

Bemessung von Kopfbolzendübeln in Randlage unter Vermeidung eines Versagens infolge Herausziehens

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 152

The logo for the Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST) is displayed in a bold, green, lowercase sans-serif font. The letters are thick and have a slight shadow effect, giving it a three-dimensional appearance. The logo is positioned in the bottom right corner of the page.

Bemessung von Kopfbolzendübeln in Randlage unter Vermeidung eines Versagens infolge Herausziehens

von

Ulrike Kuhlmann
Lena Stempniewski

Universität Stuttgart
Institut für Konstruktion und Entwurf

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 152

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 89.0326
Bemessung von Kopfbolzendübeln in Randlage unter Vermeidung eines Versagens infolge Herausziehen

Fachbetreuung
Thomas Mayer

Referat
Stahlbau, Korrosionsschutz, Brückenausstattung

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 978-3-95606-508-8

Bergisch Gladbach, März 2020

Kurzfassung • Abstract

Horizontal liegende Kopfbolzen ermöglichen den Anschluss von dünnen Betonplatten an Stahlkonstruktionen wie bei Stabbogenbrücken mit außen liegenden Versteifungsträgern. Die Schubtragfähigkeit randnaher liegender Kopfbolzen wird durch Spaltkräfte im Beton beeinflusst. Aufgrund des geringen Randabstandes der Kopfbolzen zur Betonkante ist die Tragfähigkeit der Schubverbindung nach DIN EN 1994-2 Anhang C zu berechnen. Zusätzliche geometrische Randbedingungen für die erforderliche Länge der Kopfbolzen in Randlage verhindern ein Herausziehen der Kopfbolzen, das bei früheren Push-Out Versuchen beobachtet wurde. Diese Anforderungen an die Mindestlänge der Kopfbolzen können zu vergleichsweise langen Dübeln führen, die in der Praxis unwirtschaftlich oder nicht ausführbar sind. Der Einfluss von Parametern wie der Bewehrungsgrad oder die Betongüte, die das Tragverhalten randnaher Dübel positiv beeinflussen, darf aktuell noch nicht bei Ermittlung der Tragfähigkeit angesetzt werden. Aufgrund der jüngsten Entwicklungen in der Befestigungstechnik besteht die Möglichkeit, die geometrischen Randbedingungen zu vernachlässigen und die Abtragung der Zugkräfte in der Achse der Kopfbolzen explizit nachzuweisen. Basierend auf neuen experimentellen und numerischen Untersuchungen wird anstelle dieser geometrischen Einschränkungen ein neues Nachweiskonzept auf Basis der Komponentenmethode entwickelt und für die Praxisanwendung aufbereitet.

Horizontally lying headed studs allow thin concrete slabs to be connected to steel girders such as the main girders of tied-arch bridges. The shear capacity of studs close to the concrete edge is affected by splitting forces in the concrete. Due to the small edge distance of headed studs to the concrete edge, a reduction in the capacity of shear connection according to EN 1994-2 Annex C is required. Thereby additional geometric boundary conditions for the required length of headed studs in the edge position are defined preventing a pull-out failure, which was observed in previous push-out tests. These requirements for the minimum length of the headed studs can lead to comparatively long studs, which in practice are uneconomical or not feasible. Influences of load-carrying parameters such as the degree of shear reinforcement or the concrete strength cannot be considered. On the basis of recent developments in the fastening technology, the possibility is given to neglect the geometric restrictions and to assess the transfer of the actual tensile forces occurring in the bolt axis. Based on new experimental and numerical investigations, neglecting these restrictions a new design approach based on the component method has been developed and is presented for the use in practice.

Design of headed studs close to the concrete edge preventing pull-out failure

Task

In composite construction, a distinction is made between vertical and horizontally lying headed studs (Figure 1), which ensure the transmission of shear forces between the steel girder and concrete flange. Especially in road bridges with smaller and medium spans, composite beams with horizontal arrangement of the headed studs may form advantages. The cross-section can be performed for this application as a T-beam cross-section according to Figure 2. In this case the upper steel flange may be avoided when the studs are laterally welded onto the steel web. Consequently, the necessary weldings which connect the top flange to the steel web are also eliminated, which in addition reduces the number of welds and thus reduces the number of fatigue-critical details. The compressive forces can now be transferred only by the concrete section. Recent studies have also shown the improvement in stiffness and bearing capacity of the connection under longitudinal force [1, 16].

An economic alternative is the concrete flange being created with a prefabricated part of the slab. First, the concrete flange is prefabricated in reduced thickness in the factory and finished with an in-situ concrete layer on construction site. Due to the high degree of prefabrication, a supporting framework can usually be completely avoided, so that the construction time is considerably shortened in comparison to a massive construction of in-situ concrete. Thus, this construction is particularly suitable for overpass structures in road bridge construction.

In addition to the application in multi-layer slab bridges, studs close to the concrete edge can also be used in box cross-sections of double composite bridges (see Figure 3). Within this case a bottom steel flange in the support area can be avoided, if the flange is reduced by means of a concrete cross-section-

A further field of application is given by composite tied-arch bridges: Near-edge headed studs can be used in the area of the steel stiffening beams arranged laterally. The shear has to be transferred via the carriageway, from the stiffening girder via the horizontal headed studs into the concrete slab (see Figure 4).

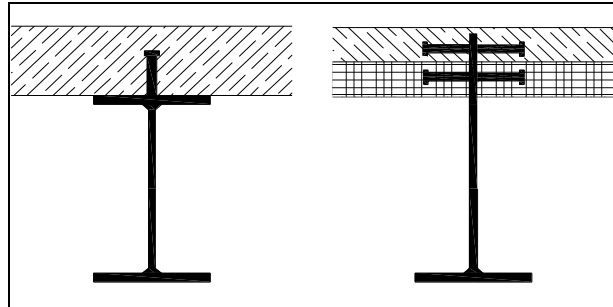


Figure 1: Vertical and horizontally lying studs in a composite section



Figure 2: Headed studs close to the concrete edge in cross section at a bridge over the main road B465 at Münsingen

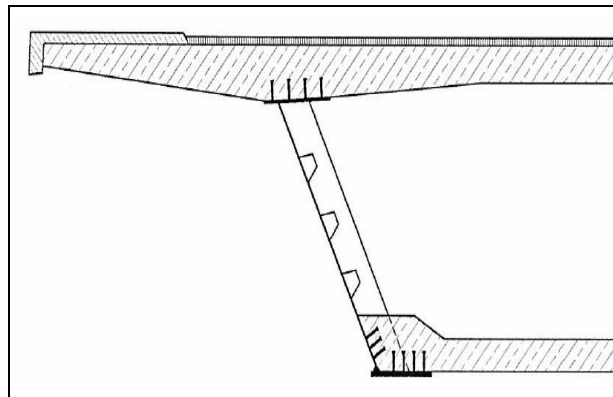


Figure 3: Box section (half) in composite construction [1]

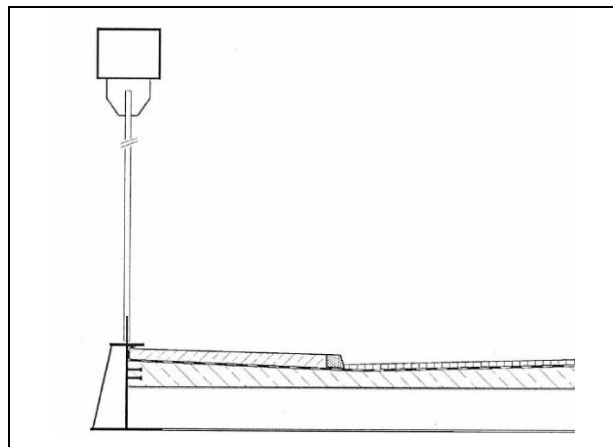


Figure 4: Cross-section through a tied-arch bridge (half) in composite construction [1]

The aim of this research project is the development of an analytical design model for horizontally lying studs close to the concrete edge under tension and longitudinal shear against pull-out failure. The geometric boundary conditions from equation (0-1) and (0-2) (see Figure 5), which are described in EN 1994-2 Annex C [8] and are intended to prevent pulling out of the headed studs are replaced by a direct verifications of forces. As part of this verification concept, the actual tensile forces in the axis of the studs are assessed by mechanical models based on the component method [6, 23, 22]. In particular, the load-increasing effect of the reinforcement present in the concrete flange is considered. This design model also makes the design rules for the engineer in practice more comprehensible and user-friendly.

Uncracked concrete (see EN 1994-2 para. C.1 (2) [8]:

$$\beta \leq 30^\circ \text{ or } v \geq \max\{110 \text{ mm}; 1,7 a_r'; 1,7 s/2\} \quad (0-1)$$

Cracked concrete (see EN 1994-2 para. C.1 (2) [8]:

$$\beta \leq 23^\circ \text{ or } v \geq \max\{160 \text{ mm}; 2,4 a_r'; 2,4 s/2\} \quad (0-2)$$

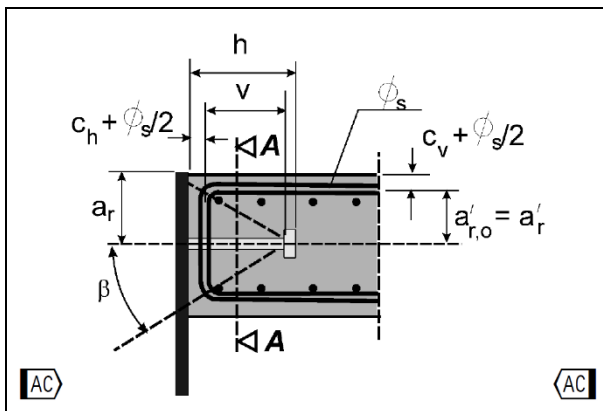


Figure 5: Geometric boundary conditions for horizontally lying studs in edge position [8]

The development of the design model is based on experimental and numerical investigations. The results of the experiments from previous pilot studies [36] could be used by a suitable choice of experimental parameters and an interaction model has been derived. By numerical investigations, the load-bearing effect and the load distribution in the area of the shear connection of the horizontal headed studs were made visible.

Investigation Methodology

As part of the research project, the following work packages were developed:

- 1) State of the art

- 2) Experimental investigations on horizontally lying studs under combined tension and shear
- 3) Numerical investigations on horizontally lying studs under combined tension and shear
- 4) Development of a design proposal and comparison with previous rules
- 5) Final report and implementation for practice

First, the current state of the art was analyzed and the experimental parameters were identified on the basis of previous investigations [19, 20, 25]. Based on this, tests for horizontally lying headed studs under combined tensile and shear forces were developed. The influence and size of an additional tensile stress in the headed studs could be detected by different boundary conditions. It was based on the original experiments of BREUNINGER [20] as well as pilot tests under pure tension [36], in which it was already shown that the ultimate load could be increased by the targeted increase in the degree of reinforcement.

In addition to the experimental investigations, a numerical model was developed using the FE program ABAQUS [5], which depicts the bearing behavior of headed studs in near-edge areas. Here, the local damage behavior of concrete, as well as the influence of a transversal reinforcement were examined more in detail.

Based on the experimental and numerical investigations, a mechanical model based on the component method [6] was developed. New design concepts from the fastening technology [27], which take into account the positive influence of transversal reinforcement, were used. With the help of the design model it is now possible to design horizontally lying studs close to the concrete edge violating the geometric boundary conditions of EN 1994-2 Annex C [8].

Experimental Investigations

As part of the experimental investigations, a combined loading of tension and shear forces in the headed studs, resulting in the studs being pulled out, should be investigated and the influence of the degree of reinforcement, length of the studs and concrete flange thickness should be identified. The aim of the experimental investigations was to show that the brittle failure "pulling-out" can be prevented in spite of a shorter headed stud length by the targeted arrangement of more reinforcement.

In the first series of experiments lateral threaded rods were arranged as supports, which, however, had high tensile forces and thus the desired failure

mode was not initiated. The headed studs were stressed mainly on shear; the observed failure modes corresponded to the typical failure of a headed studs to pure shear.

Based on this, a second series of tests was developed, in which the test specimens were left horizontally free, so that the studs were subjected to combined tension and shear. Here it was possible to observe a pull-out of the headed studs with a short length and a low degree of reinforcement. The failure was prevented by an increase in the degree of reinforcement and thus the number of stirrups that can be used as transversal reinforcement, as well as an increase in the stud length due to the increased anchoring length. In addition, the influence of the parameters plate thickness, stud length and degree of reinforcement on the shear capacity was investigated and compared with the observations of BREUNINGER/KUHLMANN [20].

By comparison of the different experimental setups it could be shown that the failure mode and the load-bearing behavior of the test specimen strongly depend on the selected support and boundary conditions.

Numerical Investigations

In the numerical investigations, the experiments were modeled by the application of suitable boundary conditions including contact formulations and nonlinear material laws [38]. There is a good agreement with the experimental investigations with regard to the carrying behavior as well as the failure mode.

The influence of an additional transversal reinforcement on the load bearing behavior was noticed. In the case of short headed studs, the pull-out failure or fracture of a concrete strut can be prevented by an additional reinforcement layer. The damage to concrete decreases significantly with additional reinforcement. The positive influence of the transversal reinforcement could be confirmed by numerical investigations.

In addition, a parameter study on the influence of boundary conditions and load introduction was carried out, which was of great importance for the development of further experimental setups. It showed that a side holding fixture in push-out tests has a major influence on the failure mode and the load capacity. Failure by pulling-out of the headed studs can be prevented by a suitable experimental design.

Design Proposal and Conclusions for the Practice

Currently, the design of horizontally lying studs in edge position is linked to geometric boundary conditions in order to avoid a brittle failure by pulling-out. The application for near-edge studs under combined tensile and shear forces, which occurs mainly in short headed bolts, has not been normatively regulated yet, or is excluded by a minimum length of the headed studs. By contrast, rules for this application are known in fastening technology. For this case of application, therefore, a joint consideration of the rules of composite construction (EN 1994-2 [8]) and fastening technology (prEN1992-4 [10], as well as more recent findings such as INFASO [22][23] or [36]) is necessary for the loading under pure tension the rules of the fastening technique, as well as for shear loading the rules according to the current Eurocode 4-2 Annex C [8]. In a combined loading case (tension and shear) both equations are combined with each other. With the obtained results a design proposal was developed, validated on the basis of experimental and numerical investigations. The procedure for the proposed design is shown in Figure 6.

