Eine Übersicht über die genaue Rissverteilung und Entwicklung kann dem Anhang entnommen werden.

Insgesamt ist festzustellen, dass in allen Versuchen bis zum Bruch sowohl für die Längs- als auch für die Querrisse nur sehr geringe Rissbreiten gemessen werden konnten. Die maximale, gemessene Längs-

rissbreite betrug bis zum Bruch 0,112 mm (BEc40a). Für den Querriss war eine Breite von 0,107 mm (BEc60b) festzustellen.

Mit größerer Betondeckung wurden die Querrissbreiten gegenüber den Längsrissbreiten maßgebend.

Der Einfluss der Querbewehrung hinsichtlich der Längsrissbreiten im Nachbruchbereich war bei

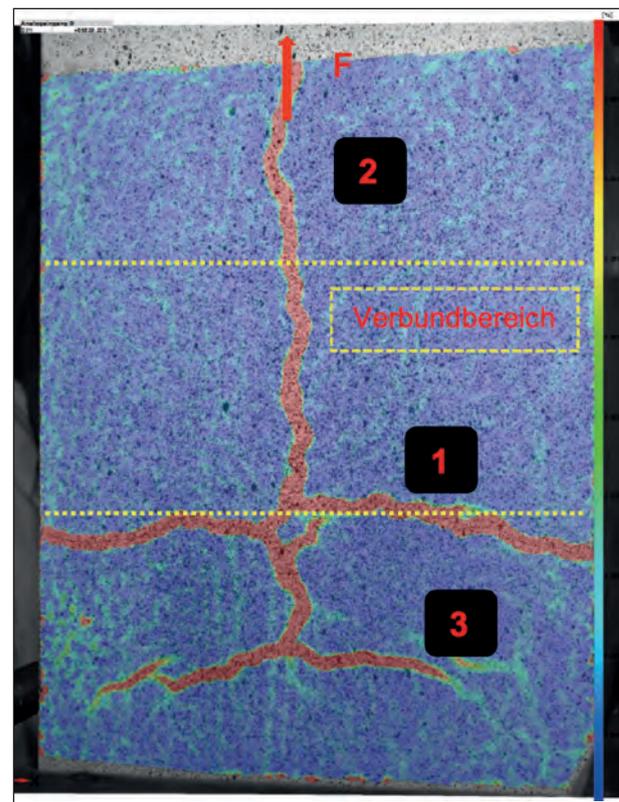


Bild 23: Exemplarisches Rissbild (BEc80b) Beam-End Tests; Draufsicht

Versuch		$w_{\max F, \text{längs}}$ [mm]	$w_{\max F, \text{quer}}$ [mm]	s_{rmax} [mm]
1 Ø	BEc20a	0,108	0,061	0,47
	BEc20b	0,075	0,040	0,25
2 Ø	BEc40a	0,112	0,055	0,73
	BEc40b	0,096	0,052	0,81
3 Ø	BEc60a	0,044	0,030	0,68
	BEc60b	0,061	0,107	1,14
4 Ø	BEc80a	0,042	0,0	0,91
	BEc80b	0,032	0,085	1,49

a: ohne Querbewehrung im Verbundbereich
b: mit Querbewehrung im Verbundbereich

Tab. 12: Rissbreiten der Längs- und Querrisse bei maximaler Verbundfestigkeit

Versuch		max w _{längs} [mm]	max w _{quer} [mm]
1 Ø	BEc20a	0,237	0,064
	BEc20b	0,336	0,090
2 Ø	BEc40a	0,228	0,121
	BEc40b	0,324	0,177
3 Ø	BEc60a	0,289	0,262
	BEc60b	0,191	0,286
4 Ø	BEc80a	0,315	0,169
	BEc80b	0,187	0,283

a: ohne Querbewehrung im Verbundbereich
b: mit Querbewehrung im Verbundbereich

Tab. 13: Maximale Rissbreiten der Längs- und Querrisse (Nachbruchbereich)

den Versuchskörpern mit einer Betondeckung von 60 mm (3 Ø) und 80 mm (4 Ø) deutlich zu erkennen. Auf die Längsrissbildung bis zum Erreichen der maximalen Verbundfestigkeit, schien die Querbewehrung hingegen keinen Einfluss zu haben.

Einfluss der Betondruckfestigkeit

Die Verbundfestigkeit und die Betondruckfestigkeit stehen in einem direkten nichtlinearen Zusammenhang. In den durchgeführten Versuchen ist die bei einem Schlupf von 0,1 mm zugehörige Verbundfestigkeit $\tau_{0,1}$ ungefähr proportional zu $f_{cm}^{0,6}$. Bei Erreichen der maximalen Verbundspannung als Verbundfestigkeit kann die Relation zwischen Verbundfestigkeit und mittlerer Würfeldruckfestigkeit f_{cm} annähernd durch $\tau_{max} = f_{cm}^{0,74}$ beschrieben werden. Diese Abhängigkeiten sind in Bild 24 dargestellt.

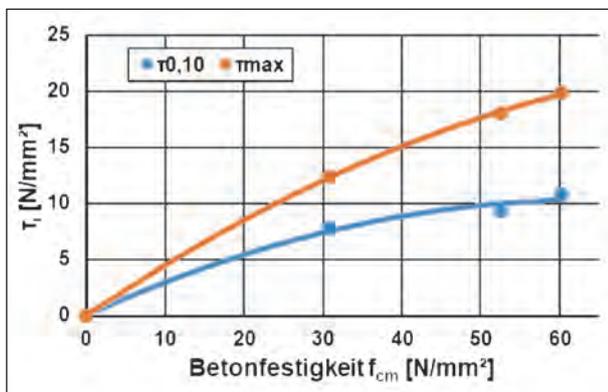


Bild 24: Verbundfestigkeit $\tau_{0,1}$ und τ_{max} in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit

3.8.3 Einfluss der Betondeckung

Mit zunehmender Betondeckung konnten in der Tendenz höhere Verbundfestigkeiten beobachtet werden. In DIN EN 1992-1-1 ist der Wert c_d als Minimum aus Betondeckung zur Betonoberfläche und halbem Stababstand definiert. Bei der Ermittlung der erforderlichen Verankerungslänge gerader Stäbe wird der Einfluss der Betondeckung nach DIN EN 1992-1-1 über den Faktor α_2 ($\alpha_2 = 1 + 0,15 [c_d - \varnothing] / \varnothing$) berücksichtigt. Anhand der Bilder 25 und 26 ist erkennbar, dass die Verbesserung der Verbundwirkung infolge einer höheren Betondeckung in den Versuchen durch die Definition von $\alpha_{2,mod}$ ($\alpha_{2,mod} = 1 + 0,15 [c_d - \varnothing] / \varnothing$) gut abgebildet werden kann und die Funktion zur Ermittlung von $\alpha_{2,mod}$ für die hier durchgeführten Versuche deutlich auf der sicheren Seite liegt. Die Funktion von $\alpha_{2,mod}$ beschreibt hierbei die Steigerung der Verbundfestigkeit infolge einer zunehmenden Betondeckung. Die Versuchsergebnisse werden in den Diagrammen jeweils auf den Mittelwert $\tau_{max,c=1\varnothing}$ des Versuchskörpers mit der Betondeckung $c = 1 \varnothing$ bezogen.

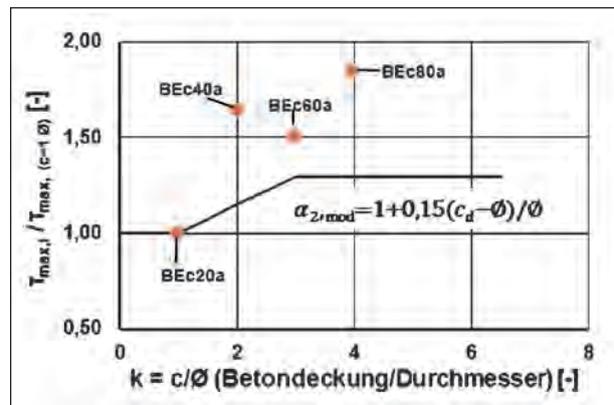


Bild 25: Einfluss der Betondeckung auf die Verbundfestigkeit (ohne Querbewehrung)

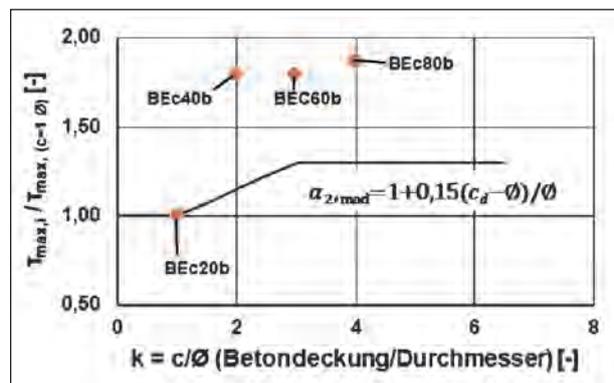


Bild 26: Einfluss der Betondeckung auf die Verbundfestigkeit (mit Querbewehrung)

3.8.4 Einfluss einer nicht angeschweißten Querbewehrung

Eine Steigerung der Verbundfestigkeit infolge der angeordneten Querbewehrung im Verbundbereich war nicht erkennbar. Infolge der Querbewehrung unterschied sich allerdings das Versagensbild. Während die Versuchskörper ohne Querbewehrung sehr schlagartig/spröde versagten, konnte für Versuchskörper mit Querbewehrung, unabhängig von der Größe der Betondeckung, ein duktileres Versagen mit unterschiedlichem Rissbild beobachtet werden (Bild 27).

In MARTIN 1981 wird beschrieben, dass der positive Einfluss der Querbewehrung, d. h. eine Erhöhung der maximalen Verbundspannung, vom Abstand zwischen Querbewehrung und Längsbewehrung bestimmt wird. Das ideale Verhältnis von Stabdurchmesser zum lichten Abstand der Querbewehrung ist mit ca. 1,5 angegeben. In den hier durchgeführten Versuchen belief sich der Abstand zwischen Bügel und Längsstab, in Anlehnung an die Baupraxis, ausnahmslos auf 0 mm, was den nicht erkennbaren positiven Effekt, hinsichtlich einer der Verbundfestigkeitssteigerung, erklären könnte.

3.8.5 Verbundspannung nach EN 1992-1-1

Nach EN 1992-1-1 definiert sich die Verbundfestigkeit f_{bd} in Abhängigkeit vom Stabdurchmesser, der Betonzugfestigkeit f_{ctd} und der Qualität der Verbundbedingung infolge der Lage beim Betonieren. Einflussfaktoren wie beispielweise die Betondeckung und der Querbewehrungsgrad fließen nicht in die Berechnung der Verbundfestigkeit nach EN 1992-1-1 ein und werden durch die Multiplikation mit den Beiwerten α_2 und α_3 berücksichtigt (LINDORF 2010).

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (12)$$

mit

η_1 Faktor zur Berücksichtigung der Verbundbedingung

η_2 Faktor zur Berücksichtigung des Stabdurchmessers

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c}$$

α_{ct} 1,0

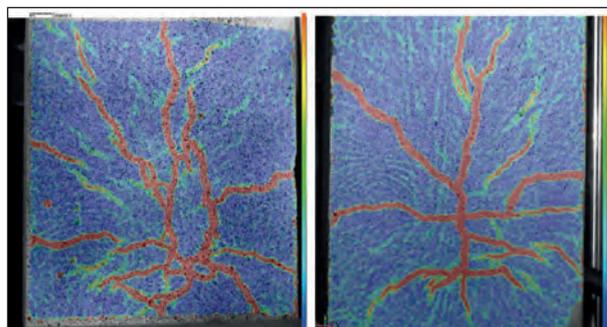


Bild 27: Vergleich der Rissbildung im Bruchzustand, BEc20a (links) und BEc20b (rechts)

Die versuchstechnisch ermittelten Verbundfestigkeiten lassen sich bedingt durch die relativ großen Streuungen nicht unmittelbar mit den normativ gegebenen Werten vergleichen. Die in der Norm angegebenen Werte dienen der Berechnung von Verankerungs- bzw. Übergreifungslängen. Die Versuchswerte hingegen beziehen sich auf die im Vorfeld festgelegten relativ kurzen ($5 \varnothing$) Verbundlängen, welche wesentlich kürzer sind, als die für die Ausnutzung der Stäbe bis zu ihrer Streckgrenze erforderlichen Verankerungslängen. Daher müssen die in den Versuchen ermittelten Verbundspannungen im Mittel zwangsläufig über denjenigen nach EN 1992-1-1 liegen, da aus kürzeren Verbundlängen aufgrund lokaler Effekte unweigerlich höhere Streuungen resultieren.

3.8.6 Zusammenfassung

Es wurden zehn Beam-End Tests durchgeführt. Dabei ließen sich folgende Einflüsse der Versuchsparameter erkennen:

- Mit zunehmender Betondeckung stellte sich erwartungsgemäß eine höhere Verbundfestigkeit ein (siehe Bild 25 und 26).
- Die Verbundfestigkeit war bei kleinem Schlupf (0,1 mm) proportional zu $f_{cm}^{0,6}$ und bei maximaler Verbundspannung proportional zu $f_{cm}^{0,74}$.
- Die Anordnung einer Bügelbewehrung als nicht angeschweißte Querbewehrung führte nicht zu höheren Verbundspannungen beeinflusste jedoch den Nachbruchbereich der Verbundspannung-Schlupf-Beziehung günstig. Das Verbundversagen wurde dadurch deutlich duktiler.
- Die gemessenen Verbundfestigkeiten aller Versuche lagen deutlich über dem Bemessungswert nach EN 1992-1-1. Die Bemessungswerte

nach Norm entsprachen am ehesten den Versuchsergebnissen der Versuche mit kleiner Betondeckung. Aufgrund der kurzen Verbundlänge im Versuch sind die Verbundfestigkeiten relativ großen Streuungen unterworfen. Sie sind dadurch nicht unmittelbar mit dem Bemessungswert nach EN 1992-1-1 für Verankerungs- und Übergreifungslängen vergleichbar.

4 4-Punkt-Biegeversuche mit Übergreifungsstößen

4.1 Versuchsprogramm

Wie in Kapitel 2 erläutert, enthalten DIN EN 1992-2 sowie DIN EN 1992-2/NA im Detail unterschiedliche Ansätze für die Bestimmung von α_2 sowie α_6 . Hinsichtlich der Auswirkungen dieser Unterschiede wurde das Tragverhalten von Übergreifungsstößen im Bruchzustand und auf Gebrauchsniveau (Rissbreiten an den Stoßenden) durch eine systematische Variation der Parameter α_2 und α_6 bei der Auslegung der Versuchsbauteile experimentell untersucht.

Das Tragverhalten von Übergreifungsstößen kann anhand von Biegeversuchen oder mithilfe von zentrischen Zugversuchen analysiert werden. Um den Effekt des Aufklappens der Biegebewehrung infolge der abgesprengten Betondeckung während des Verbundversagens zu erzeugen, wurden die Untersuchungen an 4-Punkt-Biegeversuchen durchgeführt.

Das Versuchsprogramm umfasste zehn 4-Punkt-Biegeversuche, wobei die Übergreifungsstöße im Bereich der konstanten Momentenbeanspruchung angeordnet waren. Im Vordergrund stand neben der Tragfähigkeit die Dokumentation der Rissbreitenentwicklung. Zusätzlich wurden das Verformungsverhalten, der Stahlspannungsverlauf im Stoßbereich und der Schlupf am Stoßende messtechnisch erfasst. Das vollständige Versuchsprogramm ist in Tabelle 14 dargestellt.

Maßgebende Kenngröße ist die max. übertragbare Spannung σ_{su} in der Bewehrung beim Versagen des Stoßes.

4.2 Konzeption Versuchsbauteile

4.2.1 Geometrie

Alle Versuchsträger wurden mit Querschnittsabmessungen von $b/h = 40/60$ cm hergestellt. Der Querschnitt war so dimensioniert, dass die vorab experimentell an Proben bestimmte Streckgrenze der Biegebewehrung erreicht werden kann ohne dass ein Versagen der Betondruckzone zu erwarten ist. Die Querbewehrung ($\varnothing 10$) wurde entsprechend den Regeln der konstruktiven Durchbildung nach DIN EN 1992-2 eingebaut. Eine Verbügelung im Stoßbereich war nicht vorgesehen, da die Versuchskörper den Ausschnitt eines flächigen plattenartigen Bauteils repräsentieren sollten. Die im Stoßbereich angeordnete Querbewehrung ($\varnothing 10$) wurde daher an den Betonseitenflächen mittels Ankerplatten verankert (Bild 28).