The submitted proposal for the revision of EN 1994-2 Annex C [8] already contains an opening clause for the realization of the here presented verification approach. In this case, the verification of the tensile component according to prEN 1992-4 [10] is recommended if the geometric boundary conditions for avoiding pull-out are not met. Accordingly, the proof can be performed according to the flow chart. First, the geometric boundary conditions are checked, if they are respected, the equation (C.1) according to EN 1994-2 Annex C [8] may be used, since the anchoring length of the headed studs is large to avoid premature failure by pulling-out. If the geometric conditions are not met, the tensile and shear components are considered. In this case, the components are verified under tension according to prEN 1993-1-8 A.17 [2] or prEN 1992-4 para. 7.2.1 [10] and under shear according to EN 1994-2 para. 6.6.3.1 (1) and Annex C.1 Eq. (C.1) [8]. The verification of the individual components and the verification of interaction are then carried out according to prEN1992-4 para. 7.2.3 Tab. 7.3 [10].

Conclusion and Outlook

Horizontally lying headed studs allow thin concrete slabs to be connected to steel girders such as the main girders of tied-arch bridges. The shear capacity of studs close to the concrete edge is affected by splitting forces in the concrete. Due to the small

edge distance of headed studs to the concrete edge, a reduction in the capacity of shear connection according to EN 1994-2 Annex C [8] is required. Thereby additional geometric boundary conditions for the required length of headed studs in the edge position are defined preventing a pull-out failure, which was observed in previous push-out tests.

These requirements for the minimum length of the headed studs can lead to comparatively long studs, which in practice are uneconomical or not feasible. Influences of load-carrying parameters such as the degree of shear reinforcement or the concrete strength cannot be considered. On the basis of recent developments in the fastening technology, the possibility is given to neglect the geometric restrictions and to assess the transfer of the actual tensile forces occurring in the bolt axis.

First, the current state of the art for headed studs close to the concrete edge was presented under longitudinal shear and tensile forces. Subsequently, a total of 15 push-out tests were carried out. A considerable influence of the experimental setup as well as the length of the headed stud and the degree of shear reinforcement on the load bearing behavior was determined.

Based on the experimental investigations, a numerical model was developed using the software ABAQUS [5]. Initially, the FE model was used to develop further experimental test setups and to recalculate the experimental tests to validate the model. In addition, the positive influence of additional shear reinforcement was also analyzed.

Based on new experimental and numerical investigations, neglecting these restrictions, a new design approach based on the component method and the

latest developments in the fastening technology [23, 22] has been developed and is presented for the use in practice. The newly developed design proposal is taking into account combined shear and tensile forces acting on the headed studs. As an alternative to the geometric boundary conditions, which previously avoided pulling out the headed studs and thus ensuring a ductile failure, a proof of the combination of tensile and shear forces acting on short headed studs is provided. The tensile forces can be proven in the axis of the headed studs taking into account the amount of shear reinforcement. In this case, the individual proofs must first be passed under tension and shear, as well as a proof of interaction, which takes into account the simultaneous occurrence of tensile and shear forces in the headed stud.

Finally, a design proposal based on prEN 1993-1-8 [2], prEN 1992-4 [10] and EN 1994-2 Annex C [3, 8] was developed and presented in a flowchart.

The comparison between design model and test results shows conservative results so far. It would be useful to increase the number of samples by additional systematic numerical and experimental investigations, so that new adjusted design equations can be developed with greater economic efficiency.

In addition, in order to ensure the transferability of the shear load capacity, which was determined in push-out tests, to the real behavior of the girder, beam tests with headed studs close to the concrete edge should be carried out. In particular, the determination of the size of the tensile force in the composite beam should be further investigated.

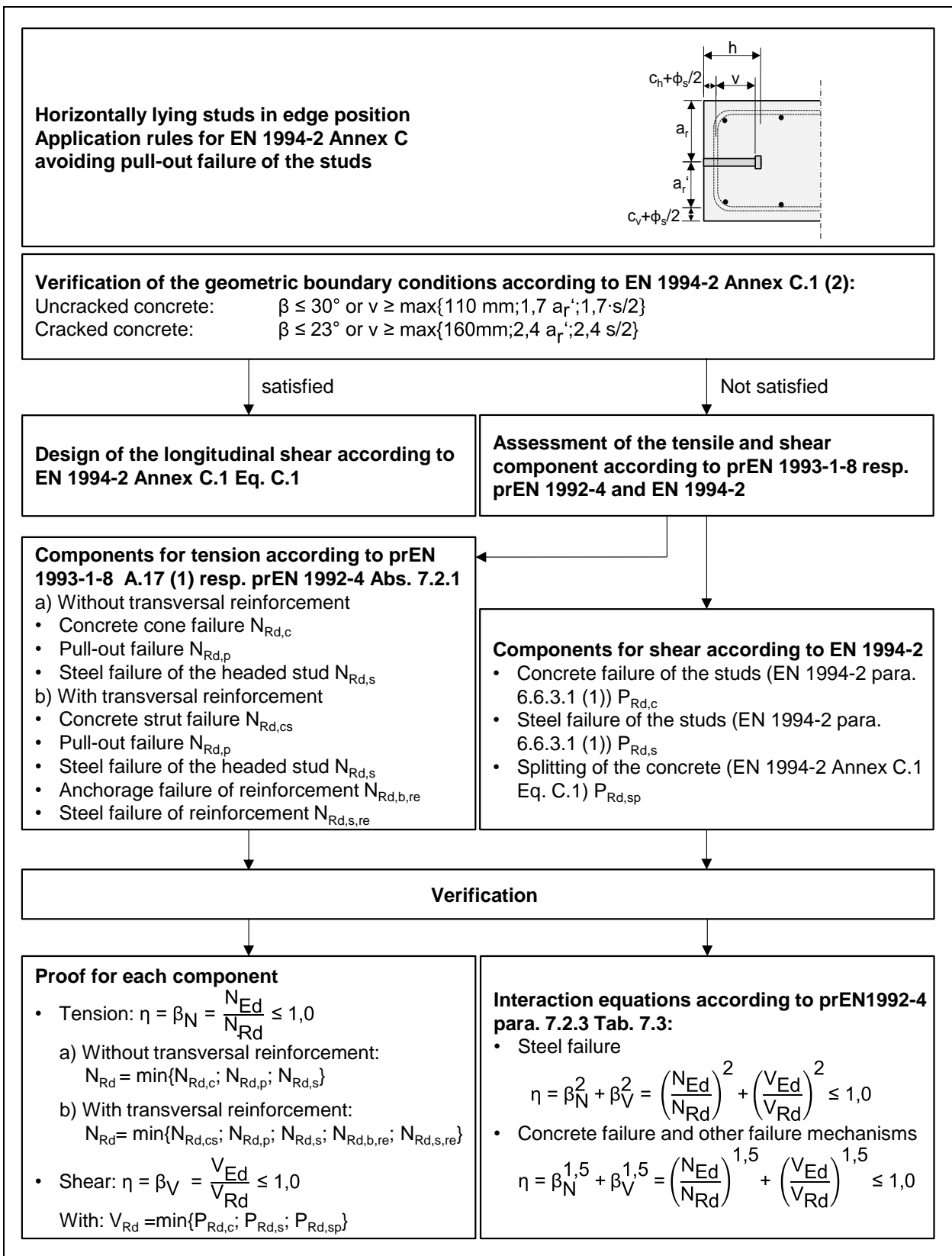


Figure 6: Flow chart for the application of the new approach based on prEN 1993-1-8 [2], prEN 1992-4 [10] and EN 1994-2 Annex C [3, 8]

References

- [1] U. BREUNINGER: "Zum Tragverhalten liegender Kopfbolzendübel unter Längsschubbeanspruchung", Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Mitteilung Nr. 2000-1, 2000.
- [2] CEN/TC 250/SC3/WG8, "prEN 1993-1-8:2005 (E) – Final draft".
- [3] CEN/TC 250/SC4, "Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures: Proposal for EN 1994-2 Annex C (11 10 2017) final. (N 1818)".
- [4] DASSAULT SYSTÈMES SIMULIA CORP, "Abaqus Analysis User's Manual", Version 6-13. Providence, RI, USA.
- [5] DASSAULT SYSTÈMES SIMULIA CORP, "ABAQUS/CAE", Version 6-13. Providence, RI, USA.
- [6] DIN DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V, "Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen", DIN EN 1993-1-8, Dezember 2010, mit Nationalem Anhang DIN EN 1993-1-8, Dezember 2010.
- [7] DIN DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V, "Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau", DIN EN 1994-1-1, Dezember 2010, mit Nationalem Anhang DIN EN 1994-1-1, Dezember 2010.
- [8] DIN DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V, "Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 2: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für Brücken", DIN EN 1994-2, Dezember 2010, mit Nationalem Anhang DIN EN 1994-2, Dezember 2010.
- [9] DIN DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V, "Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau", DIN EN 1991-1-1, Januar 2011, mit Nationalem Anhang DIN EN 1992-1-1, Dezember 2013 und Änderung A1, Dezember 2015.
- [10] DIN DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V, "Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 4: Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton (Entwurf)", prEN 1992-4, Oktober 2013.
- [11] R. ELIGEHAUSEN, R. MALLÉE, G. REHM: "Befestigungstechnik" in: *Betonkalender Teil II*: Ernst & Sohn Verlag, 1997, S. 609.
- [12] W. FUCHS, R. ELIGEHAUSEN: "Das CC-Verfahren für die Berechnung der Betonausbruchslast von Verankerungen", In: *Beton- und Stahlbetonbau* 90, 1995.
- [13] INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE, "Model Code 2010: Volume 1".
- [14] M. KONRAD: "Tragverhalten von Kopfbolzen in Verbundträgern bei senkrecht spannenden Trapezprofilblechen", Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Mitteilung Nr. 2011-1, 2011.
- [15] U. KUHLMANN, ED, "Stahlbau-Kalender 2018: Schwerpunkte - Verbundbau; Fertigung".
- [16] U. KUHLMANN, B. BRAUN, M. FELDMANN et al, "COMBRI-Handbuch Brücken - Teil II: Stand der Technik und Entwurf von Stahl- und Verbundbrücken", Mitteilung Nr. 2008-66X, RFCS- Projekt RFS2-CT-2007-00031, 2008.
- [17] U. KUHLMANN, S. BREUNIG, A. M. PASCUAL et al.: "Ganzheitliche Analyse von Stahl- und Verbundeisenbahnbrücken: Teil 1: Innovative Lösungen zur Stärkung der Dauerhaftigkeit und Verkürzung von Bauzeiten", In: *Stahlbau* 86, Heft 2, S. 98–111, 2017.
- [18] U. KUHLMANN, S. BREUNIG, A. M. PASCUAL et al.: "Ganzheitliche Bewertung von Stahl- und Verbundeisenbahnbrücken nach Kriterien der Nachhaltigkeit", Forschungsbericht, FOSTA/IGF353 P978, Mitteilung Nr. 2017-25X, 2017.
- [19] U. KUHLMANN, U. BREUNINGER: "Längsschubbeanspruchung bei Verbundträgern mit liegenden Kopfbolzendübeln im Hochbau", Forschungsbericht, Mitteilung Nr. 1999-3, Forschungsprojekt IV 12-5-17.7-867/98 im Auftrag Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), Fraunhofer IRB - ISBN 978-3-8167-5718-4, 1999.
- [20] U. KUHLMANN, U. BREUNINGER: "Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub

- im Brückenbau", Forschungsbericht, Mitteilung Nr. 1999-2, Forschungsvorhaben im Auftrag des Bundesministers für Verkehr (BASt), FE 15.279/1997/CR, 1999.
- [21] U. KUHLMANN, R. ELIGEHAUSEN, M. RYBINSKI et al.: "Modellierung biegewei-cher Stützenfüße im Stahl- und Verbundbau als integriertes System von Tragwerk und Fundament", Forschungsbericht, Mitteilung Nr. 2008-35X, Forschungsvorhaben gefördert durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft DFG, DFG-KU 1130/7-1; DFG-EL72/17-1, 2008.
- [22] U. KUHLMANN, J. HOFMANN, F. WALD et al.: "Valorisation of Knowledge for Innovative Fastening Solutions between Steel and Concrete INFASO+", Forschungsbericht, Final Report, RFS2-CT-2012-00022, 2014.
- [23] U. KUHLMANN, J. HOFMANN, F. WALD et al.: "New market chances for steel structures by innovative fastening solutions between steel and concrete (INFASO)", Final Report, KI-NA-27745-EN-N, Mitteilung Nr. 2014-12X, 2015.
- [24] U. KUHLMANN, T. IMMINGER: "Ankerplatten und Einbaudetails zur Kraftüberleitung im Stahlbau", Forschungsbericht, Deutscher Ausschuss für Stahlbau, ISBN 978-3923726134, 2003.
- [25] U. KUHLMANN, K. KÜRSCHNER: "Liegende Kopfbolzendübel unter Quer- und Längsschub in Stahlbetonplatten", Forschungsbericht, In: Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen (Hrsg.), Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 834, April 2002, 2002.
- [26] U. KUHLMANN, A. OŽBOLT: "Verbesserung der Tragfähigkeit von Ankerplatten mit angeschweißten Kopfbolzen in Stabförmigen Stahlbetonbauteilen", Forschungsbericht, Mitteilung Nr. 2013-51X, DASt/AiF- Forschungsvorhaben IGF-Nr. 17028 N, 2013.
- [27] U. KUHLMANN, J. RUOPP, J. HOFMANN: "Anschlüsse zwischen Stahl und Beton" in: *Stahlbau-Kalender 2018: Schwerpunkte - Verbundbau; Fertigung*, U. Kuhlmann, Ed, S. 743–805.
- [28] U. KUHLMANN, M. RYBINSKI, "Forschung für die Praxis P722: Tragfähigkeit von Ankerplatten mit Kopfbolzendübeln in Stabförmigen Bauteilen", Verlag und Vertriebsgesellschaft mbH, ISBN 3-937567-51-8, FOSTA-AiF-Forschungsprojekt P722, 2007.
- [29] K. KÜRSCHNER: "Trag- und Ermüdungsverhalten liegender Kopfbolzendübel im Verbundbau", Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Mitteilung Nr. 2003-4, 2003.
- [30] F. LEONHARDT, "Spannbeton für die Praxis", Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1962.
- [31] H. LUNGERSHAUSEN: "Zur Schubtragfähigkeit von Kopfbolzendübeln", Dissertation, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum, 88-7, 1988.
- [32] MINISTRY OF HOUSING AND URBAN-RURAL DEVELOPMENT, "GB50010-2002: Code for Design of Concrete Structures", 2002.
- [33] M. PAVLOVIĆ, Z. MARKOVIĆ, M. VELJKOVIĆ et al.: "Bolted shear connectors vs. headed studs behaviour in push-out tests", In: *Journal of Constructional Steel Research* 88, S. 134–149, 2013.
- [34] J. RAICHLE: "Randnahe Kopfbolzen im Brückenbau", Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Mitteilung Nr. 2015-2, 2015.
- [35] E. K. ROIK, G. HANSWILLE, A. CUNZE et al.: "Harmonisierung der europäischen Baubestimmungen - Hintergrundbericht zu Eurocode 4 Abschnitt 6.3.2: Bolzendübel", Forschungsbericht, Bericht EC4/8/88, 1988.
- [36] J. RUOPP: "Untersuchungen zu Anschlüssen zwischen Stahl und Beton unter Querbeanspruchung mit großen Ankerplatten oder mehrseitigem Randeinfluss (Arbeitstitel)", Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, geplant 2019.
- [37] M. RYBINSKI: "Komponentenmethode für Ankerplatten mit Kopfbolzen unter einachsiger Beanspruchung", Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Mitteilung Nr. 2014-1, 2014.
- [38] L. STEMPNIEWSKI: "Numerical Analysis of the Shear Connection in Composite Girders with Corrugated Steel Web", Masterarbeit, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Mitteilung Nr. 2017-58X, 2017.

Inhalt

1	Einleitung	15	4.2.1	Allgemeines.....	46
1.1	Allgemeines	15	4.2.2	Geometrie und Vernetzung.....	47
1.2	Zielsetzung dieses Vorhabens	16	4.2.3	Interaktionsbedingungen.....	47
2	Stand der Wissenschaft und Technik (Arbeitspaket 1)	16	4.2.4	Randbedingungen.....	47
2.1	Grundlagen der Bemessung	16	4.2.5	Materialmodellierung.....	48
2.2	Versagen unter Herausziehen	17	4.3	Validierung und Nachrechnung anhand der Versuche	51
2.3	Neue Entwicklungen in der Befestigungstechnik	18	4.3.1	Allgemeines.....	51
2.4	Pilotuntersuchungen zu liegenden Kopfbolzen unter Zug [36].....	19	4.3.2	Validierung des Modells hinsichtlich der Versagensmechanismen	52
3	Experimentelle Untersuchungen (Arbeitspaket 2)	23	4.3.3	Einfluss des Bewehrungsgrades / Rückhängebewehrung auf das Tragverhalten	54
3.1	Allgemeines	23	4.4	Parameterstudie zum Einfluss der Lagerung und Lasteinleitung.....	55
3.2	Versuchsaufbau und –programm	23	4.4.1	Allgemeines.....	55
3.3	Versuchsdurchführung	27	4.4.2	Einfluss der Lagerung	55
3.4	Messeinrichtung	27	4.4.3	Einfluss der Lasteinleitung	56
3.4.1	Übersicht	27	4.5	Ergebnisse und Zusammenfassung der numerischen Untersuchungen.....	56
3.4.2	Wegaufnehmer	27	5	Bemessungsvorschlag und Vergleich mit den bisherigen Regelungen (Arbeitspaket 4)	57
3.4.3	Dehnmessstreifen	27	5.1	Allgemeines.....	57
3.5	Material.....	28	5.2	Widerstände unter Zug und Schub, sowie Interaktion	57
3.5.1	Beton	28	5.2.1	Kopfbolzen unter Zugbeanspruchung [27].....	57
3.5.2	Bewehrung	28	5.2.2	Kopfbolzen unter Schubbeanspruchung....	60
3.5.3	Kopfbolzen	28	5.2.3	Kombinierte Zug- und Schubbeanspruchung.....	61
3.5.4	Stahl	28	5.3	Entwicklung eines Bemessungsmodells....	61
3.6	Ergebnisse	29	5.4	Validierung anhand der experimentellen Untersuchungen.....	63
3.6.1	Allgemeines	29	5.5	Vergleich mit bisherigen Regeln	66
3.6.2	Berechnung der Normalkräfte	29	5.6	Vorschlag für die normative Umsetzung....	66
3.6.3	Versuchsaufbau I (P-01 bis P-07)	30	6	Zusammenfassung und Ausblick (Arbeitspaket 5)	68
3.6.4	Versuchsaufbau II (P-08 bis P-09)	33	6.1	Zusammenfassung	68
3.6.5	Versuchsaufbau III (P-10 bis P-14)	34	6.2	Ausblick.....	68
3.6.6	Versuchsaufbau IV (P-15).....	35	Danksagung	68	
3.7	Auswertung der Versuchsparameter.....	36	Literatur	69	
3.7.1	Allgemeines	36	Tabellenverzeichnis	71	
3.7.2	Betongüte	36	Abbildungsverzeichnis	71	
3.7.3	Tragverhalten der Verbundfuge	37	Anhang	75	
3.7.4	Vergleich der Versuchsaufbauten	38			
3.7.5	Kopfbolzenlänge.....	41			
3.7.6	Bewehrungsgrad	43			
3.7.7	Dicke der Betonplatte / effektiver Randabstand	45			
3.8	Zusammenfassung der experimentellen Untersuchungen	46			
4	Numerische Untersuchungen (Arbeitspaket 3)	46			
4.1	Vorbemerkungen.....	46			
4.2	Beschreibung des FE-Modells	46			

1 Einleitung

1.1 Allgemeines

Im Verbundbau wird zwischen stehenden und liegenden Kopfbolzen (Bild 1-1), die die Übertragung der Schubkräfte zwischen Stahlträger und Betonflansch sicherstellen, unterschieden. Insbesondere bei der Überführung von Straßen mit Verbundfertigteilträgern kleiner und mittlerer Spannweiten haben sich Verbundträger mit einer liegenden Anordnung der Kopfbolzen im Straßenbrückenbau als günstig erwiesen. Der Querschnitt kann für diesen Anwendungsfall nach Bild 1-2 als Plattenbalkenquerschnitt ausgeführt werden. Hierbei kann auf den Stahlobergurt des Stahlträgers verzichtet werden, wenn die Kopfbolzen seitlich auf den Stahlsteg aufgeschweißt werden. Folglich entfallen ebenfalls die notwendigen Halsstegnähte, die den Oberflansch mit dem Stahlsteg verbinden, wodurch zusätzlich die Anzahl der Schweißungen sinkt und somit die Anzahl der ermüdungskritischen Details reduziert werden kann. Die Abtragung der Druckkräfte kann allein durch den Betonquerschnitt erfolgen. Aktuelle Untersuchungen haben darüber hinaus die Verbesserung der Steifigkeit und Tragfähigkeit der Verbindung unter Längskraft bestätigt [17, 18].

Eine wirtschaftliche Alternative stellt die Fertigung des Betongurtes mit Einsatz von Halb-/Fertigteilen dar. Zunächst wird der Betongurt in reduzierter Stärke im Betonfertigteilwerk vorgefertigt und mit einer Ortbetonschicht auf der Baustelle fertiggestellt. Durch den hohen Vorfertigungsgrad kann meist ein Traggerüst komplett entfallen, sodass sich die Bauzeit im Vergleich zu einer massiven Bauweise in Ortbeton wesentlich verkürzt. Somit eignet sich diese Bauweise insbesondere für Überführungsbauwerke im Straßenbrückenbau.

Neben der Anwendung in mehrstegigen Plattenbalkenbrücken können randnahe Kopfbolzen auch in Kastenquerschnitten von Brücken mit Doppelverbundquerschnitt eingesetzt werden (siehe Bild 1-3). Hierbei kann auf ein Untergurtblech im Stützbereich verzichtet werden, wenn dieser mittels eines Betonquerschnitts ausgeführt wird.

Ein weiterer Anwendungsbereich liegt bei Verbundstabbogenbrücken: Randnahe Kopfbolzen können im Bereich der seitlich der Fahrbahn angeordneten Stahlversteifungsträger eingesetzt werden, um den Bogenschub, der über die Fahrbahn aufgenommen werden muss, aus den Versteifungsträgern über die liegenden Kopfbolzen in den Plattenquerschnitt einzuleiten (siehe Bild 1-4).

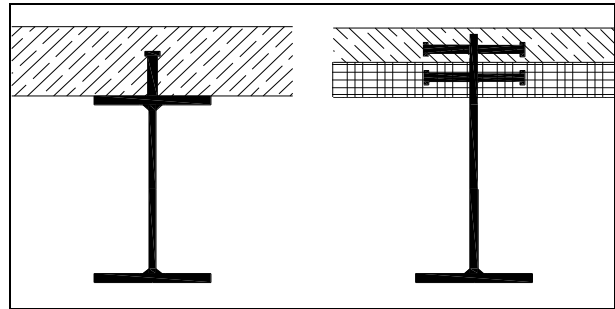


Bild 1-1: Stehende bzw. randferne (links) und liegende bzw. randnahe Kopfbolzen (rechts) in einem Verbundquerschnitt



Bild 1-2: Randnahe Kopfbolzen in einem Querschnitt bei einer Wirtschaftswegebrücke über die Bundesstraße B465 bei Münsingen

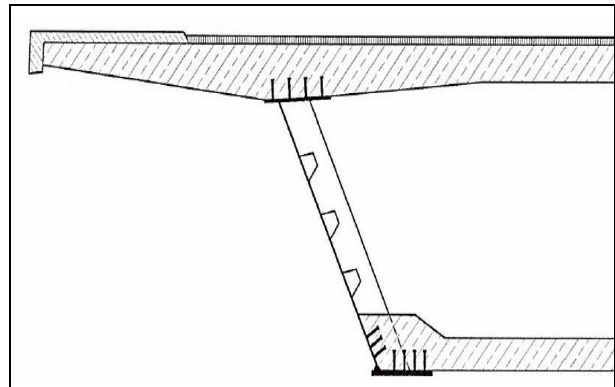


Bild 1-3: Kastenquerschnitt (Hälfte) in Verbundbauweise nach [1]

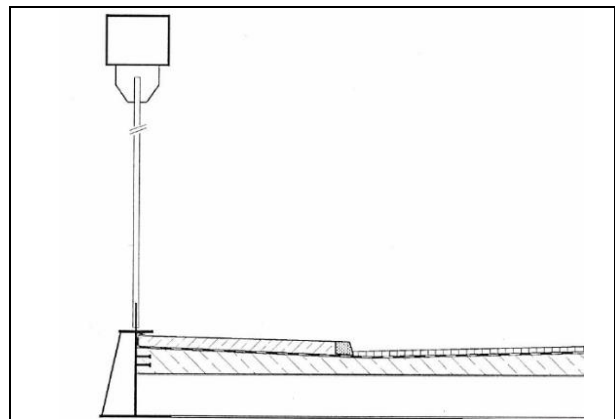


Bild 1-4: Querschnitt durch Stabbogenbrücke (Hälfte) in Verbundbauweise [1]

1.2 Zielsetzung dieses Vorhabens

Die Entwicklung eines analytischen Bemessungsmodells für liegende Kopfbolzen in Randlage unter Zug- und Längsschub gegen Herausziehen ist Ziel dieses Forschungsvorhabens. Die geometrischen Randbedingungen aus Gleichung (2-2) und (2-3), die in DIN EN 1994-2 Anhang C [8] eingegangen sind und ein Herausziehen der Kopfbolzen verhindern sollen, sollen hierbei durch ein Nachweiskonzept abgelöst werden. Im Rahmen dieses Nachweiskonzeptes sollen die tatsächlichen Zugkräfte in der Bolzenachse aufgrund mechanischer Modelle auf Basis der Komponentenmethode [6, 23, 22] nachgewiesen werden. Hierbei soll insbesondere die traglaststeigernde Wirkung der im Betongurt vorhandenen Bewehrung rechnerisch angesetzt werden. Durch dieses Bemessungsmodell sollen zudem die Bemessungsregeln für den Ingenieur in der Praxis nachvollziehbar und anwendungsfreundlicher gemacht werden.

Die Entwicklung des Bemessungsmodells soll auf Grundlage von experimentellen und numerischen Untersuchungen erfolgen. Die Ergebnisse der Versuche aus vorangegangenen Pilot-Untersuchungen [36] können durch eine geeignete Wahl der Versuchsparameter genutzt und ein Interaktionsmodell hergeleitet werden. Numerische Untersuchungen können die Tragwirkung und die Lastverteilung im Bereich der Schubfuge der liegenden Kopfbolzen sichtbar machen. Ebenfalls kann ein numerisches Modell des Knotens für Untersuchungen weiterer Parameter genutzt werden. Schlussendlich soll ein Bemessungsvorschlag für die Praxis entwickelt werden.

2 Stand der Wissenschaft und Technik (Arbeitspaket 1)

2.1 Grundlagen der Bemessung

Das Tragverhalten von liegenden Kopfbolzen wurde sowohl für den Anwendungsbereich des Brückenbaus [20] als auch des Hochbaus [19] auf der Grundlage verschiedener Forschungsvorhaben untersucht. Hierbei wurde insbesondere auf das Tragverhalten in der Verbundfuge eingegangen, sowie verschiedene Bemessungsmodelle für die Verbundtragfähigkeit von liegenden Kopfbolzen unter Längsschubbeanspruchung hergeleitet [1]. Im Anhang C zu DIN EN 1994-2 [8] wurde diese Bemessungsverfahren bereits normativ umgesetzt, wobei diese Verfahren auf der Grundlage verschiedener

Untersuchungen beruhen, die im Folgenden genauer beschrieben werden.