Versuch	\varnothing_s [mm]	c_1^1 [mm]	α_2	α_6	l_0 [cm]	Stoß- anteil	lichter Stab- abstand	Beton- festigkeit	Verbund- bedingungen	
B1	20	50	0,775	1,5	35,1	100 %	$a = 16 \text{ cm} \geq 8 \varnothing_s$	C 35/45	gut	
B2				2,0	46,8		$a = 11 \text{ cm} < 8 \varnothing_s$			
B3										2,5
B4		20	1,0	1,5	45,3					
B5		80	0,74	1,4	32,8	50 %				
B6	12	50	0,70	1,5	19,0	100 %				$a = 7,6 \text{ cm} < 8 \varnothing_s$
B7	28	0,90		57,1	$a = 9,5 \text{ cm} < 8 \varnothing_s$					
B8	20	80	0,74		33,5		$a = 11 \text{ cm} < 8 \varnothing_s$			
B9	20	50	0,775	1,4	32,8	50 %				
B10 ²										

¹ Betondeckung der Längsbewehrung

² 2-Lagen Stoß

Tab. 14: Versuchsprogramm 4-Punkt-Biegeversuche (Übergreifungslänge l_0 auf Grundlage Mittelwert Verbundfestigkeit f_{bm})



Bild 28: Verankerung der Querbewehrung im Stoßbereich (B3)

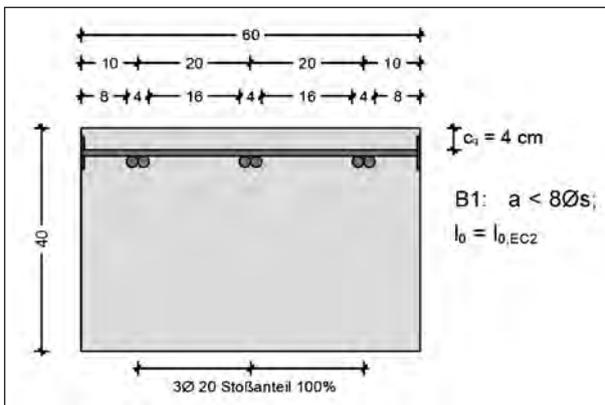


Bild 29: Querschnittsparameter Versuch B1

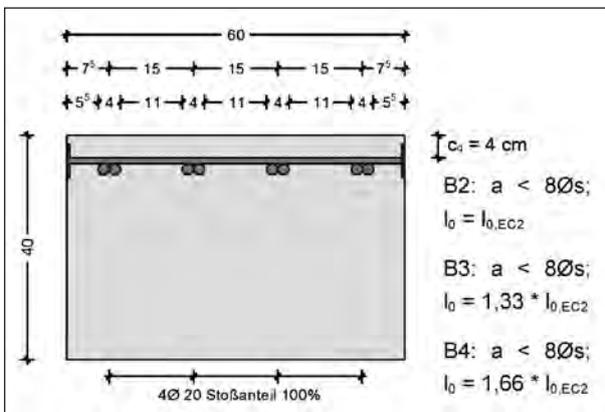


Bild 30: Querschnittsparameter Versuch B2, B3, B4

Eine ausführliche Übersicht der geometrischen Randbedingungen der einzelnen Versuchskörper ist den Bildern 29 bis 36 zu entnehmen.

Der nach DIN EN 1992-2 geforderte Abstand der Übergreifungsstöße in Längsrichtung von mindestens $0,3 \cdot l_0$ wurde im Rahmen des Versuchsprogramms vernachlässigt. In allen Versuchen wurden Stöße getestet, in denen alle Längsstäbe in einem Querschnitt gestoßen wurden.

Die Versuchsträger hatten eine Gesamtlänge von 5,60 m. Die Spannweite zwischen den Auflagern

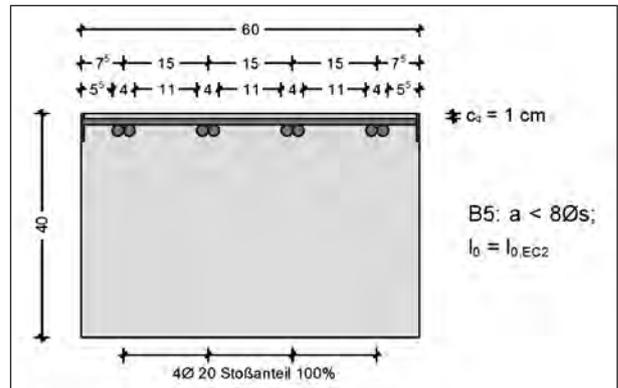


Bild 31: Querschnittsparameter Versuch B5

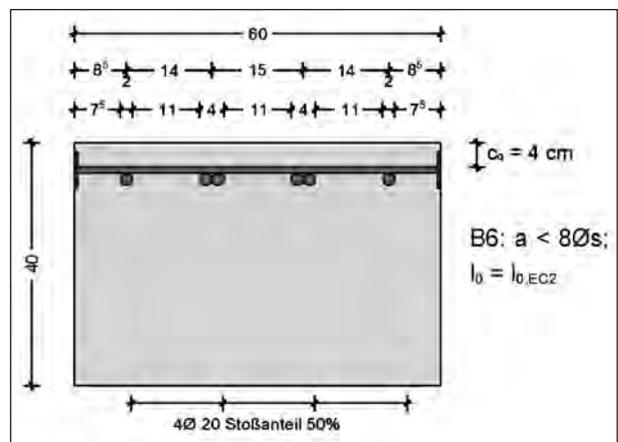


Bild 32: Querschnittsparameter Versuch B6

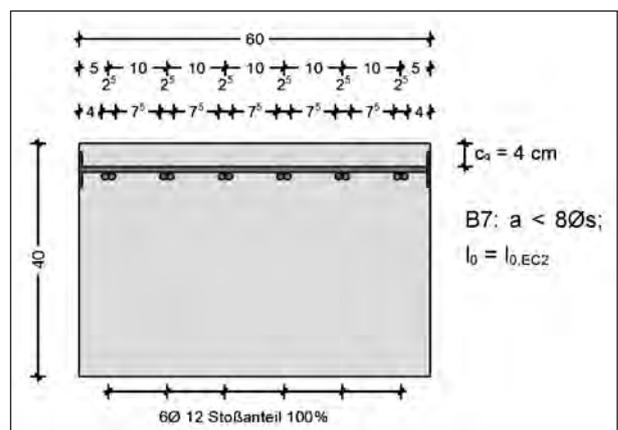


Bild 33: Querschnittsparameter Versuch B7

betrug 2,50 m, sodass der Abstand der Auflagern zum Übergreifungsstoß mindestens dem zweifachen der Nutzhöhe d entsprach. Die Abmessung der Lasteinleitungsplatten (siehe Bild 41) betrug $b/h/t = 300/150/40$ mm. Die Auflagerplatten an der Trägerunterseite wurden mit $b/h/t = 100/600/20$ mm ausgebildet.

Um ein Querkraftversagen ausschließen zu können, wurde in den Kragarmbereichen aller Träger eine Bügelbewehrung $\varnothing 10/12,5$ cm angeordnet.

Übergreifungslängen der Versuchsbalken

Die Bemessung der Stöße erfolgte grundsätzlich mit den Mittelwerten der Verbundfestigkeit f_{bm} . So wurden die Übergreifungslängen wie folgt nach DIN EN 1992-1-1 bestimmt.

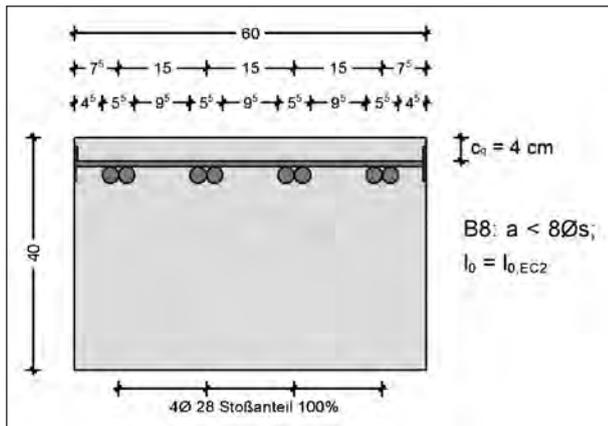


Bild 34: Querschnittsparameter Versuch B8

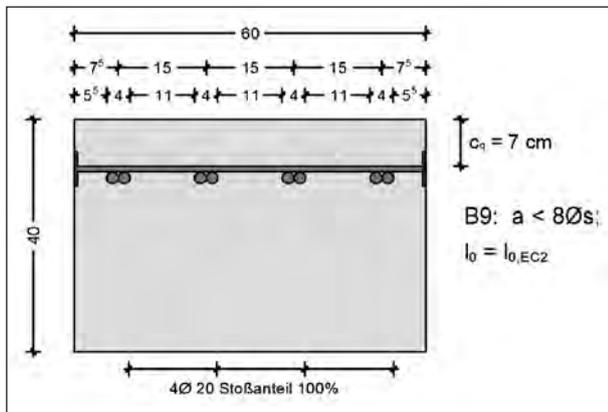


Bild 35: Querschnittsparameter Versuch B9

Bemessungswert:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \tag{13}$$

mit

$$\eta_1 = 1,0 \text{ gute Verbundbedingungen}$$

$$\eta_2 = 1,0 \text{ für } \varnothing \leq 32 \text{ mm}$$

$$f_{ctd} = a_{ct} \cdot \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} \text{ mit } a_{ct} = 1,0$$

folgt daraus

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} \tag{14}$$

Charakteristischer Wert:

$$f_{bk} = 2,25 \cdot f_{ctk;0,05} \tag{15}$$

Mittelwert:

$$f_{bm} = 2,25 \cdot f_{ctm} \tag{16}$$

Die Auswertungen in Kapitel 2 haben gezeigt, dass sich die Faktoren α_2 (Betondeckung) und α_6 (Stoßanteil, lichter seitlicher Stababstand [$a < 8 \varnothing$ oder $a \geq 8 \varnothing$]) als maßgeblich für die erforderliche Übergreifungslänge erwiesen haben. Bei geraden Stabenden gilt $\alpha_1 = 1,0$ und bei fehlender Querverpressung wird α_5 ebenfalls zu 1,0 gesetzt. Der Faktor für die Querbewehrung soll hier nicht weiter untersucht

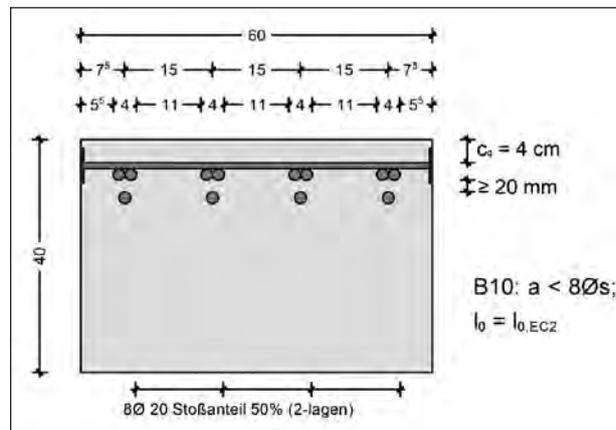


Bild 36: Querschnittsparameter Versuch B10

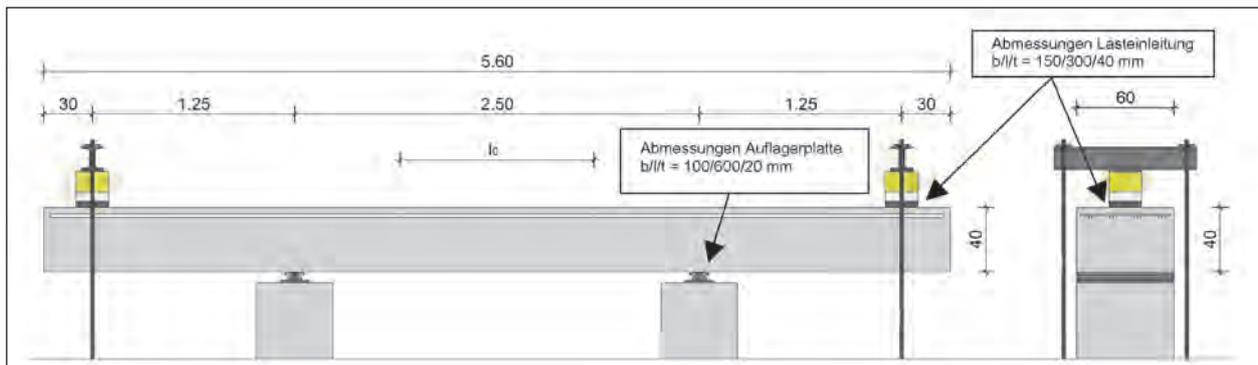


Bild 37: Schematische Übersicht des Versuchsaufbaus und der Balkenabmessungen

Versuch	\varnothing_s [mm]	$f_{bm,C35/45}$ [MN/m ²]	$l_{b,rqd}$ [cm]	α_2 EN 1992-1-1	l_{bd} [cm]	α_6 EN 1992-1-1	l_0 [cm]	α_2 DIN EN 1992-1/NA	α_6 DIN EN 1992-1/NA	l_0 DIN EN 1992-1/NA [cm]
B1	20	7,2	30,2	0,775	23,4	1,5	35,1	1,0	1,4	42,3
B2						$1,5 \cdot 1,33 = 2,0$	46,8		2,0	
B3						$1,5 \cdot 1,66 = 2,5$	58,5			
B4				1,0	30,2	1,5	45,3			
B5				0,775	23,4	1,4	32,8			
B6				12	18,1	0,70	12,7		1,5	19,0
B7	28	42,3	0,90	38,1	1,5	57,1	2,0	84,6		
B8	20	30,2	0,74	22,	33,5	60,4				
B9	0,775	23,4	1,4	32,8						
B10										

Tab. 15: Übergreifungslängen auf Basis des Mittelwertniveaus der Verbundfestigkeit f_{bm} nach EN 1992-1-1

werden ($\alpha_3 = 1,0$). Daher reduzierte sich das Nachweisformat für die erforderliche Übergreifungslänge im Rahmen der hier durchgeführten Untersuchungen wie folgt:

$$l_0 = a_2 \cdot a_6 \cdot \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{\sigma_{su,cat}}{f_{bm}} \quad (17)$$

mit

$$\sigma_{su,cat} = f_{yk} / \gamma_s \hat{=} f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

Die so errechneten Übergreifungslängen sind für die jeweiligen Versuchsträger in Tabelle 15 zusammengefasst. Die Stahlspannungen wurden bewusst nicht mit dem Mittelwert der Fließspannung f_{ym} berücksichtigt, um in jedem Fall ein Versagen des Verbundes zu erzwingen und kein Versagen durch Fließen der Bewehrung.

4.3 Materialkennwerte

4.3.1 Beton

Für den Beton wurde eine mittlere Würfeldruckfestigkeit von 50 N/mm² am Versuchstag angestrebt, was einem C35/45 entspricht. Des Weiteren sollte der Beton den Anforderungen der ZTV-ING genügen. Um die Aushärtezeit zu verkürzen, kam ein schnell erhärtender Zement mit der Festigkeitsklasse CEM I 42,5 R zum Einsatz. Die Zielfestigkeit nach 28 Tagen wurde auf $f_{cm,cube,28} = 54 \text{ N/mm}^2$ angesetzt. Die Eigenschaften des Frischbetons am Tag des Betonierens kann Tabelle 16 entnommen werden.

Zu jedem Versuchsträger wurden zeitgleich folgende Prüfkörper hergestellt:

Zementsorte	CEM I 42,5 R
Zementmenge	366 kg/m ³
Zugabewasser	164 kg/m ³
Oberflächenfeuchte	13 kg/m ³
Körnung 0-2	640 kg/m ³
Körnung 2-8	613 kg/m ³
Körnung 8-16	612 kg/m ³
w/z-Wert	0,50
Konsistenzklasse	F3

Tab. 16: Eigenschaften des Frischbetons (angestrebte Zielfestigkeit $f_{cm,cube} = 54 \text{ N/mm}^2$)

- 9 Betonzylinder $\Phi/h = 150 \text{ mm}/300 \text{ mm}$ und
- 15 Betonwürfel $b/h/t = 150 \text{ mm}/150 \text{ mm}/150 \text{ mm}$.

Alle Prüfkörper wurden unmittelbar neben den Versuchskörpern gelagert, um Versuchskörper und Prüfkörper den gleichen Erhärtungs- und Lagerungsbedingungen auszusetzen.

Ermittlung der Festbetoneigenschaften

Bei der Ermittlung der Festbetoneigenschaften wurden folgende Normen zugrunde gelegt:

- DIN EN 12390-3:2009 Ermittlung der Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube}$ und
- DIN EN 12390-6:2010 Ermittlung der Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$.

In Tabelle 17 sind die Ergebnisse aus der Prüfung der Festbetoneigenschaften der jeweiligen Chargen dargestellt. Bei den angegebenen Werten handelt es sich um die Mittelwerte der Festigkeiten.