Liegende Kopfbolzen können, wie in Bild 2-1 dargestellt, entweder in Mittellage oder in Randlage nach DIN EN 1994-2 Anhang C [8] eingesetzt werden. Aufgrund der randnahen Anordnung der Kopfbolzen sind zusätzliche Versagensmechanismen zu beachten: Ein Aufspalten des Plattenquerschnitts kann als Folge der Schubbeanspruchung in der Verbundfuge und des reduzierten Randabstandes auftreten. Folglich ist eine Abminderung der Tragfähigkeit unter Längsschub erforderlich, die den Einfluss des geringeren Randabstandes der Kopfbolzen zur Außenkante berücksichtigt. Zusätzlich zur Längsschubbeanspruchung sind in der Verbundfuge Querbeanspruchungen aus Vertikallasten wie Eigengewicht und Verkehrslasten vorhanden, daher ist ebenso die Interaktion aus Längs- und Querbeanspruchung zu berücksichtigen. Auf Grundlage der Untersuchungen von BREUNINGER [1] kann der Bemessungswert der Längsschubtragfähigkeit mittels Gleichung (2-1) unter Berücksichtigung von DIN EN 1994-2 Anhang C [8] bestimmt werden.

$$P_{Rd,L} = \frac{1,4 \cdot k_v \cdot (f_{ck} \cdot d \cdot a_r')^{0,4} \cdot (a/s)^{0,3}}{\gamma_V} \quad (2-1)$$

Mit:

a_r' : Wirksamer Randabstand mit

$$a_r' = a_r - c_v - \frac{\phi_s}{2} \geq 50 \text{ [mm];}$$

a : Achsabstand der Dübel in Längsrichtung mit $110 \leq a \leq 440$ [mm];

c_v : Betondeckung nach Bild 2-1 [mm];

ϕ_s : Durchmesser der Bewehrungsbügel [mm];

f_{ck} : Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons [N/mm²];

k_v : Beiwert mit $k_v=1,0$ für Dübel in Randlage und $k_v=1,14$ für Dübel in Mittellage [-];

γ_V : Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_V = 1,25$ [-];

d : Schaftdurchmesser des Dübels mit $19 \leq d \leq 25$ [mm];

s : Abstand der Bügel $a/2 \leq s \leq a$ und $s/a_r' \leq 3$

Auf der Basis der Untersuchungen von BREUNINGER [1] untersuchte KÜRSCHNER [29] das Trag- und Ermüdungsverhalten unter Längsschub und

kombiniertem Längs- und Querschub. Für das Ermüdungsverhalten liegender Kopfbolzen wurden zusätzlich einfache Bemessungsgleichungen entwickelt, die im Verbundbrückenbau angewendet werden können. RAICHLE [34] ergänzte die Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten für liegenden Kopfbolzen unter Querschub. Das ermüdungsrelevante Tragverhalten liegender Kopfbolzen unter wechselnden Beanspruchungen wie beispielsweise unter einer Verkehrslast wurde somit vollständig erfasst. Zusätzlich zu den Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten wurde in [34] das Tragverhalten von Verbundträgern mit trapezförmig gefalteten Stegen untersucht, wobei die Faltung des Stahlsteges die Übertragung der Schub- und Biegebeanspruchung in den Betongurt begünstigt. Außerdem beinhaltet [34] eine Überarbeitung der Bemessungsgleichungen nach DIN EN 1994-2 Anhang C [8] sowie einen Vorschlag für die zukünftige Version EN 1994.

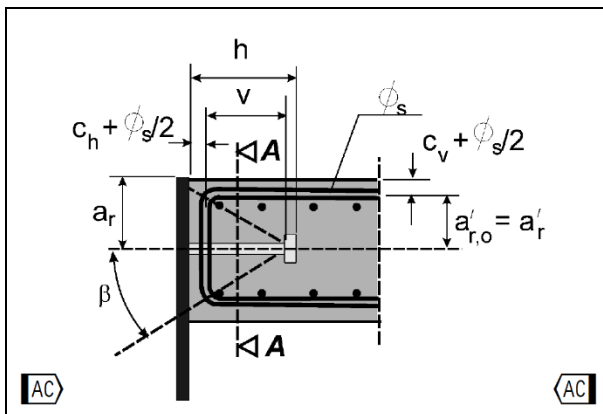


Bild 2-1: Geometrische Randbedingungen für liegende Kopfbolzen in Randlage [8]

2.2 Versagen unter Herausziehen

Ein weiterer wichtiger Einflussfaktor auf das Tragverhalten von liegenden Kopfbolzen ist neben dem reduzierten Randabstand die Lage der Kopfbolzen, wie die oben beschriebenen Untersuchungen gezeigt haben: Kopfbolzen, die in Mittellage angeordnet sind, werden vorwiegend auf Quer- und Längsschub beansprucht, hingegen sind bei Kopfbolzen, die in Randlage angeordnet sind, zusätzliche Zugbeanspruchungen zu berücksichtigen. Dieser Sachverhalt hat bei den Versuchen in [20] zu einem Versagen „Herausziehen der liegenden Kopfbolzen“ geführt. Diese Versagensform weist niedrige Tragfähigkeiten und ein sprödes Verhalten auf. Daher wurden konstruktive Regeln entwickelt, die diese Versagensform vermeiden sollen.

Aufgrund der Zugbeanspruchung muss bei liegenden Kopfbolzen in Randlage, die beispielsweise im Bereich des Gurtes eines Randträgers angeordnet sind, eine ausreichende Übergreifungslänge der Dübel mit den Bewehrungsbügeln vorhanden sein, wobei diese Übergreifungslänge im Bereich des theoretischen Ausbruchkegels der Kopfbolzen liegen muss. Von BREUNINGER [1] wurde ein Bemessungsmodell für liegende Kopfbolzen unter Längsschubbeanspruchung hergeleitet, das auf 51 Push-Out Versuchen beruht. Die Versuchskörper wurden bei der Einleitung der Vertikallast zusätzlich zur Schubbeanspruchung durch eine Zugkraft aus Spreizwirkung beansprucht (siehe Bild 2-2 und Bild 2-3), wobei diese Zugkräfte ca. 26% der einwirkenden Schubkräfte entsprachen.

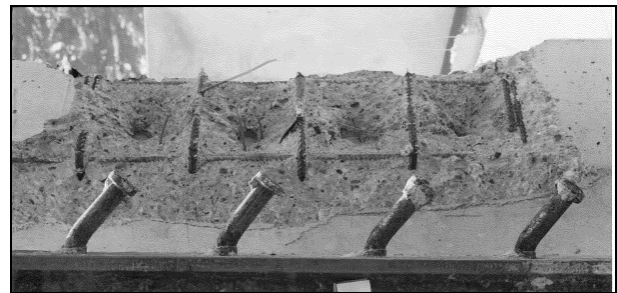


Bild 2-2: Push-out Versuchskörper mit Dübeln in Randlage und Zugbeanspruchung [1]

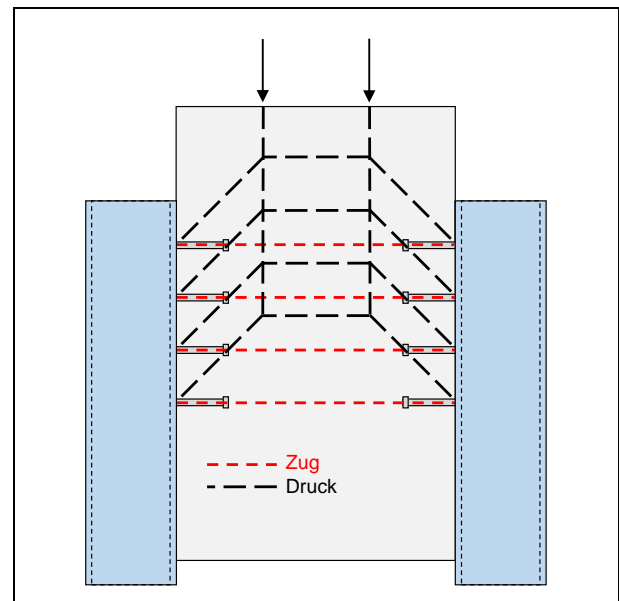


Bild 2-3: Push-out Versuchskörper mit Dübeln in Randlage und Zugbeanspruchung [1]

Auf der Grundlage der mittleren Tragfähigkeit bei Betonversagen nach der Befestigungstechnik [11] und der Interaktionsbedingungen wurden geometrische Randbedingungen nach Gleichung (2-2) und (2-3) für diese kombinierte Zug- und Schubbeanspruchung entwickelt. Dementsprechend wurden im Anhang C zu DIN EN 1994-2 [8] diese geometrische

Randbedingungen nach Gleichung (2-2) und (2-3) definiert. Dabei können mögliche Zugbeanspruchungen durch ausreichend lange Kopfbolzen aufgenommen werden, sodass ein duktileres Tragverhalten der Kopfbolzen in der Verbundfuge sichergestellt wird.

Dübel im Druckbereich des Betongurtes (ungerissener Beton) nach DIN EN 1994-2 Abs. C.1 (2) [8]:

$$\beta \leq 30^\circ \text{ oder } v \geq \max\{110 \text{ mm}; 1,7 a_r'; 1,7 \cdot s/2\} \quad (2-2)$$

Dübel im Zugbereich des Betongurtes (gerissener Beton) nach DIN EN 1994-2 Abs. C.1 (2) [8]:

$$\beta \leq 23^\circ \text{ oder } v \geq \max\{160 \text{ mm}; 2,4 a_r'; 2,4 \cdot s/2\} \quad (2-3)$$

Weiterhin wurde in den Versuchen von BREUNINGER [20] der wesentliche Einfluss der Parameter der Betonfestigkeit, des Randabstandes der Kopfbolzen, der Länge der Kopfbolzen und des Bewehrungsgrades der Bügel beobachtet.

Die Anforderungen der Gleichungen (2-2) und (2-3) an die Mindestlänge der Kopfbolzen können zu vergleichsweise langen Kopfbolzen führen. Lange Kopfbolzen sind in der Praxis zum Teil nicht realisierbar und unwirtschaftlich. Es kann zwar die Längsschubtragfähigkeit des Betongurtes nach Gleichung (2-1) durch eine Zunahme der Dicke des Betongurtes erhöht werden, jedoch wird dann nach Bild 2-1 ein noch längerer Kopfbolzen aufgrund der steileren Druckstrebenneigung des Winkels β erforderlich. Eine Traglaststeigerung durch Parameter wie der Bewehrungsgrad der Rückhängebewehrung oder die Betongüte kann zurzeit nicht berücksichtigt werden.

Der Nachweis von Verbundmitteln wie Kopfbolzen kann neben den Regelungen des Verbundbaus nach den Bemessungsregeln der Befestigungstechnik nach prEN 1992-4 [10], die auf dem Concrete Capacity Verfahren (CC-Verfahren) [12] beruhen, erfolgen. Das CC-Verfahren unterscheidet zwischen möglichen Versagensmechanismen wie beispielsweise ein Versagen durch Betonausbruch. Dabei muss jeder Versagensmechanismus einzeln nachgewiesen werden. So werden zunächst die einwirkenden Schnittgrößen in Ersatzlasten aus Normalkraft- und Querkraftbeanspruchung zerlegt und anschließend mit der Tragfähigkeit der nachzuweisenden Verbindungsmittel gegenübergestellt. Der Anhang C von DIN EN 1994-2 [8] erfasst die unterschiedlichen Versagensmechanismen im Gegensatz zur prEN 1992-4 [10] nur unzureichend. Es stellt sich also die Frage, ob die neuen Erkenntnisse

der Befestigungstechnik nicht genutzt werden können, um die tatsächlich auftretenden Zugkräfte in der Bolzenachse rechnerisch, anstelle der Einhaltung von pauschalen geometrischen Bedingungen, nachzuweisen. Somit kann dann auf die einschränkenden konstruktiven Regeln nach Gleichung (2-2) und (2-3) verzichtet werden.

2.3 Neue Entwicklungen in der Befestigungstechnik

Im Bereich der Befestigungstechnik/Verbundbau beschäftigen sich neue Untersuchungen insbesondere mit dem Einfluss einer gezielten Zulage von Bewehrung im Bereich des Befestigungsmittels. In diesem Bereich wurde festgestellt, dass die Tragfähigkeit des Anschlusses durch eine Erhöhung des Bewehrungsgrades deutlich gesteigert werden kann. Dieser maßgebliche Einfluss der Bewehrung wurde in Untersuchungen zum Tragverhalten von Ankerplatten mit normalfesten Kopfbolzen bestätigt. KUHLMANN/IMMINGER [24] entwickelten im Rahmen von Untersuchungen zum Tragverhalten von starren Ankerplatten in wandartigen Trägern ein Bemessungsmodell für Ankerplatten, das auf der Komponentenmethode nach DIN EN 1993-1-8 [6] basiert. Im Rahmen dieser Untersuchungen wurden Versuche durchgeführt, bei denen ein sprödes Betonversagen der Verankerung durch Bewehrungsbügel auf der lastabgewandten Seite verhindert wurde.

In [21] erfolgte eine erste gemeinsame Betrachtung der Ansätze der Befestigungstechnik und des Verbundbaus.

Weitere Untersuchungen [23] beschäftigten sich mit der Entwicklung eines analytischen Modells, in dem Betonkomponenten integriert sind, die das Verformungsverhalten der Kopfbolzen mit zusätzlicher Rückhängebewehrung berücksichtigen. Für eine gemeinsame Betrachtung des Zusammenwirkens der Betonkomponente mit zusätzlicher Rückhängebewehrung ist eine genauere Betrachtung der Verformungen und Steifigkeiten der einzelnen Komponenten erforderlich. Bei ausreichender Dimensionierung der Rückhängebewehrung kann dieses Modell zu einem duktilen Versagen der Verankerung führen. Ebenso sind Lastumlagerungen im Bereich der Ankerplatte möglich, da eine Berücksichtigung der Verformungen in diesem Bereich erfolgen kann. Für Kopfbolzen unter Randeinfluss wird die Traglast nach den Regeln der Befestigungstechnik [10] stark reduziert, da insbesondere bei fehlender Bewehrung die Versagensform durch Betonkantenbruch maßgebend wird. Dieser Einfluss des reduzierten

Randabstandes ist bei Konstruktionsdetails von Ankerplatten z.B. in einer Stütze ebenso vorhanden wie bei liegenden Kopfbolzen.