Versuch	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	$f_{ctm,sp}$ [N/mm ²]	Betonier- datum
B1	45,11/16 d	3,03/16 d	24.05.2017
B2	43,63/27 d	2,89/27 d	21.07.2017
B3	40,12/23 d	2,60/23 d	23.08.2017
B4	46,31/23 d	3,10/23 d	11.09.2017
B5	42,64/50 d	2,87/50 d	27.11.2017
B6	61,87/46 d	3,76/46 d	22.12.2017
B7	43,24/28 d	2,84/28 d	12.01.2018
B8	48,52/27 d	3,14/27 d	26.01.2018
B9	46,67/33 d	3,04/33 d	02.02.2018
B10	40,70/20 d	2,72/20 d	21.02.2018

Tab. 17: Festbetoneigenschaften am Versuchstag

4.3.2 Betonstahl

Die in den Versuchen verwendeten Betonstähle BST 500 wurden von der HBL Stahlhandel GmbH & Co. KG, Hamm bezogen. Die jeweiligen Durchmesser entstammten einer Charge. Die Betonstahlkennwerte der jeweiligen Stabdurchmesser wurden an jeweils drei Prüfkörpern gemäß DIN EN ISO 6892-1 bestimmt. Ermittelt wurden die 0,2 % Dehngrenze $f_{y,0,2}$, die Zugfestigkeit f_t sowie der Elastizitätsmodul E_s . Die Ergebnisse der einzelnen Proben sowie der Mittelwerte sind den Tabellen 18 und 19 zu entnehmen.

4.4 Herstellung der Versuchsträger

Sämtliche Versuchsträger wurden in der Versuchshalle des Instituts für Bauforschung der TU Dortmund angefertigt. Die Verdichtung des Betons erfolgte dabei mittels einer Rüttelflasche. Die Prüfkörper verblieben drei Tage abgedeckt in der Schalung und wurden bis zum Tag der Prüfung in der trockenen Halle gelagert.

Um eindeutig gute Verbundbedingungen nach DIN EN 1992-2 voraussetzen zu können, lag die Bewehrung, deren Verbundverhalten untersucht wurde, während des Betoniervorgangs unten. Vor dem Einbau in den Versuchsstand wurden die Versuchsträger gedreht, um die Rissbildung auf der Balkenoberseite einfacher dokumentieren zu können.

Probe	F_u [kN]	$f_{y,0,2}$ [N/mm ²]	f_t [N/mm ²]	E_s [N/mm ²]
1	203,9	520,9	648,9	215159
2	203,2	535,9	646,7	208636
3	204,8	526,7	651,8	210839
Mittelwerte		$f_{ym,0,2}$ [N/mm ²]	f_{tm} [N/mm ²]	E_{sm} [N/mm ²]
		527,8	649,1	211545

Tab. 18: Materialkennwerte BST Ø 20

Probe	F_u [kN]	$f_{y,0,2}$ [N/mm ²]	f_t [N/mm ²]	E_s [N/mm ²]
1	433,1	585,3	703,4	212372
2	434,3	587,1	705,3	219284
3	432,5	582,5	702,4	214289
Mittelwerte		$f_{ym,0,2}$ [N/mm ²]	f_{tm} [N/mm ²]	E_{sm} [N/mm ²]
		585,0	703,7	215315

Tab. 19: Materialkennwerte BST Ø 28



Bild 38: Betonage des Trägers B1



Bild 39: Schalung und Bewehrungskorb Träger B1 (die Biegebewehrung liegt bei der Betonage unten)

4.5 Beschreibung des Versuchsstands

Lagerung der Versuchsträger

Alle Versuche wurden auf dem Spannfeld der Versuchshalle des Instituts für Bauforschung der TU Dortmund durchgeführt. Die Versuchsträger waren in beiden Auflagern gleitend gelagert, sodass eine zwangsfreie Verschiebung infolge Bauteilverformung in Trägerlängsrichtung möglich war.

Anordnung der Pressen

Die Träger wurden mit zwei Hydraulikzylindern für Kräfte bis jeweils 2.500 kN in einem Abstand von 5,00 m belastet. Die Lasteinleitung erfolgte im Abstand von 30 cm von den Trägerenden (Bild 37). Die hydraulischen Pressen wurden an Traversen montiert. Diese wurden mit vorgespannten Gewindestangen im Spannfeld verankert. Bild 40 zeigt den Versuchsaufbau exemplarisch für den Träger B2.

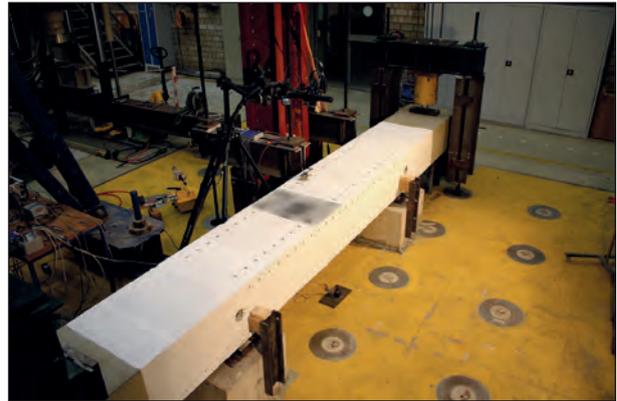


Bild 40: Versuchsträger (B2) im Versuchsstand

4.6 Messtechnik

4.6.1 Allgemeines

Bei dem Versuch wurde folgende Messtechnik zur kontinuierlichen messtechnischen Erfassung des Tragverhaltens installiert:

- 2 Kraftmessdosen zur Messung der Pressenkräfte an der Lasteinleitungsstelle,
- 10 – 15 (abhängig von der Übergreifungslänge) Dehnungsmessstreifen an einem Längsbewehrungsstab im Stoßbereich,
- 4 induktive Wegaufnehmer zur Messung von Verformungen,
- 1 induktiver Wegaufnehmer zur Messung des Schlupfes am Stoßende,
- 1 Messfeld zur optischen Messung der Rissentwicklung im Stoßbereich und
- 72 Setzdehnungspunkte zur Messung der Rissbreitenentwicklung unter ausgewählten Laststufen.

4.6.2 Kraftmessdosen

Bei dem Versuchsaufbau wurden zwei Kraftmessdosen zur Erfassung der Pressenkräfte an der Lasteinleitungsstelle eingesetzt.

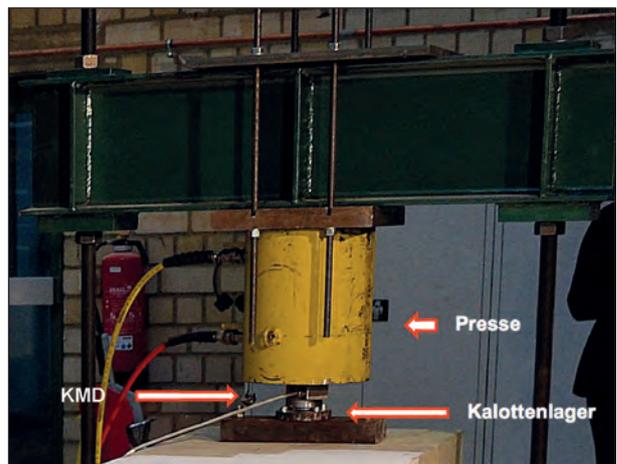


Bild 41: Presse und Kraftmessdose

Die Messung der Pressenkräfte erfolgte durch zwei baugleiche Kraftmessdosen, die zwischen Presse und Versuchsträger eingebaut waren. Die maximal messbare Kraft betrug $F = 2.500 \text{ kN}$.

Die Einheit aus Presse und Kraftmessdose wurde an der Traverse biegesteif und an der Oberkante des Versuchsträgers mittels eines Kalottenlagers gelenkig angeschlossen (Bild 41).

Die Lasteinleitung der Pressenkraft in den Versuchsträger erfolgte über eine steife Stahlplatte mit den Abmessungen $b/l/t = 300 \text{ mm}/150 \text{ mm}/40 \text{ mm}$.

4.6.3 Dehnungsmessstreifen (DMS)

Zur kontinuierlichen Erfassung der Dehnungen während der Versuchsdurchführung wurden Dehnungsmessstreifen vom Typ FLA-5-11-3LT in Verbindung mit Kleber Typ CN mit einer maximalen Dehnbarkeit von ca. 20 ‰ verwendet. Da die DMS sehr dünn sind, können sie auch auf stark gekrümmten Oberflächen ohne Leistungseinbußen

appliziert werden. Dafür wurden an den entsprechenden Stellen die Bewehrungsstäbe einseitig lokal angeschliffen, um eine ebene Fläche zum Aufkleben der Messtreifen herzustellen. Im Anschluss wurden auf die DMS verschiedene Schutzschichten aufgebracht, um diese vor Feuchtigkeit sowie mechanischen Einwirkungen zu schützen.



Bild 42: Kabelführung der DMS

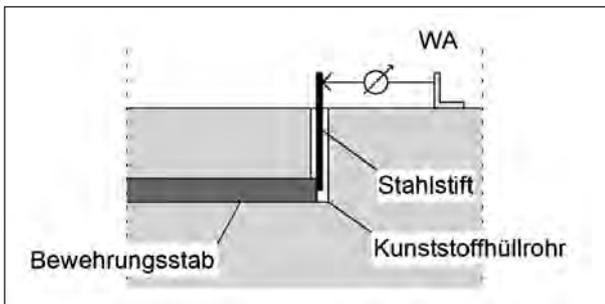


Bild 43: Prinzip der Schlupfmessung



Bild 44: Realisierung der Schlupfmessung

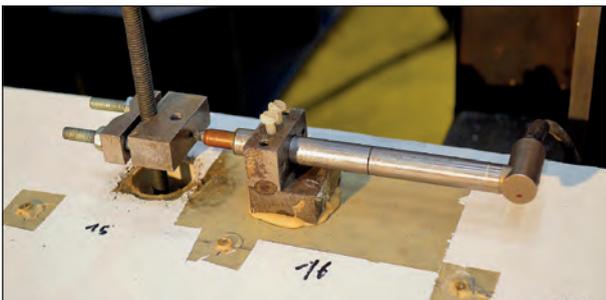


Bild 45: Wegaufnehmer zur Messung des Schlupfes am Stoßende

Auf eine Applikation in eingeschlitzter Bewehrung wurde verzichtet, da in Tastversuchen bei dieser Art der Aufbringung ungewöhnlich viele Beschädigungen bei der Überprüfung der elektrischen Widerstände der DMS auftraten.

Die zu den DMS gehörigen Kabel wurden in Bündeln auf direktem Weg aus der Schalung geführt (Bild 42).

Zur möglichen Überprüfung der Stahldehnungszustände wurden in Abhängigkeit der jeweiligen Übergreifungslänge pro Versuchsträger 10 – 15 Dehnungsmesstreifen in einem Abstand von 50 mm auf einem innenliegenden Längsbewehrungsstab im Überreifungsbereich appliziert. Die DMS wurden seitlich orientiert auf dem Bewehrungsstab aufgebracht. Die genauen Positionen der einzelnen DMS an den Längsbewehrungsstäben wurden nach dem Zusammenbau des Bewehrungskorbes aufgenommen und können dem Anhang entnommen werden.

4.6.4 Induktive Wegaufnehmer

Zur Messung der Durchbiegungen unter den Lasteinleitungspunkten und in Feldmitte sowie zur Messung des Schlupfes am Ende des Übergreifungsstoßes wurden induktive Wegaufnehmer verwendet.

Messung der Durchbiegungen

Mittels der Wegaufnehmer wurden während der Versuche kontinuierlich die Durchbiegungen unter den Lasteinleitungspunkten (jeweils ein Wegaufnehmer im Lasteinleitungsbereich) und in Feldmitte (zwei Wegaufnehmer an den Trägersaußenkanten) gemessen.

Messung des Schlupfes am Stoßende

Zur Ermittlung des Schlupfes am Stoßende wurde das Stabende eines Bewehrungsstabs mittels eines auf der Schalung aufstehenden, gedeckelten Kunststoffröhrchens gegen den Frischbeton abgeschirmt (Bild 43 und 44). Im ausgehärteten Zustand konnte der auf diese Weise freiliegende Bewehrungsstab durch die Betonüberdeckung angebohrt und so nachträglich ein Stahlstift zur Messung der Verschiebung angeklebt werden.

Mit einem auf der Betonoberfläche aufgesetzten induktiven Wegaufnehmer wurden die Relativverschiebungen gegen den Stahlstift und somit der Schlupf am Stoßende gemessen (Bild 45).

4.6.5 Optische Messung

Aufzeichnung der Rissentwicklung

Zur flächenhaften Erfassung des Riss- und Verformungsverhaltens der Betonoberfläche im Übergreifungsbereich wurde ein optisches Messsystem eingesetzt.

Bei der eingesetzten Messtechnik handelte es sich ebenfalls um das System ARAMIS der Firma GOM – Gesellschaft für optische Messtechnik aus Braunschweig (siehe Kapitel 3.6.3).

Das Messfeld wurde auf der Betonoberfläche im Übergreifungsbereich angelegt. Es umfasste die gesamte Prüfkörperbreite von 60 cm und hatte eine Länge von ca. 40 cm. Die Lage des Messfeldes ist in Bild 46 dargestellt.

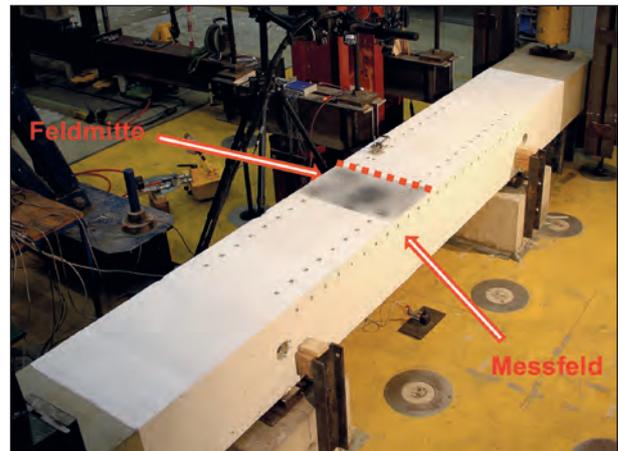


Bild 46: Lage des Messfeldes für die optische Messung

4.6.6 Messung der Rissbreiten

Die Erfassung der Rissbreiten im gesamten Feldquerschnitt einschließlich dem Übergreifungsbereich der Bewehrung wurde mit dem Aufbringen von 72 Setzdehnungspunkten realisiert.

In Bild 47 ist die Position aller Messpunkte zur Überwachung der Rissbreitenentwicklung auf der Trägeroberfläche skizziert. Eine Übersicht der jeweiligen Spurlagen jedes einzelnen Versuchsträgers kann dem Anhang B entnommen werden.

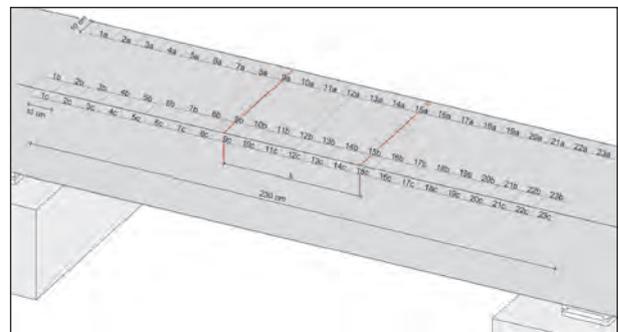


Bild 47: Lage der Messpunkte zur Messung der Rissbreite

Zwei Reihen (2 x 24 Messstellen, Spuren a und b) der Messpunkte wurden auf die Trägeroberseite, in einem Abstand von 100 mm von der Trägerlängskante appliziert. Eine weitere Reihe (24 Messpunkte, Spur c) wurde auf einer Trägerlängsseite, in Höhe der Querbewehrung des Balkens geklebt. Damit soll der Einfluss der Bauteilkrümmung infolge der Biegebeanspruchung auf die Zunahme der Rissbreiten von der Achse der Bewehrungsstäbe bis zur Bauteiloberfläche Rechnung getragen werden. Der Nennabstand zwischen zwei Messpunkten betrug 100 mm. Bei allen Versuchen wurde nicht mehr als ein Riss zwischen zwei benachbarten Messpunkten beobachtet. Wenn zwischen zwei Messpunkten ein Riss vorhanden war, entsprach die Änderung des gemessenen Abstands zwischen den Punkten der Zunahme der Rissbreite. Dagegen kann der Einfluss aus den elastischen Betondehnungen vernachlässigt werden. Die Zugbruchdehnung des Betons f_{ctm}/E_{cm} beträgt etwa 0,1 ‰. Bei einem Abstand der Messpunkte von

100 mm folgt daraus eine maximale Längenänderung von nur $0,1 \cdot 10^{-3} \cdot 100 \text{ mm} = 0,01 \text{ mm}$.