Im Rahmen eines Forschungsprojektes [28] wurde der Einfluss der Bewehrungsbügel in Ankerplatten mit vier Kopfbolzen in schmalen gezielt bewehrten Stahlbetonteilen unter Zug bzw. Schub längs zur Bauteilsachse untersucht. Die Versuchskörperabmessungen wurden so gewählt, dass sie üblichen Dimensionen der in der Praxis vorkommenden Stützenabmessungen entsprachen (siehe Bild 2-4). Der Bewehrungsgrad wurde variiert, sodass der Einfluss der Bewehrungsbügel erfasst und in einem analytischen Modell berücksichtigt werden konnte.

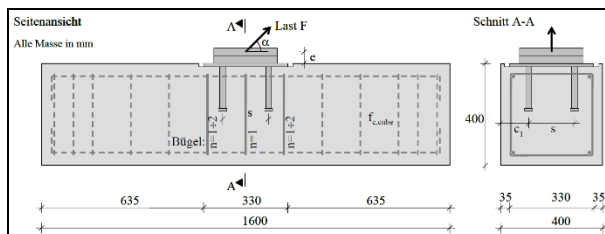


Bild 2-4: Geometrie der Versuchskörper [28]

Diese Untersuchungen zu stabförmigen Stahlbetonbauteilen wurden in einem weiteren Forschungsprojekt [26] fortgeführt. Im Rahmen dieses Projektes wurden Bemessungsmodelle entwickelt, die das Tragverhalten der Ankerplatten unter Berücksichtigung der Zugtragfähigkeit und einer Beanspruchung quer zum Bauteilrand realistisch abbilden. In den Versuchen wurden der Bewehrungsgrad und die Lastexzentrizität in gerissenem als auch ungerissenem Beton variiert, sodass ebenfalls die Traglast durch eine Aktivierung der Zusatzbewehrung gesteigert wurde. Mit Hilfe eines FE-Modells wurde der Lastabtrag in den einzelnen Bewehrungsreihen untersucht und in ein analytisches Modell für die Bemessung in der Praxis implementiert. In diesem Forschungsprojekt wurde gezeigt, dass ein frühzeitiges Ausbruchversagen durch gezielt eingelegte Bewehrung verhindert werden kann. Jedoch lassen sich diese Erkenntnisse nur zum Teil auf liegende Kopfbolzen übertragen, da bei liegenden Kopfbolzen die Einflüsse durch den fehlenden Randabstand deutlich höher sind und zusätzlich die Interaktion aus Quer- und Längsschub neben den Zugbeanspruchungen berücksichtigt werden müssen.

2.4 Pilotuntersuchungen zu liegenden Kopfbolzen unter Zug [36]

Erste Untersuchungen zu liegenden Kopfbolzen unter reiner Zugbeanspruchung wurden an der MPA Stuttgart Anfang 2017 durchgeführt. Im Rahmen

dieser Versuchsreihe sollten Untersuchungen zu einem möglichen Bemessungsmodell durchgeführt werden. Die Versuchsreihe bestand aus 6 Versuchskörpern, wobei diese sich durch eine Variation des Bewehrungsgrades der Rückhängebewehrung, der Einbindelänge der Kopfbolzen und dem Randabstand der Kopfbolzen unterschieden (siehe Tabelle 2-1). Die Wahl der Parameter erfolgte so, dass die theoretischen Randbedingungen für ein Zugversagen der Kopfbolzen nach Gleichung (2-2) nicht eingehalten waren. Durch eine gezielte Erhöhung des Bewehrungsgrades der Rückhängebewehrung sollte der Versagensmechanismus von Betonversagen auf Stahlversagen verändert werden.

Ver-such	Kopf-bol-zen	Platten-dicke [mm]	Rückhän-gebewehrung [cm ² /KOBO]	Höchstlast F _u [kN]
R-01	19/125	250	1,57	306,1
R-02	19/125	250	3,14	434,6
R-03	19/200	250	1,57	448,8
R-04	19/200	250	3,14	550,8
R-05	19/200	300	1,57	484,2
R-06	19/200	300	3,14	562,9

Tabelle 2-1: Versuchsparameter und Versuchsergebnisse der Pilotversuche unter reiner Zugbeanspruchung (2017) [36]

Über diese Parametervariation wurden gezielt unterschiedliche Versagensmechanismen in den Versuchen erreicht. Durch die Zulage von Rückhängebewehrung wurde die Versagensform vom Betonversagen zum Stahlversagen der Kopfbolzen geändert (vgl. Versuch R-03 zu R-04 oder R-05 zu R-06 in Bild 2-6).

Nachdem eine erste Auswertung der liegenden Kopfbolzen unter Zugbeanspruchung erfolgt war, wurde bereits festgestellt, dass zwar ein Nachweis auf Grundlage der Befestigungstechnik nach prEN 1992-4 [10] möglich ist, jedoch werden nicht alle Versagensmechanismen realitätsgetreu wiedergegeben. Dagegen geben neuere Ansätze nach [23] die tatsächlichen Versagensmechanismen realitätsgetreuer wieder. Dabei wird beispielsweise auch der Betonausbruch zwischen einer Rückhängebewehrung erfasst. Die einzelnen Versagensmechanismen und die zugehörigen Bestimmungsgleichungen für Kopfbolzen unter Zugbeanspruchung sind in Tabelle 2-2 angegeben und werden in Ab-

satz 5.2.1 näher erläutert. Die Erkenntnisse aus diesen Untersuchungen sollen nun auf das Nachweis-konzept der liegenden Kopfbolzen nach DIN EN 1994-2 [8] übertragen werden. Hierzu muss zusätz-lich zur reinen Zugbeanspruchung die Schubbean-spruchung in der Verbundfuge berücksichtigt wer-den. Dieses Forschungsvorhaben soll das Zusam-menwirken einer Längsschubbeanspruchung in Kombination mit einer Zugbeanspruchung weiterge-hend untersuchen.

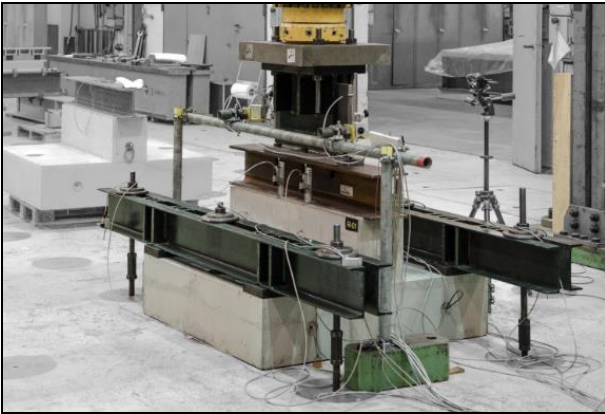


Bild 2-5: Versuchsaufbau [36]

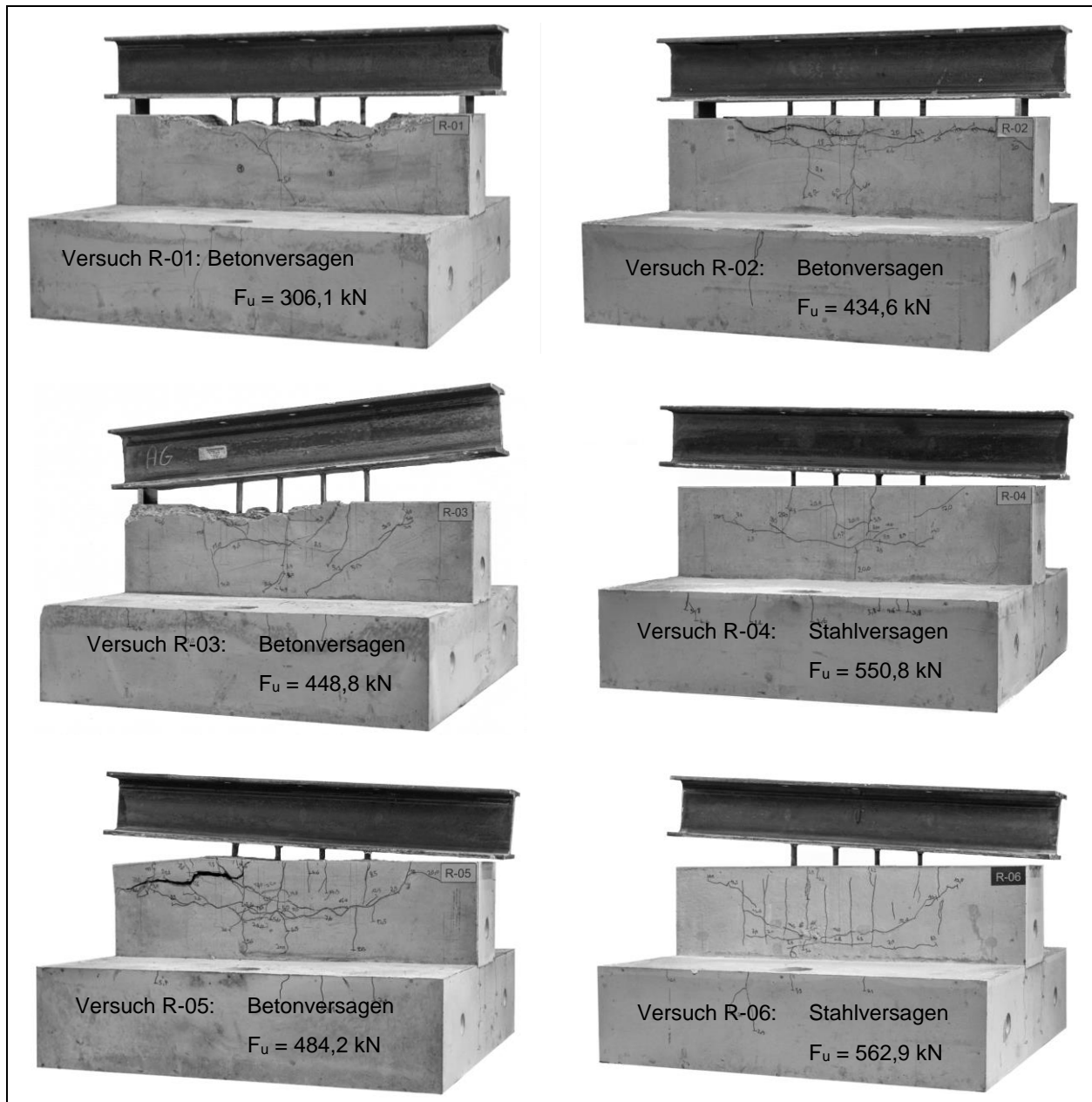


Bild 2-6: Überblick zu den Pilotversuchen zu reiner Zugbeanspruchung, 2017 (Versuche R-01 bis R-06) nach Überschreiten der Tragfähigkeit [36]

Stahlversagen:

$$N_{Rd,s} = A_{s,nom} \cdot \frac{f_{yk}}{Y_{Ms}} = n \cdot \pi \cdot \frac{d_{s,nom}^2}{4} \cdot \frac{f_{yk}}{Y_{Ms}} \quad (2-4)$$

$$\text{Mit: } Y_{Ms} = 1,2 \cdot \frac{f_{yk}}{f_{yk}} \geq 1,4 \quad (2-5)$$

Herausziehen:

$$N_{Rd,p} = n \cdot p_{UK} \cdot A_h \cdot \frac{1}{Y_{Mc}} \quad (2-6)$$

$$\text{Mit: } p_{UK} \leq 12 f_{ck} \quad (2-7)$$

$$A_h = \frac{\pi}{4} \cdot (d_h^2 - d_{s,nom}^2) \quad (2-8)$$

Betonausbruch:

$$N_{Rd,c} = N_{RK,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \frac{1}{Y_{Mc}} \quad (2-9)$$

$$\text{Mit: } N_{Rd,c}^0 = k_1 \cdot h_{ef} \cdot f_{ck}^{0,5} \quad (2-10)$$

$$\psi_{A,N} = \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \quad (2-11)$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,0 \quad (2-12)$$

$$\psi_{re,N} = \left\{ \begin{array}{l} 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1,0 \text{ für } s < 150\text{mm} \\ 1,0 \text{ für } s \geq 150\text{mm oder } s \leq 100\text{mm (für } d_s \leq 10\text{mm)} \end{array} \right\} \quad (2-13)$$

Fließen der Bewehrung:

$$N_{Rd,s,re} = n_{re} \cdot \pi \cdot \frac{d_{s,re}^2}{4} \cdot f_{yd,re} \quad (2-14)$$

Verbundversagen der Bewehrung:

$$N_{Rd,b,re} = \sum n_{re} l_1 \cdot \pi \cdot d_{s,re} \cdot f_{bd} \cdot \frac{1}{\alpha} \quad (2-15)$$

$$\text{Mit: } \alpha = 0,7 \cdot 0,7 \approx 0,5 \quad (2-16)$$

Betondruckstrebenbruch:

$$N_{Rd,cs} = \psi_{supp} \cdot N_{Rd,c} \leq N_{Rd,re} \quad (2-17)$$

$$\text{Mit: } \psi_{supp} = 2,5 - \frac{x}{h_{ef}} \geq 1,0 \quad (2-18)$$

Gemeinsames Versagen Beton und Bewehrung:

$$N_{Rd,re} = \min[N_{Rd,s,re}; N_{Rd,b,re}] + [N_{Rd,c} + \delta_f \cdot k_c] \quad (2-19)$$

$$\text{Mit: } \delta_f = \min[\delta_{s,re}; \delta_{b,re}] = \min \left[\frac{2 \cdot N_{Rd,b,re}^2}{\alpha_c \cdot f_{ck} \cdot d_{s,re}^4 \cdot n_{re}^2}; \frac{2 \cdot N_{Rd,s,re}^2}{\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,re}^4 \cdot n_{re}^2} \right] \quad (2-20)$$

$$k_c = -500 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot h_{ef}} \cdot \psi_{A,N} \cdot \delta_f \quad (2-21)$$

$$\alpha_s = \alpha_c = 12.100 \quad (2-22)$$

Tabelle 2-2: Versagensmechanismen und Bestimmungsgleichungen der Traglast für Kopfbolzen unter Zugbeanspruchung nach IN-FASO [23, 22]

3 Experimentelle Untersuchungen (Arbeitspaket 2)

3.1 Allgemeines

Nachdem im ersten Arbeitspaket die wesentlichen Parameter identifiziert worden sind, wurden Versuche für liegende Kopfbolzen unter einer Zug- und Schubbeanspruchung im Zuge des zweiten Arbeitspaketes entwickelt. Bei einer liegenden bzw. randnahen Anordnung der Kopfbolzen (siehe Bild 2-1) werden die Verbundmittel durch eine Kombination von Zug- und Schubbeanspruchung belastet. Der Fokus der Versuche wurde diesem Anwendungsfall entsprechend gewählt.

3.2 Versuchsaufbau und -programm

Nach den Regeln der Befestigungstechnik nach prEN 1992-4 [10] müssen für Kopfbolzen, die aus einer Kombination aus Schub und Zug beansprucht werden, Interaktionsbedingungen nach Gleichung (3-2) eingehalten werden. Für liegende Kopfbolzen unter reiner Zugbeanspruchung wurden bereits im Vorfeld Versuche durchgeführt [36], vgl. auch Tabelle 2-1. Mit den gleichen Parametern werden im Folgenden Versuche unter einer kombinierten Zug- und Schubbeanspruchung durchgeführt. Durch eine Modifikation der Lagerungsbedingungen (siehe Bild 3-1 bis Bild 3-5) wurde der Anwendungsbereich für randnahe Kopfbolzen unter reiner Schub-, sowie kombinierter Zug- und Schubbeanspruchung abgebildet, siehe auch Tabelle 3-1. Schließlich wurde in den Push-Out Versuchen der Einfluss und die Größe der Zugbeanspruchung der Kopfbolzen für die unterschiedlichen Lagerungsbedingungen erfasst und so die geometrischen Randbedingungen nach Gleichung (2-2) und (2-3) bewertet.

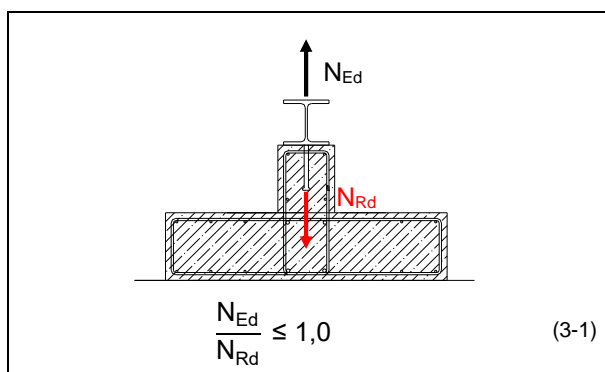


Bild 3-1: Zugversuch nach [36]

Insgesamt wurden vier verschiedene Versuchsaufbauten der Push-Out Versuche untersucht. Im Versuchsaufbau I wurde der Versuchskörper mittels Gewindestangen unterhalb der untersten Reihe Kopfbolzen zusammengehalten und so eine horizontale Relativverschiebung zwischen Stahlprofil und Betonflansch verhindert. Die entstehenden Kräfte in den Gewindestangen wurden durch Kraftmessdosen aufgezeichnet. Die Last wurde hierbei oberhalb der Achse der Kopfbolzen lokal, d.h. die Last für jede Versuchskörperhälfte getrennt, eingeleitet. Ziel dieses ersten Versuchsaufbaus war es, eine kombinierte Beanspruchung aus Zug und Schub in den Kopfbolzen hervorzurufen.

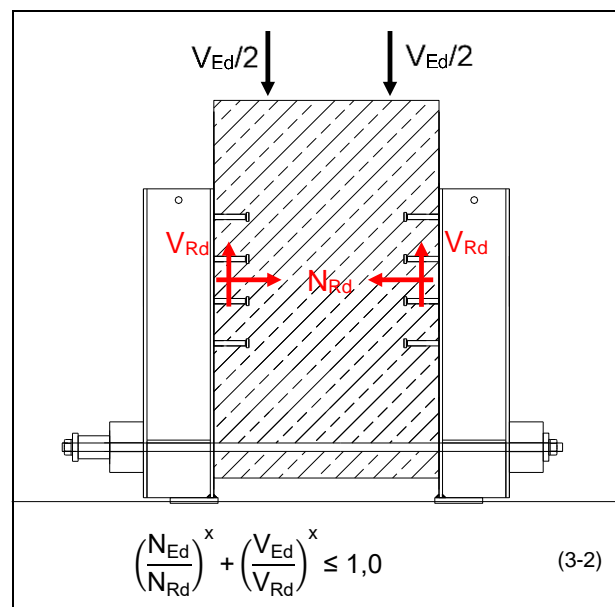


Bild 3-2: Versuchsaufbau I: P-01 bis P-07 (Zug und Schub)

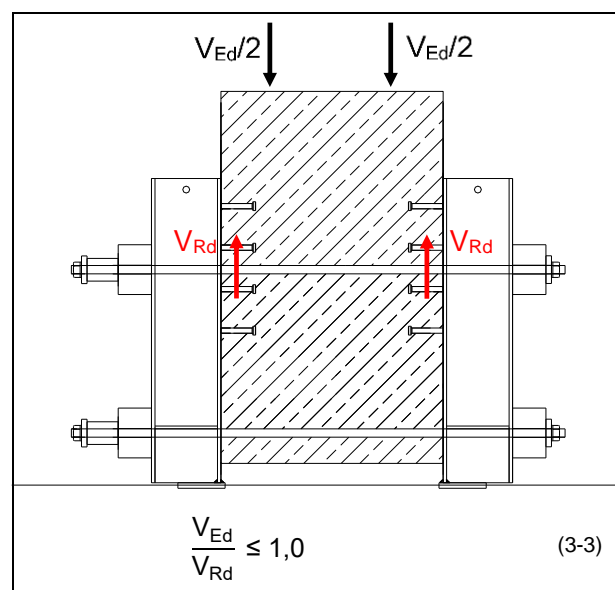


Bild 3-3: Versuchsaufbau II: P-08 und P-09 (Schub)

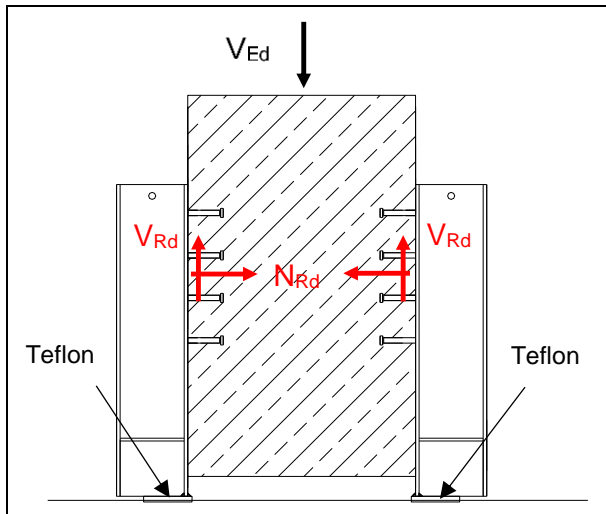


Bild 3-4: Versuchsaufbau III: P-10 bis P-14

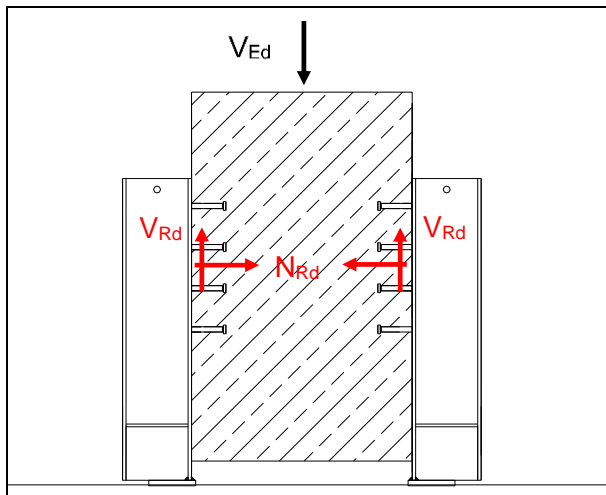


Bild 3-5: Versuchsaufbau IV: P-15

Versuchsaufbau II unterscheidet sich von Versuchsaufbau I lediglich um eine zweite horizontale Festhalterung in Form von Gewindestäben, die auf Höhe der mittleren Kopfbolzenachse angeordnet wurde. Dabei sollte eine Abhebung des Stahlquerschnitts vom Betonflansch über die gesamte Höhe verhindert werden, es sollte keine Zugbeanspruchung in den Kopfbolzen auftreten. Es handelte sich hier daher um einen reinen Schubversuch.

In einer Parameterstudie mittels eines FE-Modells wurden verschiedene Befestigungshöhen der oberen Gewindestangen untersucht. Ziel dieser Untersuchungen war es, die Befestigungshöhe der Stangen für den Versuchsaufbau II festzulegen. Die Rechenzeit wurde durch eine Ausnutzung der doppelten Symmetrie der Versuchskörper verkürzt, indem lediglich ein Viertel des Versuchskörpers modelliert wurde. Es wurden bei der Erstellung des FE-Modells die Eingangsparameter (Vernetzung, Interaktionsbedingungen, Lagerbedingungen, Materialdefi-

nitionen) aus [38] verwendet, eine genauere Beschreibung des FE-Modells ist in Kapitel 4.2 zu finden.

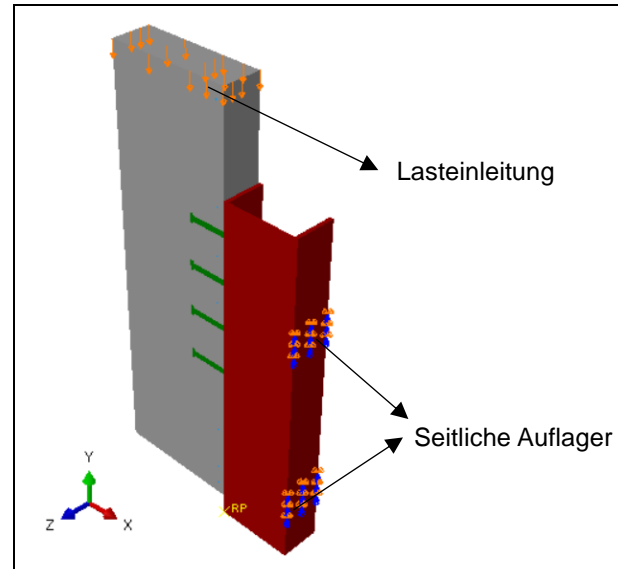


Bild 3-6: FE-Modell: Lastenleitung und seitliche Auflager

Die höchsten Zugkräfte in den seitlichen Auflagern ergaben sich aus der Numerik, wenn die oberen Gewindestangen auf der mittleren Höhe zwischen dem zweiten und dritten Kopfbolzen angeordnet wurde, daher wurde diese Anordnung für den Versuchsaufbau II gewählt. Die Achse der oberen Gewindestangen stimmte bei dieser Anordnung mit der Achse der Verbindungsmittel überein, es konnten die Zugkräfte aus den Kopfbolzen in das seitliche Auflager geleitet werden. Mithilfe von Versuchsaufbau II sollte eine reine Schubbeanspruchung in den Kopfbolzen hervorgerufen werden. Eine genaue Beschreibung der Untersuchungen findet sich in Kapitel 4.3.3.

Mit Hilfe von Versuchsaufbau I, II und den Pilotversuchen unter reinem Zug sollte der Anwendungsbereich der Kopfbolzen unter reinem Zug und Schub, sowie kombinierter Beanspruchung abgebildet werden. Es stellte sich jedoch heraus, dass es sich bei Versuchsaufbau I ebenso um einen reinen Schubversuch handelte. Auf Grundlage einer numerischen Parameterstudie wurde festgestellt, dass die Gewindestangen, die eine horizontale Lagerung darstellen, die Beanspruchung aus den Zugkräften aufnehmen und so die Kopfbolzen lediglich auf Schub beansprucht wurden. Daher wurde der Versuchsaufbau III und IV entwickelt, um den Anwendungsfall einer kombinierten Beanspruchung aus Zug und Schub abzubilden, der bei kurzen Kopfbolzen auftritt.

In den Versuchsaufbauten III und IV wurden die Versuchskörper horizontal frei gelagert, sodass die Zugbeanspruchung in den Kopfbolzen nicht direkt in ein horizontales Auflager geleitet wurde. Die Last wurde mittig auf den Betongurt aufgebracht. Die Lagerung des Stahlprofils erfolgte im Versuchsaufbau III auf Teflon, im Versuchsaufbau IV wurde der Versuchskörper direkt auf der Stahlplatte der Prüfmaschine gelagert. Durch die Lagerung auf Teflon wurden zusätzliche horizontale Auflagerkräfte durch die Minimierung der Reibung reduziert, um ein Herausziehen der Kopfbolzen zu erreichen.

Zusätzlich wurde der Einfluss der unterschiedlichen Reibungskoeffizienten auf das Tragverhalten untersucht.