4.6.7 Versuchsdurchführung

Die Belastung der Träger erfolgte kraftgesteuert und stufenweise. Die Laststufen wurden aus zuvor festgelegten Spannungen in der Biegezugbewehrung berechnet. Die Laststufen mit folgenden zugehörigen Stahlspannungen wurden angefahren: 150 N/mm², 200 N/mm², 250 N/mm², 300 N/mm² und 375 N/mm². Nach Überschreiten dieser Gebrauchsspannungen wurden die Träger bis zum Bruch belastet. Zur Spannungsermittlung in der Bewehrung wurde die Dehnungsverteilung im Querschnitt unter Ansatz der Spannungs-Dehnungs-Linie für die Schnittgrößenermittlung mit nichtlinearen Verfahren und für Verformungsrechnungen nach DIN EN 1992-1-1 ermittelt. Dabei wurden die Materialkenngrößen des Betons mit ihren Mittelwerten berücksichtigt.

4.7 Versuchsergebnisse

4.7.1 Tragverhalten

In allen Versuchen mit Ausnahme der Versuche B4, B6 und B10 trat ein sprödes Stoßversagen auf. Für den Versuchsträger B4, der die größte Übergreifungslänge aller durchgeführten Versuche aufwies, konnten in der Biegebewehrung Stahlspannungen gemessen werden, die die Streckgrenze überschritten, was auf ein Biegeversagen schließen lässt. Die Versuche B6 und B10 waren als 50%-Stöße konfiguriert, was einen spröden Bruch ausschloss.

Der Versagensmechanismus der Versuchsträger B1, B2, B3, B5, B6 und B10 konnte als Bruchform B nach DAfStb Heft 301 (vgl. Kapitel 2.2.2) identifiziert werden. Dabei entstanden vor dem Versagen zuerst die typischen breiten, senkrecht zur Balkenachse verlaufenden, Risse an den Stoßenden. Das Versagen wurde durch die Bildung von Längsrissen über den Stoßmitten parallel zur Stoßachse und der anschließenden Bildung des horizontalen Bruchrisses, an der Balkenseitenfläche in Achse der Längsbewehrung, infolge der Ringzugspannungen mit Überschreiten der Betonzugfestigkeit eingeleitet. Infolgedessen löste sich im Stoßbereich der Beton oberhalb der Bewehrung (Betondeckung) bei Erreichen der Traglast des Stoßes schlagartig und schollenartig ab (Bild 49).

Bei den Versuchsträger B4, B7, B8 und B9 stellten sich augenscheinlich keine primären Längsrisse auf der Balkenoberseite ein, sodass die Betondeckung direkt abplatzte. Diese Versagen entsprach demgemäß der Bruchform A nach DAfStb Heft 301. Während für die Versuche B7-B9 die Bruchform A aufgrund der geometrischen Konfiguration zu erwarten war, so wirkt dieses Versagen für den Versuchsträger B4 ungewöhnlich. Die Querschnittskonfiguration von B2-B4 unterscheidet sich lediglich in der Stoßlänge. Die Stab- und Randabstände sind identisch.

Mithilfe der fotogrammetrischen Messtechnik konnte für einige Versuche gezeigt werden, dass das Versagen nicht von allen gestoßenen Stäben gleichzeitig eingeleitet wurde sondern jeweils vom Stoß eines Stabes ausging. (Bild 50). Es sei anzumerken, dass die Stäbe die das Versagen initiierten nicht mit DMS bestückt waren. Eine damit verbunden Verbundstörung kann daher ausgeschlossen werden.

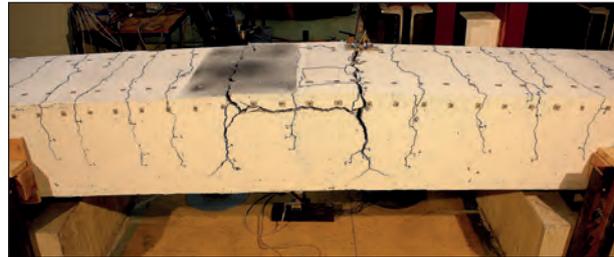


Bild 48: Stoßversagen (exemplarisch dargestellt B3)

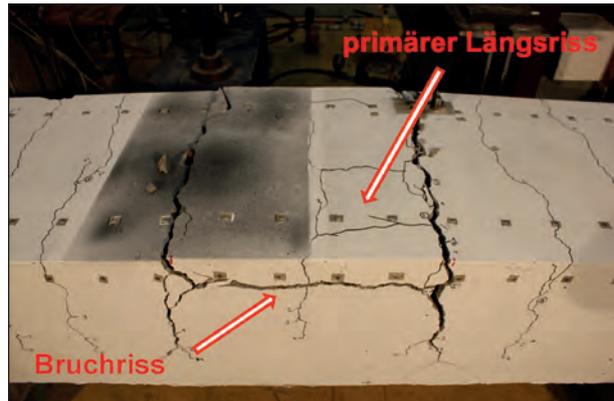


Bild 49: Stoßversagen Bruchform B (Versuch B3)

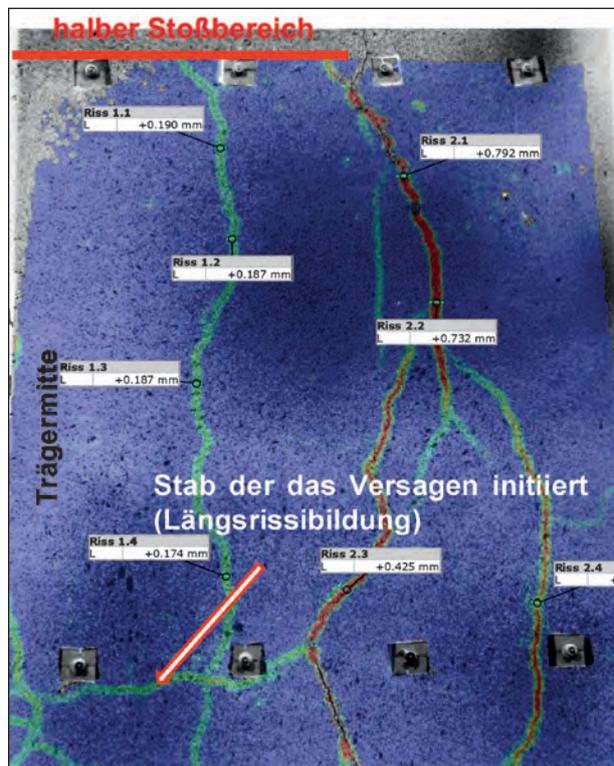


Bild 50: Rissbild auf der Balkenoberseite im Stoßbereich unmittelbar vor dem Bruch (B3)

Das grundsätzliche Last- Durchbiegungsverhalten war bis zum Bruch bzw. Versagen des Stoßes mit Ausnahme der Versuchsträger B4, B6 und B10 unabhängig von den Versuchsparametern.

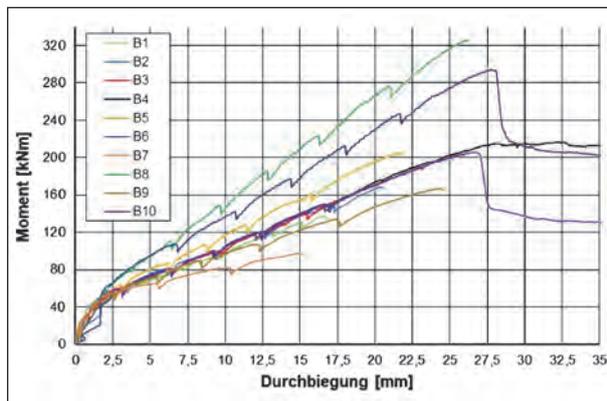


Bild 51: Momenten-Durchbiegungsbeziehung der 10 Versuche (Durchbiegung Kragarm)

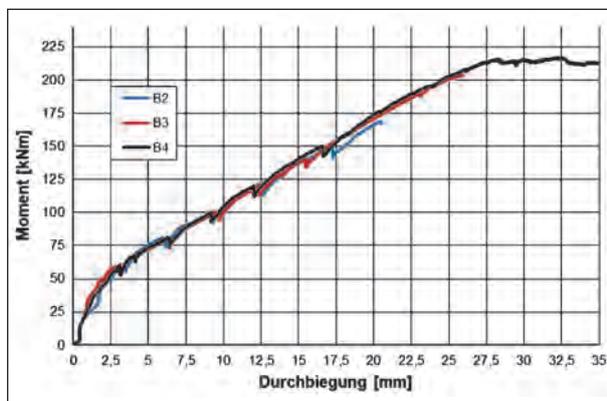


Bild 52: Momenten-Durchbiegungsbeziehung der Versuche B2, B3 und B4 (Durchbiegung Kragarm)

Da der Stahl des Balkens B4 über die Streckgrenze hinaus ausgelastet werden konnte, bildete sich mit Erreichen der maximalen Last ein horizontaler Last-Verformungsverlauf aus.

Bei den Versuchsträgern B6 und B10 handelte es sich jeweils um 50%-Stöße. Nach Überschreiten der Stoßtragfähigkeit, fielen die Verformungskurven unmittelbar auf ca. 60 % der maximal erreichten Traglast ab und gingen in einen horizontalen Verlauf über (Bild 51).

Die Momenten-Durchbiegungsverläufe der Versuche B2, B3 ($l_0 = 1,33 \cdot l_{0;B2}$) und B4 ($l_0 = 1,66 \cdot l_{0;B2}$) zeigen, dass die Länge der Übergreifung die maximale Durchbiegung und die Traglast erwartungsgemäß deutlich beeinflusst. Die Charakteristik (Steigung im Anfangsbereich) des Last-Durchbiegungsverlaufs aller drei Versuche ist jedoch bis zum Bruch nahezu identisch (Bild 52). Bei Versuch B4 mit der größten Übergreifungslänge, wird das Plateau infolge Fließens der Bewehrung erreicht, d. h. das Versagen durch Biegung erfolgt duktil. Bei den Versuchen B2 und B3 erfolgte das Versagen durch das

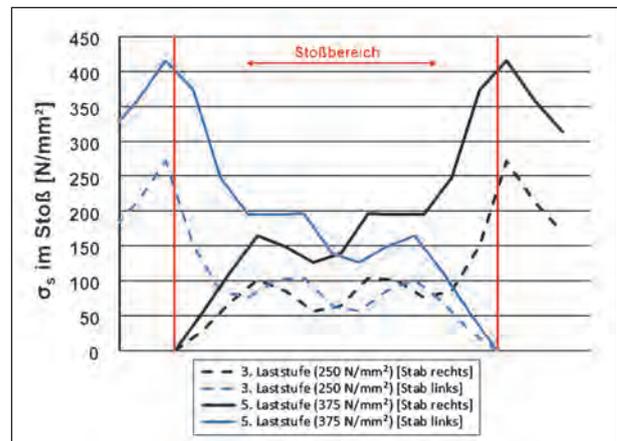


Bild 53: Verlauf der Stahlspannungen im Stoßbereich (gespiegelte Darstellung; exemplarisch dargestellt ist B4, $l_0 = 58,3$ cm; Laststufen 3 und 5)

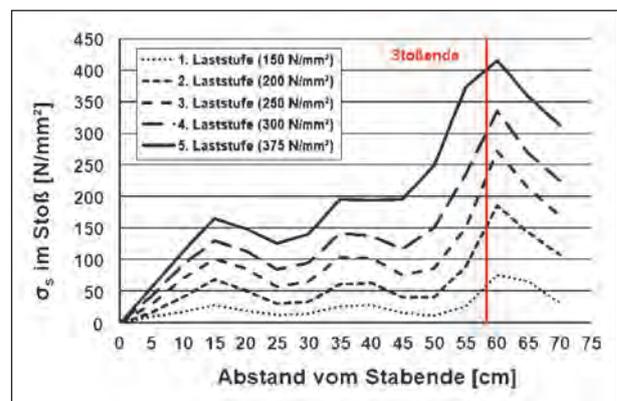


Bild 54: Verlauf der Stahlspannungen im Stoßbereich (exemplarisch dargestellt ist B4, $l_0 = 58,3$ cm)

Erreichen der Tragfähigkeit des Stoßes. Da hierfür die Betonzugfestigkeit maßgebend ist, erfolgt das Versagen spröde.

Die Dehnungen der Längsbewehrung im Stoßbereich wurden mit Dehnungsmessstreifen aufgezeichnet und anhand der experimentell ermittelten σ - ϵ -Linien der verwendeten Bewehrungsstäbe in zugehörige Spannungen umgerechnet. Die Stahlspannung stieg danach im ersten Drittel vom Stabende aus betrachtet stark an, während sich im mittleren Bereich des Stoßes eine Art Plateau einstellte (Bilder 53 und 54). Im hinteren Drittel der Stoßlänge nahm die Stahlspannung noch einmal zu. Das Plateau im Mittelbereich bildete sich insbesondere bei niedrigen Lasten und den Versuchsträgern B4 und B8 mit den vergleichsweise größten Übergreifungslängen aus. Im Umkehrschluss wirkte bei sehr hohen Beanspruchungen der Stöße und bei den Versuchskörpern mit den kürzeren Übergreifungslängen zunehmend auch der mittlere Bereich des Stoßes mit (Bilder 55 und 56). In Stoßmitte war die

Stahlspannung ungefähr halb so groß wie am Stoßende, d. h. die Hälfte der Zugkraft war von einem Stab auf den anderen übertragen.

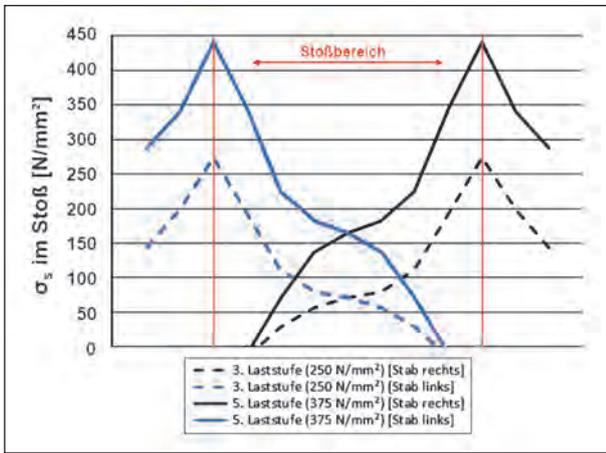


Bild 55: Verlauf der Stahlspannungen im Stoßbereich (gespiegelte Darstellung; exemplarisch dargestellt ist B2, $l_0 = 35,1$ cm; Laststufen 3 und 5)

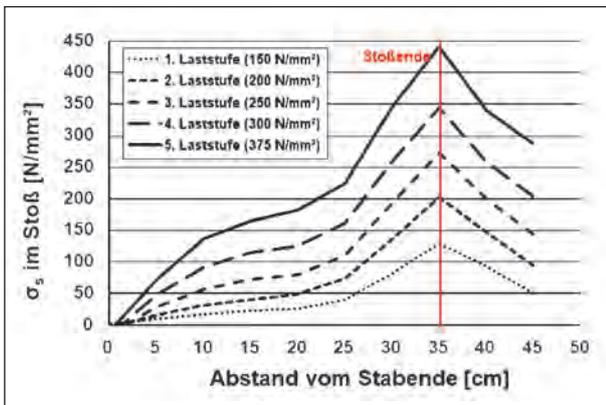


Bild 56: Verlauf der Stahlspannungen im Stoßbereich (exemplarisch dargestellt ist B2, $l_0 = 35,1$ cm)

4.7.2 Tragfähigkeit

In Tabelle 20 sind die Versuchstraglasten F_u in Form der daraus berechneten maximalen Momentenbeanspruchung ($M_u = F_u \times 1,25$ m) dargestellt. Auf Grundlage der für die Versuchsbalken ermittelten tatsächlichen Betondruckfestigkeiten und des zur Bruchlast zugehörigen Biegemomentes können die zugehörigen Stahlspannungen im Zustand II unter der Bruchlast berechnet werden ($\sigma_{su,test}$).

Die so rechnerisch bestimmten durch den Stoß übertragenen maximalen Stahlspannungen lagen mit Werten zwischen 431 – 563 MN/m^2 um 1 % unter und bis 29 % über dem Wert aus der Vorbemessung für die Ermittlung der Übergreifungslängen. Bei der Vorbemessung war zunächst von einer zu übertragenden Stahlspannung $\sigma_{su,cal} = 435$ N/mm^2 und einem Beton der Festigkeitsklasse C35/45 ($f_{bm} = 7,2$ N/mm^2) ausgegangen worden. Für die Überprüfung der Tragfähigkeit der Stöße ist die mindestens zu übertragende Stahlspannung $\sigma_{su,cal}$ für das l_0 im Versuchsträger in Abhängigkeit von der tatsächlich vorhandenen Verbundfestigkeit f_{bm} zu ermitteln. Die Verifizierung des Bemessungsmodells erfolgt mittels der übertragenen maximalen Stahlspannung $\sigma_{su,test}$ in der Bewehrung unter der Versuchstraglast F_u unmittelbar bevor der Verbund versagt.