Die Versuchsmatrix ist in Tabelle 3-1 dargestellt. Die Versuche P-01 bis P-05 orientierten sich dabei an den bereits durchgeführten Versuchen unter reinem Zug [36], so wurden hier gleiche Versuchsparameter gewählt. In [36] wurde bereits für Kopfbolzen unter reiner Zugbeanspruchung gezeigt, dass durch eine gezielte Erhöhung der Bewehrung die Tragfähigkeit gesteigert werden kann. Daher sollte in den Versuchen P-06 und P-07 untersucht werden, ob durch eine gezielte Anordnung von Bewehrungsbügeln ein duktiler Stahlversagen erreicht werden kann. Zusätzlich wurde in den Versuchen P-08 und P-09, in denen die Kopfbolzen vorwiegend auf Schub beansprucht wurden, untersucht, ob durch die Lagerungsbedingungen ein Herausziehen der Kopfbolzen verhindert werden kann.

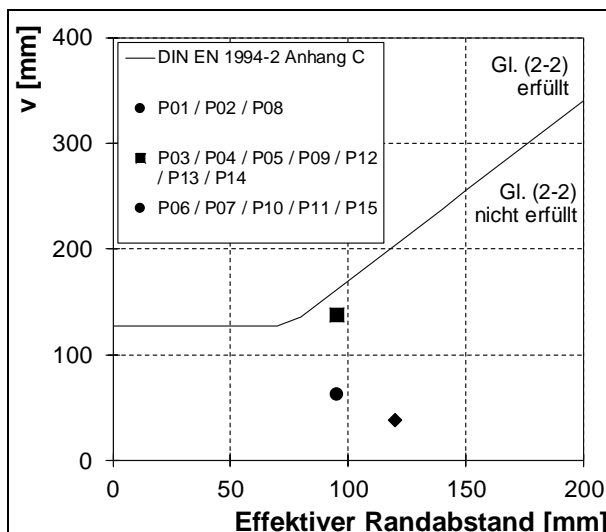


Bild 3-7: Abmessung v in Abhängigkeit des effektiven Randabstandes a_e für Dübel im Druckbereich des Betongurtes (siehe Bild 2-1)

Die Versuche aus Versuchsaufbau III und IV orientierten sich hierbei an den Versuchen aus Versuchsaufbau I.

Alle Versuche orientierten sich an den von BREUNINGER [20] durchgeführten Versuchen.

Durch die Anordnung von Dehnmessstreifen (DMS) (siehe Bild 3-10) an der Rückhängebewehrung, sowie an den Kopfbolzen sollte die Größe der vorhandenen Zugkräfte erfasst werden.

Für die Push-Out Versuche kann nach Gleichung (2-2) für Dübel im Druckbereich des Betongurtes bzw. nach Gleichung (2-3) für Dübel im Zugbereich des Betongurtes das erforderliche Maß v nach DIN EN 1994-2 Anhang C [8] berechnet werden, siehe auch Bild 2-1. Mit Hilfe von Bild 3-7 lässt sich erkennen, dass für alle durchgeführten Versuche die geometrischen Randbedingungen nach Gleichung (2-2) bzw. (2-3) nicht erfüllt sind.

Aus diesen geometrischen Randbedingungen lässt sich ebenfalls eine Mindestlänge der Kopfbolzen für die verschiedenen Versuche bestimmen. Die Kopfbolzen erfüllen diese Vorgaben an die Länge der Kopfbolzen nach DIN EN 1994-2 Anhang C [8] nicht, wie in Bild 3-8 dargestellt. Für die Einhaltung des nach Norm vorgeschriebenen Abstands v (siehe Bild 2-1) müssten somit extrem lange Kopfbolzen verwendet werden, die in der Praxis unwirtschaftlich und nicht realisierbar sind und somit kaum Anwendung finden.

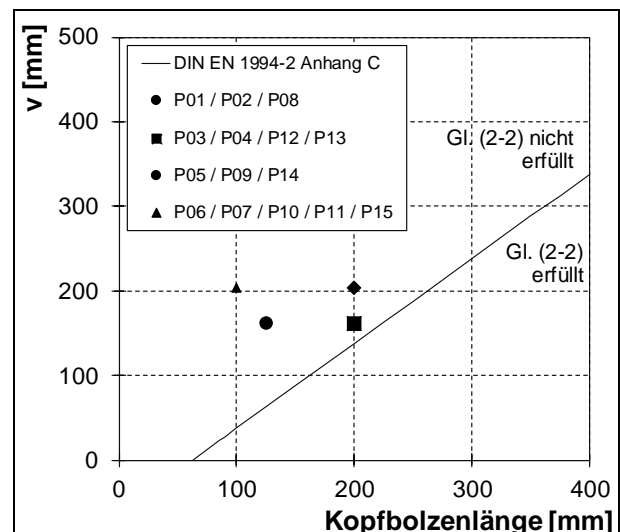


Bild 3-8: Abmessung v in Abhängigkeit der Kopfbolzenhöhe für Dübel im Druckbereich des Betongurtes (siehe Bild 2-1)

Versuch	Kopfbolzenlänge [mm]	Plattendicke [mm]	Rückhängebewehrung	Lagerung		Lasteinleitung	Versuchsaufbau
				seitlich	unten		
P-01	125	250	1,57 cm ² /KOBO	Unten	-	Lokal	I
P-02	125	250	3,14 cm ² /KOBO	Unten	-	Lokal	I
P-03	200	250	1,57 cm ² /KOBO	Unten	-	Lokal	I
P-04	200	250	3,14 cm ² /KOBO	Unten	-	Lokal	I
P-05	200	300	1,57 cm ² /KOBO	Unten	-	Lokal	I
P-06	100	300	1,57 cm ² /KOBO	Unten	-	Lokal	I
P-07	100	300	3,14 cm ² /KOBO	Unten	-	Lokal	I
P-08	125	250	3,14 cm ² /KOBO	Unten & Oben	-	Lokal	II
P-09	200	300	1,57 cm ² /KOBO	Unten & Oben	-	Lokal	II
P-10	100	300	1,57 cm ² /KOBO	Frei	Teflon	Mittig	III
P-11	100	300	3,14 cm ² /KOBO	Frei	Teflon	Mittig	III
P-12	200	250	1,57 cm ² /KOBO	Frei	Teflon	Mittig	III
P-13	200	250	3,14 cm ² /KOBO	Frei	Teflon	Mittig	III
P-14	200	350	3,14 cm ² /KOBO	Frei	Teflon	Mittig	III
P-15	100	300	1,57 cm ² /KOBO	Frei	-	Mittig	IV

Tabelle 3-1: Versuchsparameter (Versuche P-01 bis P-15)

3.3 Versuchsdurchführung

Die Versuche wurden in Übereinstimmung mit DIN EN 1994-1-1 Anhang B [7] durchgeführt. Dabei wurde die Versuchslast zunächst in Stufen bis zu 40% der erwarteten Bruchlast gesteigert. Im Anschluss wurden 25 Lastwechsel mit Ober- bzw. Unterlasten von 40% bzw. 5% der erwarteten Bruchlast aufgebracht. Anschließend wurde die Last gleichmäßig über einen Zeitraum von mindestens 15 Minuten bis zur Bruchlast gesteigert. Der Versuchskörper wurde fotografisch protokolliert, um die Entstehung von Rissen aufzuzeichnen. Die Versuche wurden an der Materialprüfungsanstalt Otto-Graf-Institut (MPA) der Universität Stuttgart durchgeführt.

3.4 Messeinrichtung

3.4.1 Übersicht

Zur Messung der Verschiebungen wurden Wegaufnehmer auf dem Versuchskörper angeordnet. Zusätzlich wurden Dehnmessstreifen zur Messung der Dehnungen im Betonquerschnitt bzw. auf den Kopfbolzen und der Bewehrung angeordnet.

3.4.2 Wegaufnehmer

Gemäß DIN EN 1994-1-1 Anhang B [7] ist entweder eine kontinuierliche Messung oder bei jedem Lastinkrement eine Messung des Schlupfes zwischen den Betonteilen und dem Stahlprofil erforderlich. Diese Messung soll solange erfolgen, bis die Versuchslast um 20% unter den Wert der Maximallast abgefallen ist. Zusätzlich ist nahe den Verbundmitteln das Abheben der Betonteile vom Stahlträger zu messen.

Bei allen Versuchskörpern wurden 17 Wegaufnehmer nach Bild 3-9 angeordnet. Zur Messung des Schlupfes zwischen Stahlprofil und Betonplatte wurden 4 Wegaufnehmer (WA1 bis WA4) eingesetzt. Die Dickenänderung des Betonquerschnitts wurde ebenfalls mit 4 Wegaufnehmern (WA5 bis WA8) gemessen und so die Spreizung des Betons senkrecht zur Beanspruchungsrichtung aufgezeichnet. Die Ablösung des Stahlprofils vom Betonquerschnitt wurde mit 4 Wegaufnehmern (WA9 bis WA12) und zusätzlich die horizontale Verschiebung des Stahlprofils mit 4 Wegaufnehmern (WA13 bis WA16) gemessen.

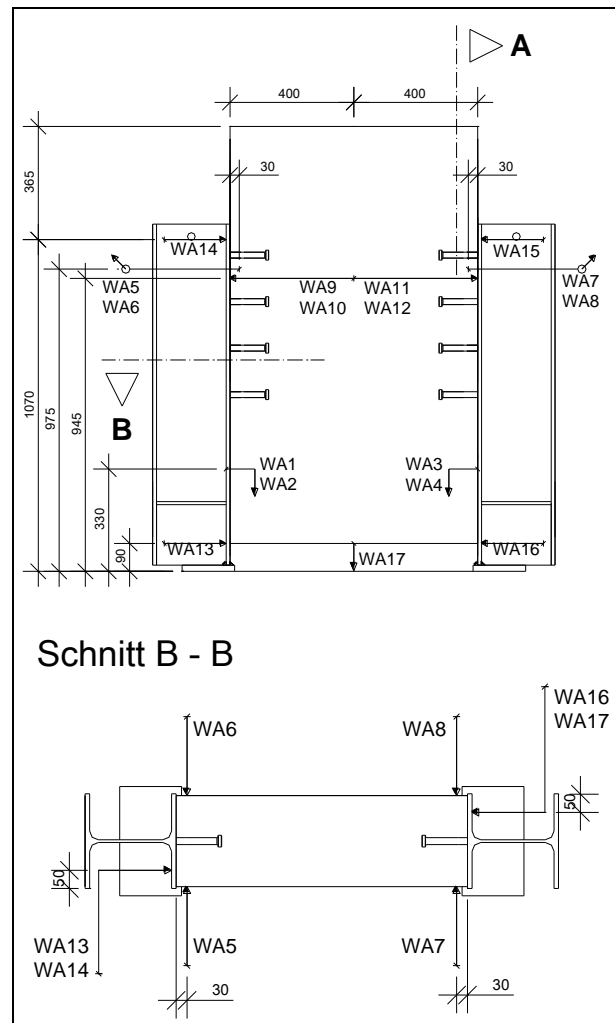


Bild 3-9: Anordnung der Wegaufnehmer

3.4.3 Dehnmessstreifen

Zusätzlich zu den Wegaufnehmern wurden die Versuchskörper mit Dehnmessstreifen an der Bewehrung und den Kopfbolzen versehen. Zur Ermittlung von Zugkräften wurden seitlich an den Kopfbolzen (DMS 1-8), sowie auf der Bewehrung (DMS 9-13), Dehnmessstreifen angebracht. Zusätzlich wurden drei Dehnmessstreifen (DMS 14-16) zur Bestimmung von Spaltzugkräften auf der Bewehrung angeordnet. Die Anordnung der Dehnmessstreifen ist in Bild 3-10 beispielhaft für den Versuchskörper P-01 dargestellt.

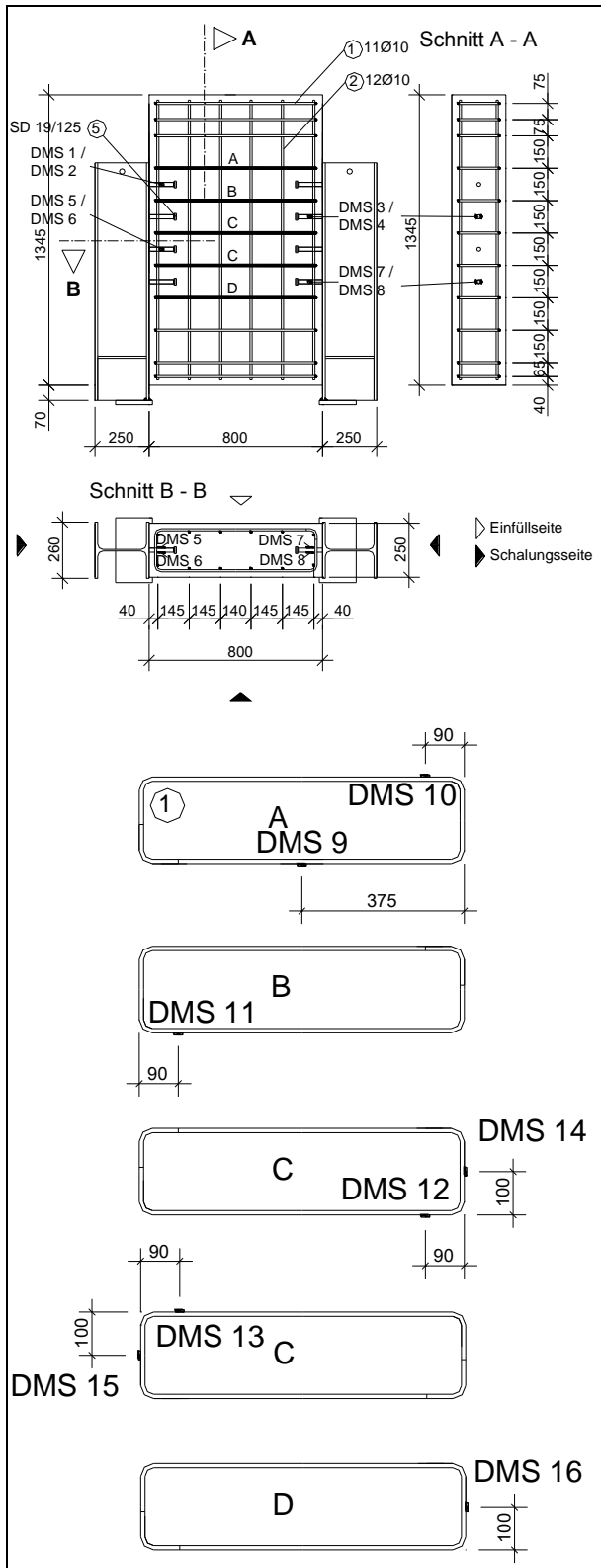


Bild 3-10: Anordnung der Dehnmessstreifen am Beispiel des Versuchskörpers P-01

3.5 Material

3.5.1 Beton

Die Versuchskörper wurden in zwei Chargen betoniert: Die Versuchskörper P-01 bis P-09 wurden mittels Transportbeton an der MPA Stuttgart betoniert (Charge 1), während die Versuchskörper P-10 bis P-15 in einem Betonfertigteilwerk (Charge 2) betoniert worden sind. Bei beiden Betonchargen wurde Beton der Festigkeitsklasse C20/25 verwendet. Es wurden jeweils begleitend zu den Versuchen Betonwürfel geprüft.