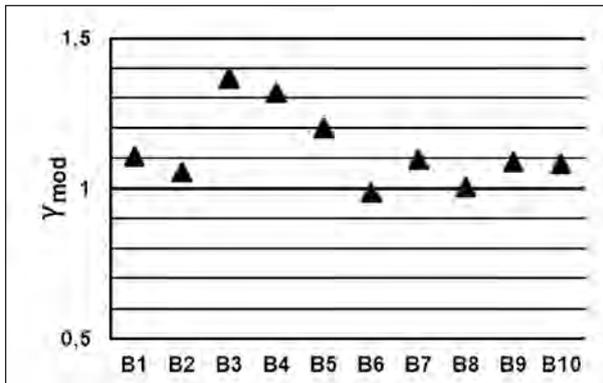
Im Folgenden wird die im Versuch mindestens zu übertragende Stahlspannung $\min \sigma_{su,cal}$ exemplarisch für den Versuchsträger B1 in Abhängigkeit von der tatsächlich am Versuchsbauteil festgestellten Betonfestigkeit berechnet.

$$f_{cm,cube} = 45,11 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cm,cyl} = 0,82 \cdot 45,11 \text{ N/mm}^2 = 36,99 \text{ N/mm}^2$$

Versuchsträger	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	B8	B9	B10
$f_{cm,cube}$ [N/mm^2]	45,11	43,63	40,12	46,31	42,64	61,87	43,24	48,52	46,67	40,70
$f_{cm,cyl} = 0,82 f_{cm,cube}$ [N/mm^2]	36,99	35,78	32,90	37,97	34,96	50,73	35,47	39,79	38,27	33,37
$f_{ck} = f_{cm,cyl} - 4$ [N/mm^2]	32,99	31,78	28,90	33,97	30,96	46,73	31,46	35,79	34,27	29,37
$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3}$ [N/mm^2]	3,09	3,01	2,82	3,15	2,96	3,89	2,99	3,26	3,17	2,86
$f_{bm} = 2,25 f_{ctm}$ [N/mm^2]	6,94	6,77	6,36	7,08	6,66	8,76	6,73	7,33	7,12	6,43
$\min \sigma_{su,cal}$ [N/mm^2] für l_0 mit f_{bm}	419	409	384	428	402	529	406	443	430	388
M_u [kNm]	137,6	168,3	203,7	226,7	205,6	206,2	97,4	325,9	166,6	294,8
zugh $\sigma_{su,test}$ [N/mm^2]	464	431	524	563	483	521	445	445	468	420
$\gamma_{mod} = \sigma_{su,test}/\sigma_{su,cal}$ für l_0 with f_{bm}	1,11	1,05	1,36	1,32	1,20	0,98	1,10	1,00	1,09	1,08

Tab. 20: Zusammenfassung der Tragfähigkeiten

Bild 57: Modellsicherheitsfaktor $\gamma_{mod} = \sigma_{su,test}/\sigma_{su,cal}$

$$\begin{aligned} f_{ck,cyl} &= 36,99 \text{ N/mm}^2 - 4 \text{ N/mm}^2 \\ &= 32,99 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot (32,99 \text{ N/mm}^2)^{2/3} = 3,09 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{bm} = 2,25 \cdot 3,09 \text{ N/mm}^2 = 6,94 \text{ N/mm}^2$$

$$l_0 = \alpha_2 \cdot \alpha_6 \cdot \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{su,cal}}{f_{bm}}$$

$$351 \text{ mm} = 0,775 \cdot 1,5 \cdot \frac{20}{4} \cdot \frac{\sigma_{su,cal}}{6,94}$$

$$\rightarrow \sigma_{su,cal} = 419 \text{ N/mm}^2 (< 435 \text{ N/mm}^2)$$

$$\rightarrow \gamma_{mod} = \sigma_{su,test} / \sigma_{su,cal} = 464 / 419 = 1,11$$

γ_{mod} Modellsicherheitsbeiwert

Bei einer Bemessung der Stöße auf dem Niveau der mittleren Verbundfestigkeit f_{bm} muss der Modellsicherheitsbeiwert $\gamma_{mod} = \sigma_{su,test}/\sigma_{su,cal}$ im Mittel mindestens 1,0 betragen. Dies trifft hier bereits für nahezu alle Einzelversuche zu. D. h. mit den durchgeführten Versuchen konnte für die nach EN 1992-2 und auf Mittelwertniveau ausgelegten Stöße eine ausreichende Tragfähigkeit nachgewiesen werden (Bild 57).

4.7.3 Rissbreiten

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit liegen die Stahlspannungen etwa zwischen 150 bis 300 N/mm². Die Messung und Bewertung der Rissbreiten erfolgte unter Gebrauchslastniveau.

Durch das Eigengewicht und die aufgebrachte Prüfzylinderkraft entstanden zunächst Biegerisse über den Auflagern. Bei weiterer Laststeigerung entstanden weitere Biegerisse im Bereich des konstanten Momentes zwischen den Auflagern. Im unmittelbaren

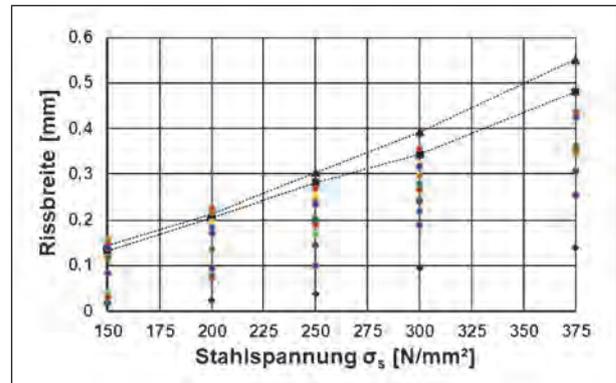


Bild 58: Beispielhafte Rissbreitenverteilung der Spur „a“ des Versuchsträgers B2

ren Bereich des Übergreifungsstoßes waren die Rissbreiten aufgrund des doppelt so großen Bewehrungsgrades sichtbar kleiner. Mithilfe der Setzdehnungsmessung konnte die Rissverteilung und die Rissbreitenentwicklung im Bereich des konstanten Momentes sehr akkurat erfasst und dokumentiert werden. Bild 58 zeigt beispielhaft die Auswertung der Spur „a“ (Balkenoberseite) des Trägers B2. In der Bild steht jede Farbe für einen Riss und dessen Breitenentwicklung. Die Risse, die sich an den Stoßenden einstellen sind als schwarzes Dreieck und Quadrat dargestellt sowie durch die gestrichelten Linien verbunden. In allen Versuchen konnte ein großer Streubereich der gemessenen Rissbreiten festgestellt werden.

Die Rissbreiten unmittelbar am Ende des Übergreifungsbereichs befanden sich tendenziell stets im oberen Streubereich. Vergleichbare Rissbreiten traten allerdings auch außerhalb des Stoßbereichs auf. Die maximalen Rissbreiten an den Stoßenden und außerhalb des Stoßes sind in Tabelle 21 und 22 zusammengefasst. Auf Grundlage der Ergebnisse unter Gebrauchslastniveau konnte bei den durchgeführten Versuchen kein Einfluss der Übergreifungslänge hinsichtlich einer übermäßigen Rissbreitenzunahme an den Stoßenden gegenüber den Bereichen außerhalb des Stoßes beobachtet werden.

Die Versuche B2, B3 und B4 zeigten, dass bei gleicher Betondeckung eine größere Übergreifungslänge zu kleineren Rissbreiten an den Stoßenden und außerhalb des Stoßes führt.

Eine größere Betondeckung und eine damit einhergehende kürzere Übergreifungslänge (B9) führten zu kleineren Rissbreiten an den Stoßenden. Die Rissbreiten des Trägers B9 außerhalb des Stoßes waren mit denen des Versuchsträgers B2 vergleichbar.

Versuchs-träger	$\sigma_s = 150 \text{ [N/mm}^2\text{]}$		$\sigma_s = 200 \text{ [N/mm}^2\text{]}$		$\sigma_s = 250 \text{ [N/mm}^2\text{]}$		$\sigma_s = 300 \text{ [N/mm}^2\text{]}$	
	W_{\max} Stoßenden [mm]	W_{\max} außerhalb der Stöße [mm]						
B1	0,195	0,215	0,264	0,288	0,353	0,392	0,460	0,516
B2	0,145	0,165	0,214	0,238	0,305	0,342	0,393	0,466
B3	0,110	0,118	0,219	0,208	0,272	0,304	0,368	0,411
B4	0,076	0,092	0,171	0,212	0,261	0,282	0,370	0,357
B5	0,104	0,105	0,149	0,163	0,209	0,260	0,280	0,256
B6	0,081	0,184	0,164	0,253	0,242	0,300	0,320	0,390
B7	0,030	0,040	0,040	0,040	0,100	0,120	0,170	0,230
B8	0,170	0,190	0,260	0,290	0,360	0,370	0,470	0,450
B9	0,060	0,190	0,110	0,220	0,150	0,320	0,260	0,450
B10	0,120	0,170	0,170	0,230	0,240	0,300	0,290	0,370

Schwarz fett = W_{\max} Stoßende > W_{\max} außerhalb Stoß

Tab. 21: Zusammenstellung der maximal gemessenen Rissbreiten auf der Balkenoberseite

Versuchs-träger	$\sigma_s = 150 \text{ [N/mm}^2\text{]}$		$\sigma_s = 200 \text{ [N/mm}^2\text{]}$		$\sigma_s = 250 \text{ [N/mm}^2\text{]}$		$\sigma_s = 300 \text{ [N/mm}^2\text{]}$	
	W_{\max} Stoßenden [mm]	W_{\max} außerhalb der Stöße [mm]						
B1	0,164	0,163	0,246	0,225	0,328	0,381	0,418	0,506
B2	0,144	0,113	0,196	0,191	0,278	0,331	0,368	0,456
B3	0,099	0,097	0,167	0,172	0,242	0,259	0,308	0,360
B4	0,040	0,093	0,130	0,212	0,197	0,275	0,286	0,334
B5	0,049	0,111	0,133	0,155	0,186	0,194	0,230	0,238
B6	0,063	0,135	0,071	0,188	0,131	0,262	0,219	0,402
B7	0,020	0,030	0,030	0,040	0,090	0,110	0,150	0,210
B8	0,140	0,180	0,180	0,260	0,250	0,320	0,310	0,360
B9	0,050	0,090	0,070	0,190	0,120	0,290	0,280	0,330
B10	0,100	0,160	0,200	0,240	0,160	0,250	0,230	0,300

Schwarz fett = W_{\max} Stoßende > W_{\max} außerhalb Stoß

Tab. 22: Zusammenstellung der maximal gemessenen Rissbreiten in Höhe der Querbewehrung

Mit den Versuchen B6 und B10 wurden zwei Versuche mit einem Stoßanteil von 50 % der Bewehrungsstäbe in einem Querschnitt mit einlagiger (B6) und zweilagiger Bewehrungsanordnung (B10) durchgeführt. Bei der zweilagigen Anordnung wurden jeweils 100 % der Stäbe in einer Lage gestoßen. Die bei beiden Versuchen unter Gebrauchslastniveau gemessenen Rissbreiten am Stoßende und außerhalb des Stoßes lagen im gleichen Streubereich. Hier konnte bei dem Versuch mit zweilagi-

ger Bewehrungsanordnung kein negativer Einfluss aufgrund der 100 % gestoßenen Stäbe in einer Lage gegenüber dem Versuch mit einlagiger Bewehrung auf die Gebrauchstauglichkeit festgestellt werden.

5 Numerische Simulationsberechnungen

5.1 Allgemeines

Zur Untersuchung des Einflusses von Parametern, die im Rahmen der Versuche nicht variiert werden konnten, wird zusätzlich eine Simulationsberechnung mit der Methode der Finiten Elemente am dreidimensionalen Modell durchgeführt, um Tendenzen bezüglich des Tragverhaltens und der Stoßtragfähigkeit aufzuzeigen.

Die numerische Simulation erfolgt mit dem Programm ATENA 3D, um das Verhalten der Übergreifungsstöße unter Laststeigerung durch die räumliche Bild der Tragwirkung möglichst realitätsnah numerisch zu analysieren.

Auf Grundlage der an Probekörpern gemessenen Materialkennwerte wird zunächst der Versuchsträger B2 nachgerechnet und das Rechenmodell kalibriert. Anhand dieses kalibrierten Modells werden im Nachgang Variationen des 2-Lagen-Stoßes (Versuch B10), die nicht im Realversuch durchgeführt wurden, mittels Simulationsberechnungen analysiert.

5.2 Numerische Simulationsberechnungen

5.2.1 Materialmodelle

Beton

Für den Beton kommt das in ATENA implementierte, nichtlineare Materialgesetz CC3DNonLinCementitious2 zum Einsatz. Dieses Materialmodell kombiniert die grundlegenden Modelle für das Zug- und Druckverhalten von Beton, um die Rissbildung sowie die Plastizität zu simulieren. Das Modell basiert dabei auf dem klassischen Konzept der orthotropen verschmierten Risse. Um die Kombination des Schädigungs- und Plastizitätsmodells zu ermöglichen, dient der Ansatz der Spannungszzerlegung nach de BORST. Dieser Ansatz gewährleistet eine Lösung für alle Größen der Dehnungszunahme. Zusätzlich zu der kombinierten Erfassung der beiden Modelle besteht die Möglichkeit das Rissmodell separat zu betrachten. Das Materialmodell CC3DNonLinCementitious2 beinhaltet, neben dem RANKINE Versagenskriterium, zwei verschiedene Ansätze der Rissbandmodellierung. Das implizierte

Verfestigungs- und Entfestigungs-Plastizitätsmodell basiert auf der Bruchfläche für den allgemeinen dreiachsigen Spannungszustand von MENÉTREY WILLIAM. Es kann insbesondere für die Simulation der Rissbildung und das Risssschließen verwendet werden.

Als Eingangswert für das Materialmodell Nonlinear Cementitious 3D wird zunächst nur die Betonwürfeldruckfestigkeit eines Würfels mit 150 mm Kantenlänge benötigt. Alle weiteren Parameter wie z. B. Zugfestigkeit, Bruchenergie und E-Modul leitet das Programm aus der Würfeldruckfestigkeit ab. Die physikalisch nicht messbaren Eingangsparameter des Materialmodells wurden im Rahmen der hier durchgeführten Betrachtungen auf die von ATENA für Normalbeton empfohlenen Standardwerte gesetzt.

Für weitere Details zum Stoffmodell 3D Non Linear Cementitious 2 wird auf CERVENKA 2008 und CERVENKA 2013 verwiesen. Da bei dem hier untersuchten Problem der Übergreifungsstöße das Zugversagen des Betons maßgebend ist, kommt dem Materialmodell für den Beton eine entscheidende Bedeutung zu.

Betonstahl

Für die Eingabe des Materialmodells für die Bewehrung kann in ATENA zwischen einem elastischen, elastisch-plastischen und versteifenden oder multilinenen Materialgesetz gewählt werden. Für die hier durchgeführten nichtlinearen Berechnungen wurde der Betonstahl mit einer idealisierten bilinearen Spannungs-Dehnungs-Linie beschrieben.

Verbund

Eine weitere entscheidende Bedeutung kommt der Modellierung des Verbunds zwischen dem Betonstahl und dem umhüllenden Beton zu.

Von einer sehr detaillierten Modellierungen in Anlehnung an die Berechnungen in DAfStb Heft 301 mit konkreter Erfassung der Rippengeometrie und in Abhängigkeit von der Druckbeanspruchung gestaffelten Elementsteifigkeit wird aufgrund der erheblichen Anzahl der finiten Elemente und dem daraus resultierenden hohen Rechenaufwand Abstand genommen. Dementsprechend werden, die von ATENA vorgegebenen idealisierten, nichtlinearen Verbundgesetze nach Model Code 1990 für die Kontakt- bzw. Verbundelemente zwischen Stahl-

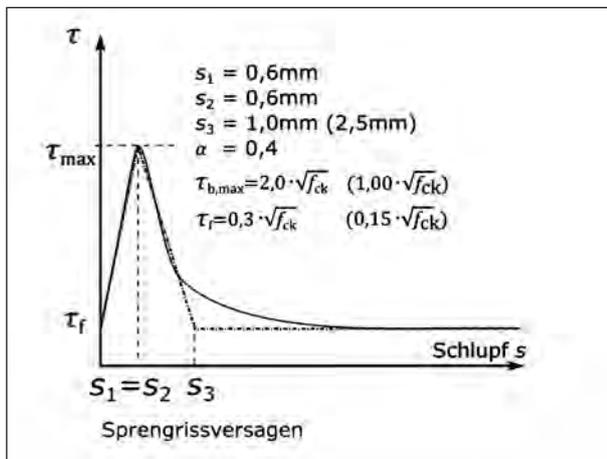


Bild 59: Verbundgesetz bei Sprenggrissversagen nach Model Code 1990

oberfläche und Betonumhüllung adaptiert. Dies entspricht auch der Herangehensweise von LETTOW 2006 und BURKHARDT 2000.

Für den Betonstahl wird folglich das in Bild 59 dargestellte Verbundgesetz, bei dem die maximale Verbundspannung durch Sprenggrissversagen begrenzt wird, verwendet.

In Anlehnung an den Model Code 1990 ermittelt sich die maximale Verbundspannung τ_{max} bei Sprenggrissversagen zu:

$$\tau_{max} = 2,0 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (18)$$

Die Reibverbundspannung τ_f ergibt sich zu:

$$\tau_f = 0,3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (19)$$

ATENA rechnet die programmintern ermittelten zweidimensionalen Verbundspannungen in Ebene der Verbundfuge im Kontaktelement zwischen Stahl und Beton in eine Resultierende um. Diese resultierende Verbundspannung wird in die ursprünglich für eindimensionale Betrachtungen abgeleiteten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen eingeführt. Die Spannungen σ senkrecht zur Verbundfuge werden im Kontaktelement zwischen Stahl und Beton möglichst realistisch berücksichtigt. Während senkrecht zur Verbundfuge die Übertragung von Zugspannungen ausgeschlossen ist, können Druckspannungen übertragen werden.

5.2.2 Lösungsverfahren

Neben den im Programm zur Verfügung gestellten Materialmodellen spielen bei nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen auch die verwendeten Lö-

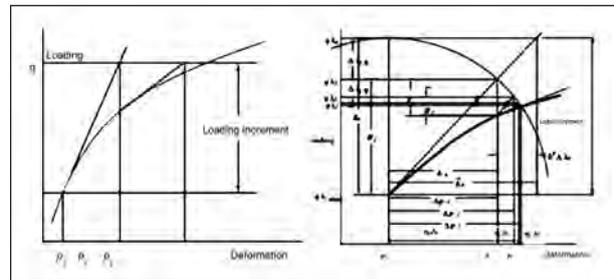


Bild 60: Newton-Raphson-Lösungsverfahren (links) und Bogenlängen-Methode (rechts) (CERVENKA 2013)

sungsverfahren für die nichtlinearen Gleichungssysteme eine wesentliche Rolle. Zwei übliche Lösungsverfahren sind in ATENA implementiert, das Newton-Raphson-Verfahren und die Bogenlängen-Methode. Das Prinzip der beiden Lösungsverfahren ist in Bild 60 dargestellt.

Dem Anwender stehen zusätzlich weitere Einstellungsmöglichkeiten zu Verfügung:

- Die Line-Search-Methode kann in Verbindung mit beiden Lösungsverfahren verwendet werden, um die Konvergenzgeschwindigkeit zu beschleunigen.
- Optimierte Nummerierung der Knoten; Sloan-Methode oder Gibs-Pole-Methode.
- Zwei Möglichkeiten zur Aktualisierung der Steifigkeitsmatrix: nach Iteration oder nach Laststufe.
- Zwei Steifigkeitstypen für die Aufbringung der Laststufen: tangential oder elastisch.
- Maximale Anzahl an Iterationen; beim Erreichen dieses Grenzwerts wird die nächste Laststufe aufgebracht.
- Vier Konvergenzkriterien werden überprüft: Verschiebungsinkrement, normalisierte Restkraft, absolute Restkraft und Energie-Toleranz. Eine Laststufe wird beendet, wenn alle Konvergenzkriterien eingehalten werden.
- Entsprechend den vier Konvergenzkriterien können vier Multiplikatoren eingestellt werden, entweder nach jeder Iteration oder nach jeder Laststufe um die Simulation abzubrechen, wenn die berechneten Residuen zu groß sind (Break immediately, Break after step).

Grundsätzlich unterscheiden sich die beiden Lösungsverfahren dadurch, dass beim Newton-Raphson-Verfahren entweder die Kraft oder die

Verschiebung vorgegeben und festgehalten wird und der jeweils andere Wert im Rahmen der Iterationen bestimmt wird, bis die Konvergenzkriterien erfüllt sind. Bei der Bogenlängen-Methode wird sowohl die Kraft als auch die Verschiebung in jeder Laststufe angepasst. Eine aus der Strukturoptimierung hergeleitete Methode ist die Line-Search-Methode. Zur Minimierung des aufgebrachtene Verschiebungsincrements und der Ungleichgewichtskräfte wird ein neuer Parameter η eingeführt. Das üblicherweise zur Anwendung kommende Verfahren zur Berechnung nichtlinearer Gleichungssysteme ist das Newton-Raphson-Verfahren. Aus mathematisch anschaulicher Sicht ist das Newton-Raphson-Verfahren ein iteratives Verfahren zur Bestimmung einer Nullstelle einer nichtlinearen Funktion. Für die Simulation des Nachbruchverhaltens wird die Bogenlängen-Methode empfohlen.

5.2.3 Strukturmodell

Die geometrische Modellierung des Versuchskörpers erfolgt nach Vorgabe der Schal- und Bewehrungspläne über so genannte Makroelemente. Die Netzgenerierung der Makroelemente erfolgt automatisch. Für den Beton und die Stahlplatten werden 8-knotige, lineare Volumenelemente eingesetzt. Die Modellierung der Bewehrung erfolgt durch diskrete eingebettete Stabelemente.

Die globale Elementgröße des FE-Netzes (maximale Seitenlänge) beträgt 0,05 m. Die Eingabe der Lasteinleitungs- und Lagerplatten erfolgt über Makroelemente. Diese Makroelemente werden anschließend mit einem automatischen Netzgenerierer vernetzt. Das generierte FE-Netz ist für den halben Versuchsträger in Bild 61 dargestellt.

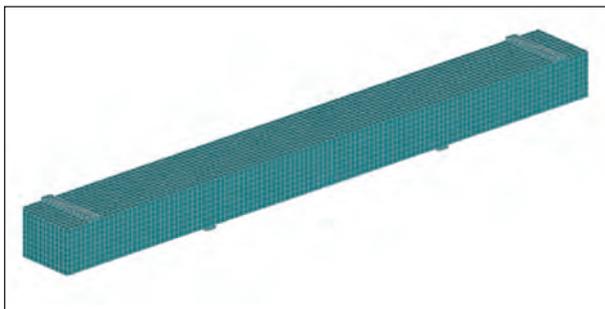


Bild 61: Darstellung des verwendeten FE-Netzes für die Simulationen des Versuchsträgers

5.3 Validierung des FE-Modells durch Versuchsnachrechnung

5.3.1 Modellierung des Betons

Die Validierung erfolgt durch Nachrechnung des Versuchs B2.

Für die Modellierung des Betons wird das in ATENA implementierte, nichtlineare Materialgesetz „3D Nonlinear Cementitious 2“ eingesetzt.

Die Materialparameter werden entsprechend der gemessenen Betonfestigkeiten angesetzt.

Die am Versuchstag gemessene Betondruckfestigkeit an Würfeln wurde auf die einachsiale Betondruckfestigkeit mit folgender Formel nach DAfStb Heft 597 umgerechnet:

$$f_{1c,cu} = 0,81 \cdot f_{c,cu} \quad (20)$$

Die gemessene Spaltzugfestigkeit wird ebenso nach DAfStb Heft 597 auf die einachsiale Betonzugfestigkeit umgerechnet:

$$f_{1c,ct} = 0,9 \cdot f_{ct,sp} \quad (21)$$

Die in der Simulation verwendeten Materialparameter für die Versuchsnachrechnung B2 sind in Tabelle 23 zusammengefasst. Die weiteren Eingangsparameter die keinen physikalisch messbaren Wert haben wurden auf die von ATENA für Normalbeton empfohlenen Standardwerte gesetzt.

5.3.2 Modellierung des Betonstahls

Für die Simulation wurde der Betonstahl für Längs- und Bügelbewehrung mit einer idealisierten bilinearen elastisch-plastischen Spannungs-Dehnungs-Linie mit Verfestigung modelliert. Die Betonstahlbewehrung wurde mit diskreten eingebetteten Bewehrungsstäben modelliert (Bild 62).

E-Modul	$E_{cm} =$	35160	MN/m ²
Querdehnzahl	$\mu =$	0.20	[-]
Einaxiale Druckfestigkeit	$f_{cm} =$	43,63	MN/m ²
Plastische Stauchung bei f_{cm}	$\epsilon_{cp} =$	-1,195	‰
Mittlere Betonzugfestigkeit	$f_{ctm} =$	3,01	MN/m ²
Bruchenergie G_f	$G_f =$	$7,433 \cdot 10^{-5}$	MN/m
Spezifische Wichte		23.00	kN/m ³

Tab. 23: Materialeigenschaften des Betons (Messwerte)

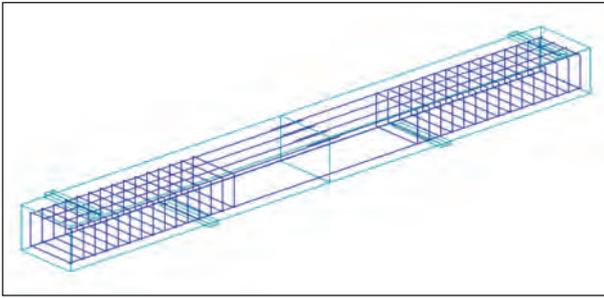


Bild 62: Darstellung der diskreten Bewehrungsstäbe im Beton (B2)

\varnothing [mm]	f_{sy} [N/mm ²]	f_t [N/mm ²]	ε_t [‰]	E-Modul [N/mm ²]
20	527,8	649,1	100	211545

Tab. 24: Materialkennwerte des Betonstahls (Messwerte)

Der gemessene Materialparameter wurden für die Modellierung des Betonstahls verwendet (Tabelle 24).

5.3.3 Aufbringung der Belastung

Bei der nichtlinearen Finite-Elemente-Simulation der Versuchsträger wird die Last schrittweise bis zum Erreichen der Bruchlast gesteigert. Die Belastung im realen Versuch durch die hydraulischen Pressen wird im numerischen Modell schrittweise durch eine vorgegebene Steigerung der Verformung von 0,1 mm je Lastschritt an den Lasteinleitungsplatten aufgebracht. Durch diese weggesteuerte Berechnung ist es möglich, auch den abfallenden Ast der Last-Verformungs-Kurve nach Erreichen der rechnerischen Höchstlast abzubilden.

5.3.4 Ergebnisse der Nachrechnung von Versuch B2

Last-Verformungs-Kurve und Traglast

Die Last-Verformungs-Kurve aus der ATENA-Simulation werden der Last-Verformungs-Kurve aus dem realen Versuch in Bild 63 gegenübergestellt.

Hier ist zu erkennen, dass in der Simulation bei einer Pressenkraft von ca. 55 kN der Übergang im gerissenen Zustand II startet. Bei einer Last von 132 kN und einer Verformung am Kragarm von 20,0 mm ist die Tragfähigkeit in der Simulation erreicht und die Last kann nicht mehr gesteigert werden. Die Bruchlast im Realversuch betrug 135 kN. Dabei konnte am Kragarm eine Verformung von

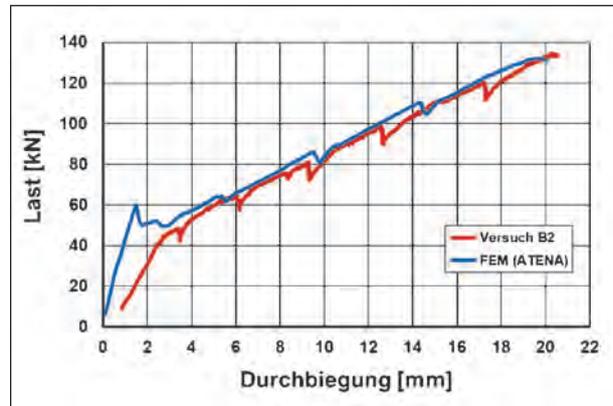


Bild 63: Versuch B2 – Last-Verformungs-Kurven aus Versuch und ATENA-Simulation(Verformung am Kragarm)

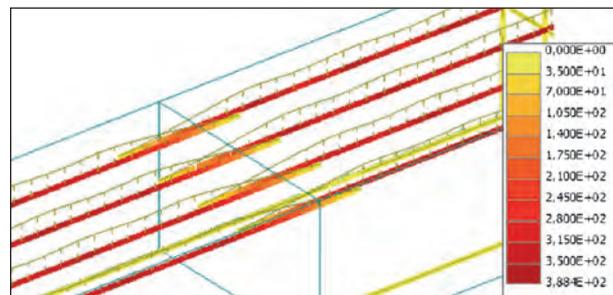


Bild 64: Versuch B2 – Stahlspannung der Längsbewehrung im Übergreifungsbereich (kurz vor dem Bruch)

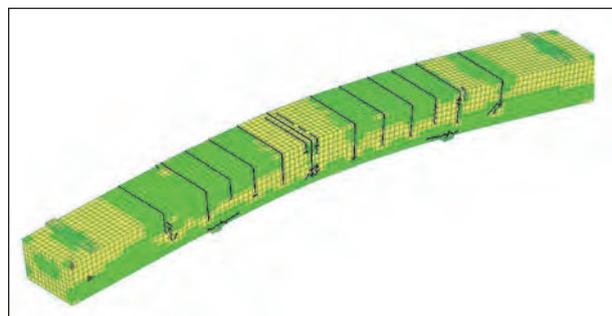


Bild 65: Versuch B2 – Simulation mit verschmierter Rissbildung (kurz vor dem Bruch); Rissbreiten $\geq 0,1$ mm

20,6 mm (WA4) gemessen werden. Im Vergleich zum Versuch ergibt die Finite-Elemente-Simulation eine Unterschätzung der Traglast von lediglich 3 %. Eine derartig gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Simulation ist nur möglich, weil die Zugfestigkeit des Betons relativ genau bekannt ist.

Versagensmechanismus

In der ATENA-Simulation stellt sich wie im Realversuch ein Verbundversagen ein. Bild 64 zeigt den Verlauf der rechnerischen Stahlspannungen in der Längsbewehrung im Stoßbereich kurz vor dem Versagen. Der Bewehrungsstahl erreicht an den Stoß-

enden eine maximale Spannung von 388 N/mm^2 . Ein Biegeversagen kann somit auch aufgrund einer maximalen Betondruckspannung von 20 N/mm^2 ausgeschlossen werden.

Die Simulationsberechnung des Versuchs B2 liefert eine gute Übereinstimmung mit den gemessenen Werten. Auf Grundlage dieses kalibrierten Rechenmodells wird in Kapitel 5.4 in Anlehnung an den Versuchsbalken B10 eine Parameterstudie für verschiedene Varianten zu einer 2-lagigen Stoßausbildung durchgeführt.

5.4 Parameterstudie 2-Lagen-Stoß

Bild 66 zeigt Varianten mehrlagiger Bewehrungskonfiguration im Stoßbereich. Der Realversuch B10 wurde als Konfiguration (b) ausgeführt (siehe Bild 36), da für diese Form der Bewehrungsverteilung das ungünstigste Tragverhalten vermutet wurde.

Nachfolgend werden die Versuche B10 (Konfiguration (b)), die Konfiguration (a) und (d) simuliert und die Ergebnisse vergleichend gegenübergestellt. Dabei wird die Modellierung des Betons, des Verbundes und Betonstahls sowie die Lastaufbringen ohne jegliche Veränderungen vom Rechenmodell des Balkens B2 übernommen. Lediglich die jeweilige Bewehrungsanordnung wird der Konfiguration entsprechend angepasst.

In Bild 67 werden die Last-Verformungs-Kurven der ATENA Simulationen der Konfigurationen (a), (b) und (d), der Last-Verformungs-Kurve aus dem realen Versuch B10 (Konfiguration (b)) vergleichend gegenübergestellt. Bei einer Pressenkraft von ca. 70 kN beginnt in allen Simulationsberechnungen, unabhängig von der jeweiligen Konfiguration, der Übergang zum Zustand II. Der Versuchsträger B10 zeigte ein vergleichbares Tragverhalten wie ein konventioneller 50%-Stoß (vgl. Kapitel 4.7.1). Nach Überschreiten der Stoßtragfähigkeit, fiel die Verformungskurve unmittelbar auf ca. 60 % der maximal erreichten Traglast ab und ging in einen horizontalen Verlauf über. Ein ähnliches Tragverhalten zeigt sich auch bei allen Konfigurationen der Simulationsberechnungen. Allerdings ist in den FEM-Simulationen lediglich ein Traglastabfall auf 80 % zu verzeichnen, während die Traglast im realen Versuch auf ca. 60 % abfiel.

Im Vergleich zum Realversuch B10 (b) ergibt die Finite-Elemente-Simulation der Konfiguration (b)

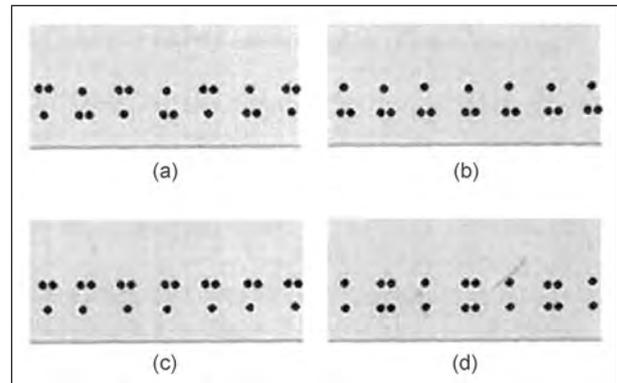


Bild 66: Zulässige mehrlagige Bewehrungskonfigurationen nach EN 1992-1-1

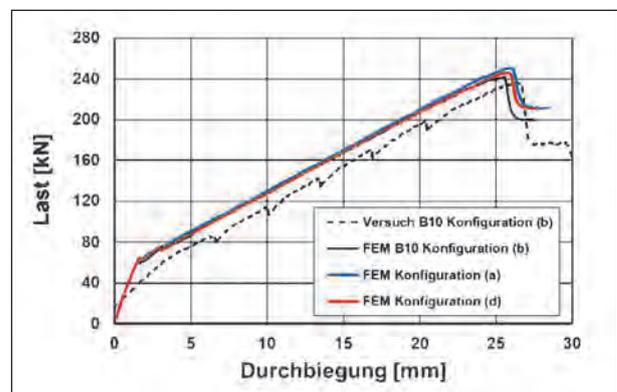


Bild 67: Last-Verformungs-Kurven aus Versuch und ATENA-Simulationen (Verformung am Kragarm)

	max. Traglast [kN]	zug Verformung (Kragarm) [mm]
Versuch B10 (b)	236	26,35
Konfiguration (a)	251	26,00
Konfiguration (b)	243	25,60
Konfiguration (d)	246	25,90

Tab. 25: Maximale Traglast und zugehörigen Verformung aus Versuch und ATENA-Simulationen

eine geringfügige Überschätzung der Traglast von 3 %. Die höchste Traglast erreicht die Konfiguration (a) mit 251 kN . Das Streuband der erreichten Traglasten ist mit einer Differenz von 8 kN jedoch sehr gering, sodass anhand der Simulationen keine gesicherte Aussage hinsichtlich der statisch günstigsten Bewehrungsdurchbildung im Stoßbereich getroffen werden kann. Demnach wären praktisch alle Varianten gleichwertig, was jedoch durch weitere Versuche abgesichert werden muss.

Die Stahlspannung im Übergreifungsbereich liegt in allen Simulationsberechnungen beim Erreichen der maximalen Traglast zwischen 360 und 400 N/mm^2

(siehe Bilder 69, 71 und 73), während die durchlaufende Bewehrung die Fließgrenze überschreitet. Für den Übergreifungsstoß stellt sich daher ein Verbundversagen ein. In den Rissbildern der Berechnungen der Konfigurationen (b) (Bild 68) und (d)

(Bild 72) sind die primären Längsrisse, die das Verbundversagen initiieren erkennbar. Großformatige Bilder der Ergebnisse sind dem Anhang C zu entnehmen.

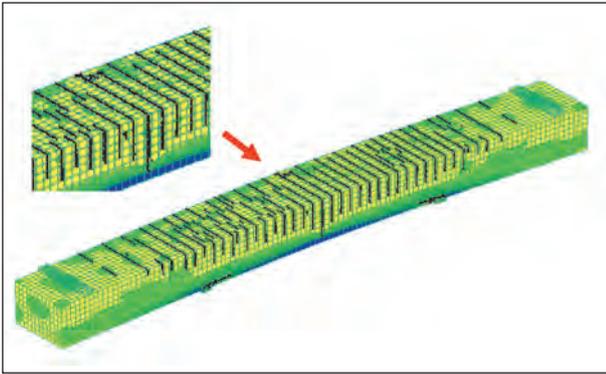


Bild 68: Versuch B10 (Konfig. b) – Rissbild Simulation (maximale Tragfähigkeit); Rissbreiten $\geq 0,1$ mm

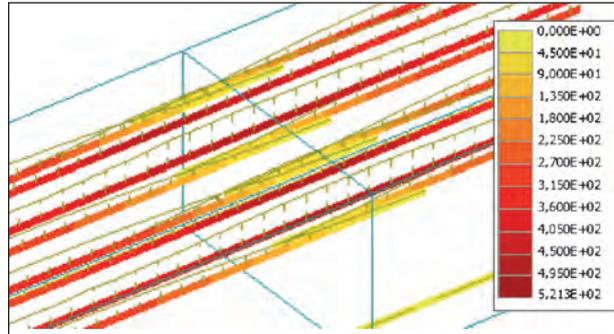


Bild 71: Konfiguration (a) – Stahlspannung der Längsbewehrung im Übergreifungsbereich (maximale Tragfähigkeit)

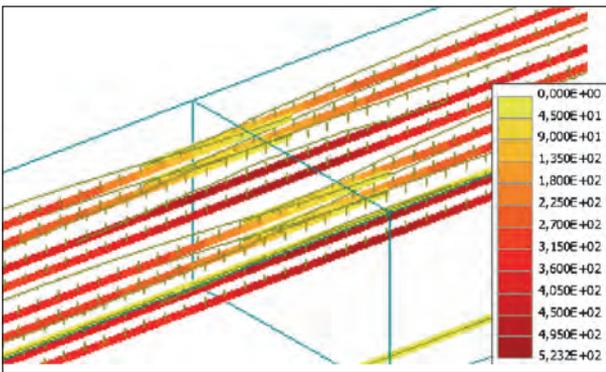


Bild 69: Versuch B10 (Konfig. b) – Stahlspannung der Längsbewehrung im Übergreifungsbereich (maximale Tragfähigkeit)

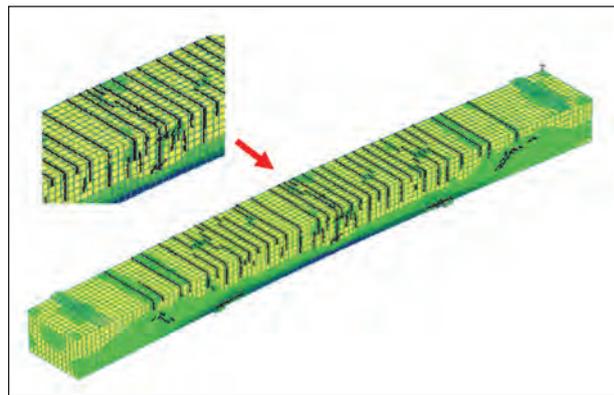


Bild 72: Konfiguration (d) – Rissbild Simulation (maximale Tragfähigkeit); Rissbreiten $\geq 0,1$ mm

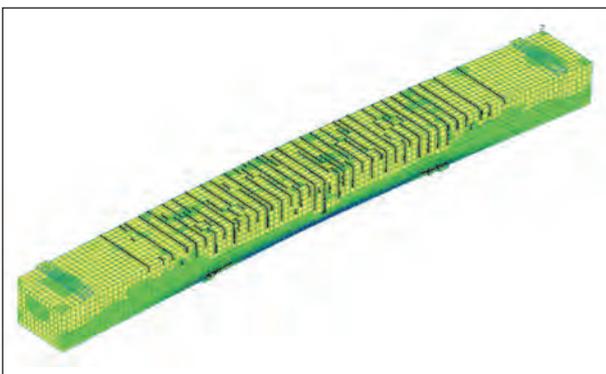


Bild 70: Konfiguration (a) – Rissbild Simulation (maximale Tragfähigkeit); Rissbreiten $\geq 0,1$ mm

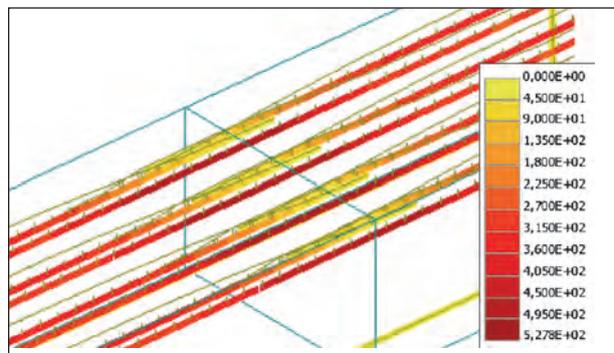


Bild 73: Konfiguration (d) – Stahlspannung der Längsbewehrung im Übergreifungsbereich (maximale Tragfähigkeit)

6 Zusammenfassung und Ausblick

6.1 Zusammenfassung

Im Rahmen des von der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) beauftragten Forschungsprojekts wurden zehn Beam-End Tests zur Untersuchung des Verbundverhaltens sowie zehn 4-Punktbiegeversuche mit Übergreifungsstößen durchgeführt. Im Vordergrund stand dabei, die maßgeblichen Einflussparameter auf die Verbundcharakteristik und die Verbundfestigkeit sowie das Verhalten der Stöße unter Gebrauchslast und im Bruchzustand zu identifizieren und deren Quantifizierung. Die ermittelten Ergebnisse sollten mit den derzeit gültigen Normen EN 1992 sowie DIN EN 1992-2/NA für Deutschland verglichen werden.

Bei den Beam-End Tests konnte der günstige Einfluss einer größeren Betondeckung ($> 1,0 \varnothing_s$) eindeutig beobachtet und bestätigt werden. Eine zusätzliche Querbewehrung wirkte sich zwar nicht tragfähigkeitssteigernd aus, sie bewirkte aber ein duktileres Verhalten im Nachbruchbereich. Die gemessenen Verbundfestigkeiten aller Versuche lagen über dem Bemessungswert nach EN 1992-1-1. Die Bemessungswerte nach Norm entsprachen am ehesten den Versuchsergebnissen der Versuche mit kleiner Betondeckung. Aufgrund der kurzen Verbundlängen in den Versuchen waren die Verbundfestigkeiten allerdings relativ großen Streuungen unterworfen und waren dadurch nicht unmittelbar mit dem Bemessungswert nach EN 1992-1-1 vergleichbar.

In allen 4-Punktbiegeversuchen mit Stoßausbildung konnte für die mit dem Bemessungsmodell nach EN 1992-2 auf Mittelwertniveau der Verbundfestigkeit (f_{bm}) ausgelegten Versuchsbauteile mit im Vergleich zum deutschen Nationalen Anhang kürzeren Übergreifungslängen eine ausreichende Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit hinsichtlich des Rissverhaltens und der Rissbreiten an den Stoßenden unter statischer Kurzzeitbelastung nachgewiesen werden.

Auf Grundlage der Ergebnisse unter Gebrauchslastniveau konnte bei den hier durchgeführten Versuchen kein Einfluss der kürzeren Übergreifungslänge nach EC2 hinsichtlich einer übermäßigen Rissbreitenzunahme an den Stoßenden gegenüber einer Rissbreitenzunahme in den Bereichen außerhalb des Stoßes beobachtet werden. Dieses Krite-

rium kann daher nicht bestätigt werden und als Begründung für die deutlich längeren Übergreifungen nach DIN EN 1992-2/NA gegenüber EN 1992-2 herangezogen werden.

6.2 Ausblick

Das durchgeführte FE-Vorhaben hat jedoch auch gezeigt, dass noch weitere Forschungsbedarf besteht. Die bisher durchgeführten Versuche erfolgten alle unter einer Kurzzeitbelastung. Der Fokus zukünftiger Forschungsarbeiten sollte auf dem Einfluss des Verbundkriechens infolge einer Dauerlast sowie den Einfluss einer zyklischen Beanspruchung auf die Rissbreitenentwicklung besonders an den Stoßenden gerichtet werden.

Die Versuche wurden mit einem Stabdurchmesser $\varnothing = 20$ mm durchgeführt, lediglich bei dem Versuch B7 ($\varnothing = 12$ mm) und B8 ($\varnothing = 28$ mm) erfolgte eine Variation. Gleiches gilt für die Druckfestigkeit des Betons. Hier wären gezielte Variationen dieser Parameter in weiteren Versuchen wünschenswert, besonders was die großen Stabdurchmesser ($\varnothing = 28$ mm) bei kleinen lichten Stababständen betrifft. Der Mehrlagenstoß sollte ebenfalls durch weitere systematische Versuche abgeklärt werden. Hierzu liegen nur die positiven Ergebnisse eines Versuches sowie die Simulationsberechnungen zum Aufzeigen von Tendenzen vor. Die Regelungen hierzu in DIN EN 1992-2/NA sind derzeit wesentlich restriktiver als in den benachbarten europäischen Ländern.

Interessant wären einige vergleichende Versuche mit zentrischer Zugbeanspruchung, da bei diesen das Abklappen der Bewehrung bei 100%-Stößen in Verbindung mit einem sehr spröden Versagen nicht zu erwarten ist. Bei den 100%-Stößen in Biegebauteilen sollte die Wirksamkeit einer Anordnung von Steckbügeln im Stoßbereich zur Vermeidung eines Abklappens mit sprödem Versagen experimentell untersucht werden. Ziel sollte die Ableitung von Konstruktionsregeln sein, um auch hier ein möglichst duktileres Versagen sicherzustellen.

Häufig müssen Übergreifungsstöße in Bauteilen ausgebildet werden, in denen die Bewehrung nur zur Begrenzung der Rissbreiten dient (z. B. horizontale Wandbewehrung in Widerlagern). Es stellt sich die Frage, ob hier die Übergreifungslängen gegenüber einer tragenden Bewehrung mit $\sigma_{sd} = f_{yd}$ im GZT reduziert werden dürfen.

Einen weiteren Aspekt stellt die Ermüdungsfestigkeit von Stößen unter einer zyklischen Beanspruchung dar, wobei sich eine Querkzugspannung, beispielsweise infolge Haupttragwirkung in Längsrichtung, zusätzlich ungünstig auswirkt.

Literatur

- ACI 318M: 2011
ACI 318M-11: Building Code Requirements for Structural Concrete. An ACI Standard and Commentary, American Concrete Institute, September 2011
- ANGNES 2015
ANGNES, U.: Bemessung von zugbeanspruchten kombinierten Übergreifungsstößen aus Glatt- und Rippenstählen beim Bauen im Bestand. Dissertation TU Kaiserslautern, 2015
- ASTM 2010
ASTM International (2010): A944-10: Standard Test Method for Comparing Bond Strength of Steel Reinforcing Bars to Concrete Using Beam-End-Specimens. Distributed under ASTM license by Beuth Verlag
- BURKHARDT 2000
BURKHARDT, J.: Zum Tragverhalten von Übergreifungsstößen in hochfestem Beton, Dissertation RWTH Aachen 2000
- CERVENKA 2008
CERVENKA, J.: Three dimensional combined fracture-plastic material model for concrete. International journal of plasticity. Volume 24, 2008
- CERVENKA 2013
CERVENKA, V.: 1985. Constitutive Model for cracked reinforced concrete. ACI Journal. V. 82, 1985, Bd. No. 6. 2013. Reliability-based non-linear analysis according to fib Model Code 2010. Structural Concrete. 14, 2013, Bd. 1
- DAfStb Heft 301
ELIGEHAUSEN, R.: Übergreifungsstöße zugbeanspruchter Rippenstäbe mit geraden Stabenden, DAfStb Heft 301, 1979
- DAfStb Heft 597
REINECK, K.; KUCHMA, D.; FITIK, B.: Erweiterte Datenbanken zur Überprüfung der Querkraftbemessung für Konstruktionsbetonteile mit und ohne Bügel; DAfStb Heft 597, 2012
- DIN EN 1992-1-1
DIN EN 1992-1-1:2011-01, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- DIN EN 1992-1-1/NA
DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01, Nationaler Anhang
- DIN EN 1992-2
DIN EN 1992-2:2010-12, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken
- DIN EN 1992-2/NA
DIN EN 1992-2/NA:2013-04, Nationaler Anhang
- LEONHARDT 1977
LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E.: Vorlesungen über Massivbau, Teil 3: Grundlagen zum Bewehren im Stahlbetonbau, 3. Auflage, Springer-Verlag, 1977
- LETTOW 2006
LETTOW, S.: Ein Verbundelement für nicht-lineare Finite Elemente Analysen – Anwendung auf Übergreifungsstöße; Dissertation, Universität Stuttgart, 2006
- LINDORF 2010
LINDORF, A.: Woher kommen die Bemessungswerte der Verbundspannung? Beton und Stahlbetonbau 105, Heft 1. Ernst & Sohn Verlag, 2010
- MARTIN 1981
MARTIN, H.; NOAKOWSKI, P.: Verbundverhalten von Betonstählen Untersuchung auf der Grundlage von Ausziehversuchen. Heft 319, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Ernst & Sohn, 1981
- MAURER 2015
MAURER, R.; KOLODZIEJCZYK, A.: Objektspezifische Betrachtung zu den Übergreifungslängen bei Fehmarn Belt Tunnel; Untersuchungsbericht; König und Heunisch Planungsgesellschaft mbH Dortmund, 2015
- Model Code 1990
CEB-FIP Model Code 1990. Thomas Telford, 1993

- Model Code 2010: 2013
Model Code for Concrete structures 2010, Ernst & Sohn, 2013
- SIA 262: 2003
SIA 262: 2003: Betonbau, Schweizer Norm, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, 2003
- SIPPEL 2014
SIPPEL, T.; MOERSCH, J.: Verbund – Neue Entwicklungen in Forschung und Normung. Massivbau im Wandel, Festschrift zum 60. Geburtstag von Josef Hegger, Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, Ernst & Sohn, 2014
- TEPFERS 1973
TEPFERS, R.: A theory of Bond Applied to Overlapped Tensile Reinforcement Splices for Deformed Bars. Chalmers University of Technology, Division of Concrete Structures, Publication V. 73, No. 2, 1973
- ZILCH 2009
ZILCH, K.; ZEHEMAIER, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau, 2., neu bearbeitete Auflager, Springer-Verlag, 2009
- ## Bilder
- Bild 1: Räumlicher Spannungszustand eines verankerten Betonstahls [ZILCH 2009]
- Bild 2: Spannungszustand mit Betonzugring im Stoßbereich
- Bild 3: Versagensmechanismen nach DAfStb Heft 301
- Bild 4: Werte für c_d bei geraden Stäben für Balken und Platten
- Bild 5: Versuchskörper BEc20a
- Bild 6: Versuchskörper BEc20b
- Bild 7: Versuchskörper BEc40a; BEc40a25/30 BEc40a45/55
- Bild 8: Versuchskörper BEc40b
- Bild 9: Versuchskörper BEc60a
- Bild 10: Versuchskörper BEc60b
- Bild 11: Versuchskörper BEc80a
- Bild 12: Versuchskörper BEc80b
- Bild 13: Zugversuch Betonstahl $\varnothing 20$
- Bild 14: Spannungs-Dehnungs-Linie des verwendeten Betonstahls $\varnothing 20$
- Bild 15: Schalung und Bewehrungskorb des Versuchskörpers BEc80a
- Bild 16: Versuchskörper der Charge 1 unmittelbar vor der Betonage
- Bild 17: Prüfkörper (BEc20b) im Versuchsstand (Lasteinleitung vertikal gezogen)
- Bild 18: Anordnung der induktiven Wegaufnehmer am belasteten Stabende
- Bild 19: Zufallsmuster für das Messsystem ARAMIS
- Bild 20: Lage des Messfeldes für die optische Messung
- Bild 21: Gegenüberstellung der Verbundspannungs-Schlupf Kurven der Versuchskörper ohne Querbewehrung im Verbundbereich
- Bild 22: Gegenüberstellung der Verbundspannungs-Schlupf Kurven der Versuchskörper mit Querbewehrung im Verbundbereich
- Bild 23: Exemplarisches Rissbild (BEc80b) Beam-End Tests; Draufsicht
- Bild 24: Verbundfestigkeit $\tau_{0,1}$ und τ_{\max} in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit
- Bild 25: Einfluss der Betondeckung auf die Verbundfestigkeit (ohne Querbewehrung)
- Bild 26: Einfluss der Betondeckung auf die Verbundfestigkeit (mit Querbewehrung)
- Bild 27: Vergleich der Rissbildung im Bruchzustand, BEc20a (links) und BEc20b (rechts)
- Bild 28: Verankerung der Querbewehrung im Stoßbereich (B3)
- Bild 29: Querschnittsparameter Versuch B1
- Bild 30: Querschnittsparameter Versuch B2, B3, B4

- Bild 31: Querschnittsparameter Versuch B5
- Bild 32: Querschnittsparameter Versuch B6
- Bild 33: Querschnittsparameter Versuch B7
- Bild 34: Querschnittsparameter Versuch B8
- Bild 35: Querschnittsparameter Versuch B9
- Bild 36: Querschnittsparameter Versuch B10
- Bild 37: Schematische Übersicht des Versuchsaufbaus und der Balkenabmessungen
- Bild 38: Betonage des Trägers B1
- Bild 39: Schalung und Bewehrungskorb Träger B1 (die Biegebewehrung liegt bei der Betonage unten)
- Bild 40: Versuchsträger (B2) im Versuchsstand
- Bild 41: Presse und Kraftmessdose
- Bild 42: Kabelführung der DMS
- Bild 43: Prinzip der Schlupfmessung
- Bild 44: Realisierung der Schlupfmessung
- Bild 45: Wegaufnehmer zur Messung des Schlupfes am Stoßende
- Bild 46: Lage des Messfeldes für die optische Messung
- Bild 47: Lage der Messpunkte zur Messung der Rissbreite
- Bild 48: Stoßversagen (exemplarisch dargestellt B3)
- Bild 49: Stoßversagen Bruchform B (Versuch B3)
- Bild 50: Rissbild auf der Balkenoberseite im Stoßbereich unmittelbar vor dem Bruch (B3)
- Bild 51: Momenten-Durchbiegungsbeziehung der 10 Versuche (Durchbiegung Kragarm)
- Bild 52: Momenten-Durchbiegungsbeziehung der Versuche B2, B3 und B4 (Durchbiegung Kragarm)
- Bild 53: Verlauf der Stahlspannungen im Stoßbereich(gespiegelte Darstellung; exemplarisch dargestellt ist B4, $l_0 = 58,3$ cm; Laststufen 3 und 5)
- Bild 54: Verlauf der Stahlspannungen im Stoßbereich(exemplarisch dargestellt ist B4, $l_0 = 58,3$ cm)
- Bild 55: Verlauf der Stahlspannungen im Stoßbereich(gespiegelte Darstellung; exemplarisch dargestellt ist B2, $l_0 = 35,1$ cm; Laststufen 3 und 5)
- Bild 56: Verlauf der Stahlspannungen im Stoßbereich(exemplarisch dargestellt ist B2, $l_0 = 35,1$ cm)
- Bild 57: Modellsicherheitsfaktor $\gamma_{\text{mod}} = \sigma_{\text{su,test}} / \sigma_{\text{su,cal}}$
- Bild 58: Beispielhafte Rissbreitenverteilung der Spur „a“ des Versuchsträgers B2
- Bild 59: Verbundgesetz bei Sprenggrissversagen nach Model Code1990
- Bild 60: Newton-Raphson Lösungsverfahren (links) und Bogenlängen-Methode (rechts) (CERVENKA 2013)
- Bild 61: Darstellung des verwendeten FE-Netzes für die Simulationen des Versuchsträgers
- Bild 62: Darstellung der diskreten Bewehrungsstäbe im Beton (B2)
- Bild 63: Versuch B2 – Last-Verformungs-Kurven aus Versuch und ATENA Simulation (Verformung am Kragarm)
- Bild 64: Versuch B2 – Stahlspannung der Längsbewehrung im Übergreifungsbereich (kurz vor dem Bruch)
- Bild 65: Versuch B2 – Simulation mit verschmierter Rissbildung (kurz vor dem Bruch); Rissbreiten $\geq 0,1$ mm
- Bild 66: Zulässige mehrlagige Bewehrungskonfigurationen nach EN 1992-1-1
- Bild 67: Last-Verformungs-Kurven aus Versuch und ATENA Simulationen (Verformung am Kragarm)
- Bild 68: Versuch B10 (Konfig. b) – Rissbild Simulation (maximale Tragfähigkeit); Rissbreiten $\geq 0,1$ mm

- Bild 69: Versuch B10 (Konfig. b) – Stahlspannung der Längsbewehrung im Übergreifungsbereich (maximale Tragfähigkeit)
- Bild 70: Konfiguration (a) – Rissbild Simulation (maximale Tragfähigkeit); Rissbreiten $\geq 0,1$ mm
- Bild 71: Konfiguration (a) – Stahlspannung der Längsbewehrung im Übergreifungsbereich (maximale Tragfähigkeit)
- Bild 72: Konfiguration (d) – Rissbild Simulation (maximale Tragfähigkeit); Rissbreiten $\geq 0,1$ mm
- Bild 73: Konfiguration (d) – Stahlspannung der Längsbewehrung im Übergreifungsbereich (maximale Tragfähigkeit)

Tabellen

- Tab. 1: Beiwert α_6 nach DIN EN 1992-1-1/NA
- Tab. 2: Unterscheidung der Klassen A und B nach ACI 318M-11 (Table R12.15.2 – Tension Lap Splices)
- Tab. 3: Versuchsprogramm für die Beam-End Tests (BE)
- Tab. 4: Eigenschaften des Frischbetons (angestrebte Zielfestigkeit $f_{cm,cube} = 50$ N/mm²)
- Tab. 5: Eigenschaften des Frischbetons (angestrebte Zielfestigkeit $f_{cm,cube} = 35$ N/mm²)
- Tab. 6: Eigenschaften des Frischbetons (angestrebte Zielfestigkeit $f_{cm,cube} = 60$ N/mm²)
- Tab. 7: Übersicht der verwendeten Betonchargen
- Tab. 8: Festbetoneigenschaften am Versuchstag (Festigkeitsentwicklung in Klammern dargestellt)
- Tab. 9: Materialkennwerte BSt Ø 20
- Tab. 10: Ergebnisse der Beam-End Tests: Mittelwerte der absoluten Verbundspannungswerte
- Tab. 11: Ergebnisse der Beam-End Tests: Normierte Verbundspannungen
- Tab. 12: Rissbreiten der Längs- und Querrisse bei maximaler Verbundfestigkeit
- Tab. 13: Maximale Rissbreiten der Längs- und Querrisse (Nachbruchbereich)
- Tab. 14: Versuchsprogramm 4-Punkt-Biegeversuche (Übergreifungslänge l_0 auf Grundlage Mittelwert Verbundfestigkeit f_{bm})
- Tab. 15: Übergreifungslängen auf Basis des Mittelwertniveaus der Verbundfestigkeit f_{bm} nach EN 1992-1-1
- Tab. 16: Eigenschaften des Frischbetons (angestrebte Zielfestigkeit $f_{cm,cube} = 54$ N/mm²)
- Tab. 17: Festbetoneigenschaften am Versuchstag
- Tab. 18: Materialkennwerte BSt Ø 20
- Tab. 19: Materialkennwerte BSt Ø 28
- Tab. 20: Zusammenfassung der Tragfähigkeiten
- Tab. 21: Zusammenstellung der maximal gemessenen Rissbreiten auf der Balkenoberseite
- Tab. 22: Zusammenstellung der maximal gemessenen Rissbreiten in Höhe der Querbewehrung
- Tab. 23: Materialeigenschaften des Betons (Messwerte)
- Tab. 24: Materialkennwerte des Betonstahls (Messwerte)
- Tab. 25: Maximale Traglast und zugehörigen Verformung aus Versuch und ATENA-Simulationen

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“

2015

B 112: Nachhaltigkeitsberechnung von feuerverzinkten Stahlbrücken

Kuhlmann, Maier, Ummenhofer, Zinke,
Fischer, Schneider € 14,00

B 113: Versagen eines Einzelelementes bei Stützkonstruktionen aus Gabionen

Placzek, Pohl
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 114: Auswirkungen von Lang-Lkw auf die sicherheitstechnische Ausstattung und den Brandschutz von Straßentunneln

Mayer, Brennberger, Großmann
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 115: Auswirkungen von Lang-Lkw auf die sicherheitstechnische Ausstattung und den Brandschutz von Straßentunneln

Mayer, Brennberger, Großmann
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 116: Überwachungskonzepte im Rahmen der tragfähigkeitsrelevanten Verstärkung von Brückenbauwerken aus Beton

Schnellenbach-Held, Peeters, Brylka, Fickler, Schmidt
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 117: Intelligente Bauwerke – Prototyp zur Ermittlung der Schadens- und Zustandsentwicklung für Elemente des Brückenmodells

Thöns, Borrmann, Straub, Schneider, Fischer, Bügler
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 118: Überwachungskonzepte für Bestandsbauwerke aus Beton als Kompensationsmaßnahme zur Sicherstellung von Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit

Siegert, Holst, Empelmann, Budelmann
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 119: Untersuchungen zum Brandüberschlag in Straßentunneln

Schmidt, Simon, Guder, Juknat,
Hegemann, Dehn € 16,00

B 120: Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit an einem vorgespannten Zweifeldträger

Maurer, Gleich, Heeke, Zilch, Dunkelberg
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 121: Zerstörungsfreie Detailuntersuchungen von vorgespannten Brückenplatten unter Verkehr bei der objektbezogenen Schadensanalyse

Diersch, Taffe, Wöstmann, Kurz, Moryson
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 122: Gussasphalt mit integrierten Rohrregistern zur Temperierung von Brücken

Eilers, Friedrich, Quaaas, Rogalski, Staeck
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2016

B 123: Nachrechnung bestehender Stahl- und Verbundbrücken – Restnutzung

Geißler, Krohn € 15,50

B 124: Nachrechnung von Betonbrücken – Systematische Datenauswertung nachgerechneter Bauwerke

Fischer, Lechner, Wild, Müller, Kessner
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 125: Entwicklung einheitlicher Bewertungskriterien für Infrastrukturbauwerke im Hinblick auf Nachhaltigkeit

Mielecke, Kistner, Graubner, Knauf, Fischer, Schmidt-Thrö
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 126: Konzeptionelle Ansätze zur Nachhaltigkeitsbewertung im Lebenszyklus von Elementen der Straßeninfrastruktur

Mielecke, Graubner, Roth
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 127: Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-2-Schäden

Kuhlmann, Hubmann € 21,50

B 128: Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-3-Schäden

Ungermann, Brune, Giese € 21,00

B 129: Weiterentwicklung von Verfahren zur Bewertung der Nachhaltigkeit von Verkehrsinfrastrukturen

Schmellekamp
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 130: Intelligente Straßenverkehrsinfrastruktur durch 3D-Modelle und RFID-Tags

Tulke, Schäfer, Brakowski, Braun
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 132: Pre-Check der Nachhaltigkeitsbewertung für Brückenbauwerke

Graubner, Ramge, Hess, Ditter, Lohmeier
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 133: Anforderungen an Baustoffe, Bauwerke und Realisierungsprozesse der Straßeninfrastrukturen im Hinblick auf Nachhaltigkeit

Mielecke, Graubner, Ramge, Hess, Pola, Caspari
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 134: Nachhaltigkeitsbewertung für Erhaltungs- und Erhaltungskonzepte von Straßenbrücken

Gehrlin, Lingemann, Jungwirth
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2017

B 135: Wirksamkeit automatischer Brandbekämpfungsanlagen in Straßentunneln

Kohl, Kammerer, Leucker, Leismann, Mühlberger, Gast
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 136: HANV als Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-1-Schäden

Stranghöner, Lorenz, Raake, Straube †, Knauff
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 137: Verstärkung von Stahlbrücken mit hochfestem Beton

Mansperger, Lehmann, Hofmann, Krüger, Lehmann € 14,50

B 138: Rückhaltesysteme auf Brücken – Einwirkungen aus Fahrzeuganprall und Einsatz von Schutzeinrichtungen auf Bauwerken

Mayer
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 139: Unterstützung der Bauwerksprüfung durch innovative digitale Bildauswertung – Pilotstudie

Sperber, Gößmann, Reget, Müller, Nolden, Köhler, Kremkau € 16,50

B 140: Untersuchungen zum Beulnachweis nach DIN EN 1993-1-5

U. Kuhlmann, Chr. Schmidt-Rasche, J. Frickel, V. Pourostad
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 141: Entwurf von hydrogeothermischen Anlagen an deutschen Straßentunneln

Moormann, Buhmann
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 142: Einsatz von offenporigen Belägen in Einhausungs- und Tunnelbauwerken

Baltzer, Riepe, Zimmermann, Meyer, Brungsberg, Mayer, Brenner, Jung, Oeser, Meyer, Koch, Wienecke
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2018**B 143: Analyse des menschlichen Verhaltens bei Aktivierung von stationären Brandbekämpfungsanlagen in Straßentunneln**

Mühlberger, Gast, Plab, Probst € 15,50

B 144: Nachrechnung von Stahl- und Verbundbrücken – Systematische Datenauswertung nachgerechneter Bauwerke

Neumann, Brauer € 16,50

B 145: 8. BAST-Tunnelsymposium vom 6. Juni 2018 in der Bundesanstalt für Straßenwesen Bergisch Gladbach – Tagungsband

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2019**B 147: Vorbereitung von Großversuchen an Stützkonstruktionen aus Gabionen**

Blosfeld, Schreck, Decker, Wawrzyniak
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2020**B 146: Beurteilung der Ermüdungssicherheit von vollverschlossenen Seilen mit Korrosionsschäden**

Paschen, Dürrer, Gronau, Rentmeister
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 148: Übergreifungslängen von Betonstahlbewehrung – Maßgebende Einflussparameter in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit

Maurer, Bettin
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

Fachverlag NW in der Carl Ed. Schünemann KG
Zweite Schlachtpforte 7 · 28195 Bremen
Tel. +(0)421/3 69 03-53 · Fax +(0)421/3 69 03-48

Alternativ können Sie alle lieferbaren Titel auch auf unserer Website finden und bestellen.

www.schuenemann-verlag.de

Alle Berichte, die nur in digitaler Form erscheinen, können wir auf Wunsch als »Book on Demand« für Sie herstellen.