3.5.2 Bewehrung

Für die Längs- und Bügelbewehrung wurde ein warmgewalzter Stabstahl der Stahlsorte B500 nach DIN 488 mit einem Durchmesser von 10mm eingesetzt. Die Materialwerte wurden entsprechenden Zugproben entnommen.

3.5.3 Kopfbolzen

Es wurden Kopfbolzen des Herstellers Köco der Stahlsorte S235J2+C470 verwendet.

3.5.4 Stahl

Es wurden Stahlprofile HEA260 der Firma Salzgitter Mannesmann Stahlhandel mit der Güte S235J2+AR genutzt.

3.6 Ergebnisse

3.6.1 Allgemeines

Anhand des Versuchskörpers P-01 und P-02 wird das Verhalten der Verbundfuge mittels Last-Schlupf-Kurve, siehe Bild 3-11, beispielhaft beschrieben.

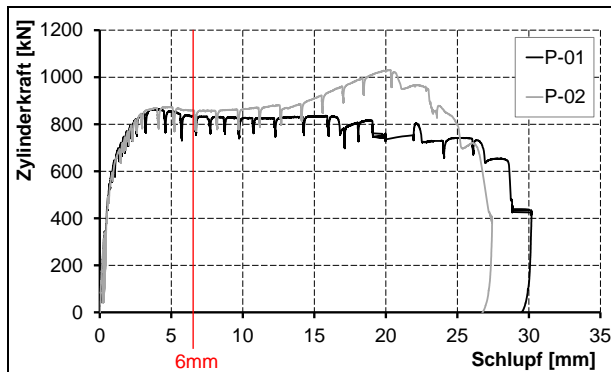


Bild 3-11: Last-Schlupf-Kurve des Versuchskörpers P-01 und P-02

Die Verbundfuge verhielt sich bei der Erstbelastung noch relativ steif, bei den darauffolgenden 25 Lastzyklen wurde das Verhalten weicher, da die Haftreibung zwischen Stahl- und Betonflansch überwunden wurde. Während der Lastwechsel befanden sich alle Prüfkörper auf einem linearen Last-Verformungspfad. Anschließend wurde die Weggeschwindigkeit der Prüfmaschine verringert und die Versuchskörper bis zum Versagen mit einer niedrigen Geschwindigkeit belastet. Die Maschine wurde in regelmäßigen Schritten zur Rissdokumentation und Betonrelaxation auf einem konstantem Verformungsniveau gehalten, dies ist anhand der Lastabfälle im Diagramm zu erkennen. Bei Wiederbelastung wurde der ursprüngliche Weg der Last-Verformungskurve wiederaufgenommen. Bei Überschreiten der Traglast war bei allen Versuchskörpern ein sehr duktileres Verhalten zu beobachten. Zudem bildete sich ein für liegende Kopfbolzen typischer Spaltriss im Betonflansch von der Achse der Kopfbolzen ausgehend. Das charakteristische Verformungsvermögen aller Versuchskörper beträgt mehr als 6mm, demnach darf das Verhalten der Verbundmittel nach DIN EN 1994-2 Absatz 6.6.1.1 (5) [8] als duktil eingestuft werden.

Bei einigen Versuchskörpern (wie bspw. P-02) trat ein erneutes Lastmaximum bei sehr hohen Schlupfwerten von 15-30mm auf. Aufgrund der hohen Betonschädigung durch Risse bei diesen hohen Schlupfwerten wird dieser Wert nicht als Traglast bezeichnet, in Tabelle 3-2 ist dieser Wert gesondert

aufgelistet. Als Traglast wird die maximale Last bezeichnet, die bis zum Erreichen eines Schlupfes von 6mm erreicht wurde.

In Tabelle 3-2 werden die Versuchsergebnisse sowie die Versagensformen der einzelnen Versuche zusammengefasst.

3.6.2 Berechnung der Normalkräfte

Die Normalkräfte in der Achse der Kopfbolzen werden aus den mittels DMS gemessenen Dehnungen berechnet. Es wurde das in Bild 3-12 dargestellte Materialgesetz verwendet, das auch eine Berechnung der Kräfte im plastischen Bereich beinhaltet. Das Vorgehen entspricht der Beschreibung der Spannungsdehnungslinie aus [37].

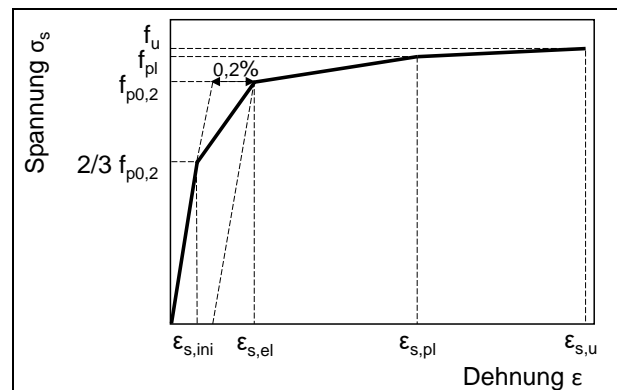


Bild 3-12: Materialmodell zur Berechnung der Normalkräfte aus den Dehnungen [37]

Es wird die Annahme getroffen, dass die Dehnung bei Erreichen der Zugfestigkeit f_u in etwa der vierfachen Dehnung bei Erreichen der Streckgrenze entspricht. Diese Annahme zeigte eine gute Übereinstimmung mit Versuchsergebnissen [37]. Die Charakterisierung der Spannungsdehnungslinie erfolgt über die folgenden Beziehungen:

Normalkraft:

$$N_{u,s} = \frac{\pi}{4} \cdot d^2 \cdot f_u \quad (3-4)$$

Dehnung im Anfangsbereich:

$$\epsilon_{s,ini} = \frac{2/3 \cdot f_{p0,2}}{E_s} \quad (3-5)$$

Elastische Dehngrenze mit zugehöriger Streckgrenze $f_{p0,2}$:

$$\epsilon_{s,el} = \frac{f_{p0,2}}{E_s} + 0,002 \quad (3-6)$$

Plastische Dehnung:

$$\varepsilon_{s,pl} = 4 \cdot \varepsilon_{s,el}$$

Zugehörige Spannung zur plastischen Dehnung mit Zugfestigkeit f_u :

$$f_{pl} = 0,99 \cdot f_u$$

Bruchdehnung:

$$\varepsilon_{s,u} = 0,15$$

3.6.3 Versuchsaufbau I (P-01 bis P-07)

(3-7) **Versuchsverlauf und Rissentwicklung**

Während der Vorbelastungszyklen traten keine Risse in der Betonplatte auf. Bei Erreichen der Traglast entstanden Risse an den seitlichen Stirnflächen der Betonplatte, die sich in Verlängerung der Kopfbolzen befanden. Mit Steigerung der Last bzw. des Maschinenweges verlängerten und öffneten sich die Risse. Zudem entstanden an der Einfüllseite des Betons Schubrisse, die unterhalb der untersten Kopfbolzenreihe begannen und sich schlussendlich mit den seitlichen Rissen verbunden haben.

(3-8)

(3-9)

Versuch	Traglast [kN]	Kopfbolzentraglast [kN]	Normalkraft je Kopfbolzen bei Traglast [kN]	Schlupf bei Erreichen der Traglast [mm]	Maximale Versuchslast [kN]	Maximale Kopfbolzenlast [kN]	Schlupf bei Maximallast [mm]	Versuchslast beim versagen [kN]	Schlupf bei Versagen [mm]	Versagensursache B=Betonversagen S=Stahlversagen H=Herausziehen
P-01	865	108	79	3,8	865			742	25,0	B
P-02	874	109	118	4,6	1031	129	20,3	1028	20,0	B / S
P-03	789	99	35	3,8	889	111	19,9	888	20,0	B / S
P-04	822	103	40	5,2	1009	126	22,5	1007	22,5	B / S
P-05	862	108	46	6,0	915	114	14,5	913	14,0	B / S
P-06	832	104	122	5,7	834	104	6,7	812	11,0	B
P-07	972	122	126	5,8	973	122	6,1	926	12,5	B / S
P-08	948	119	114	5,7	970	121	15,1	967	15,0	B / S
P-09	911	114	36	6,0	1078	135	15,6	947	25,0	B / S
P-10	612	77	36	5,3	612			592	7,8	H
P-11	699	87	104	5,9	700	88	6,8	504	20,5	B
P-12	695	87	57	5,9	815	102	26,7	811	25,0	B
P-13	757	95	42	5,5	845	106	17,7	798	21,5	B / S
P-14	796	99	40	6,0	910	114	14,2	904	15,0	S
P-15	631	79	48	5,2	631			557	15,5	B / H

Tabelle 3-2: Überblick über die Versuchsergebnisse und Versagensursachen



Bild 3-13: Rissbild der Stirnflächen des Betonkörpers am Ende des Versuchs (P-07)

Nachdem die Traglast erreicht war, verharrten alle Versuchskörper auf einem hohen Lastniveau, bis i.d.R. bei einem Schlupf von mehr als 15mm die Kopfbolzen abgerissen wurden und so der Versuchskörper versagte. Zu diesem Zeitpunkt war die äußere Schale der Betonplatte schon abgesprungen und der Beton unterhalb der Kopfbolzen zermürbt.

In Bild 3-13 ist das Rissbild der seitlichen Betonfläche am Beispiel des Versuchs P-07 dargestellt. In der Achse der Kopfbolzendübel ist ein Spaltriss, der typisch für randnahe Kopfbolzen ist, aufgetreten. Der Beton oberhalb der Dübel ist zermürbt.

Der Schlupf in der Verbundfuge wurde hauptsächlich durch die Biegeverformung der Kopfbolzen aufgenommen. Der Stahlflansch hat sich vom Betonflansch abgelöst, danach glitt der Betonquerschnitt am Stahlprofil entlang.

Bild 3-14 zeigt die Verformung der Kopfbolzen am Ende des Versuchs P-02, die oberen beiden Kopfbolzen waren zu diesem Zeitpunkt schon am Fuß des Dübels abgerissen. Es hatten sich am Dübelfuß sowie im Dübelschaft zwei Fließgelenke gebildet.

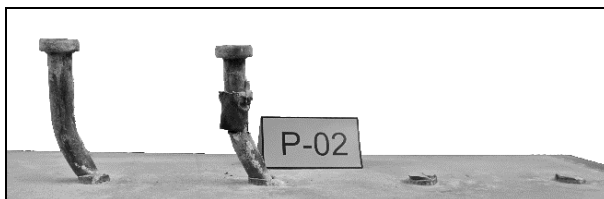


Bild 3-14: Verformung der Kopfbolzen am Ende des Versuchs (P-02)

Last-Schlupfverhalten in der Verbundfuge

Das Last-Schlupfverhalten der Versuchskörper in der Verbundfuge nach den Lastwechsellern war bis ca. 67% der Traglast linear. Anschließend wird die Tangente zunehmend bis zum Erreichen der Traglast flacher. Das Verhalten nach Überschreiten der Traglast war bei allen Versuchskörpern sehr duktil, das Lastniveau nahm zunächst kaum ab und bei einigen Versuchskörpern sogar zu. Die Belastung beim Versagen der Versuchskörper lag zwischen 85 und 122% der Traglast.

Dickenänderung der Stahlbetonplatte

Die Dicke der Stahlbetonplatte änderte sich linear, steigend zur Last, bis ca. 75% der Traglast erreicht war. Bei Erreichen der Traglast beträgt sie zwischen 0,1 und 1mm. Nachdem die Traglast erreicht war, nahm die Dickenänderung stetig zu.

Ablösung der Stahlbetonplatte vom Stahlprofil

Bis zum Erreichen der Traglast war keine nennenswerte Ablösung der Stahlbetonplatte vom Stahlprofil zu verzeichnen. Nachdem die Traglast erreicht wurde, löste sich das Stahlprofil vom Betonflansch ab, wobei die Ablösung auf Höhe der Gewindestangen gering war und bis zum oberen Ende des Prüfkörpers stetig zunahm.

Dehnungsmessungen

Der Dehnungsverlauf in den Kopfbolzen sowie der Bewehrung war bis ca. 75% der Traglast annähernd linear. Anschließend nahmen sowohl die Dehnungen in der Bewehrung als auch in den Kopfbolzen stark zu. Bei Auftreten der ersten Risse im Beton nahmen auch die Dehnungen in der Bewehrung, als auch in den Kopfbolzen zu.

Messungen in den Kraftmessdosen

Die gemessene Kraft, die als seitliche Auflagerkraft definiert ist, stieg bis ca. 75% der Traglast linear an. Bis zum Erreichen der Traglast nahm die Kraft stetig zu. Für die Versuche P-01 bis P-05 lag die gemessene Kraft bei Erreichen der Traglast zwischen 5 und 10kN, während in den Versuchen P-06 und P-07 mit einer Kopfbolzenlänge von 100mm in etwa doppelt so hohe Kräfte (ca. 20kN) gemessen wurden. Nach Überschreiten der Traglast stieg die Kraft bis zum ersten Versagen des Versuchskörpers stetig an. Bei Beginn des Versagens der Probekörper fiel die gemessene Kraft bis zum vollständigen Versagen wieder ab.

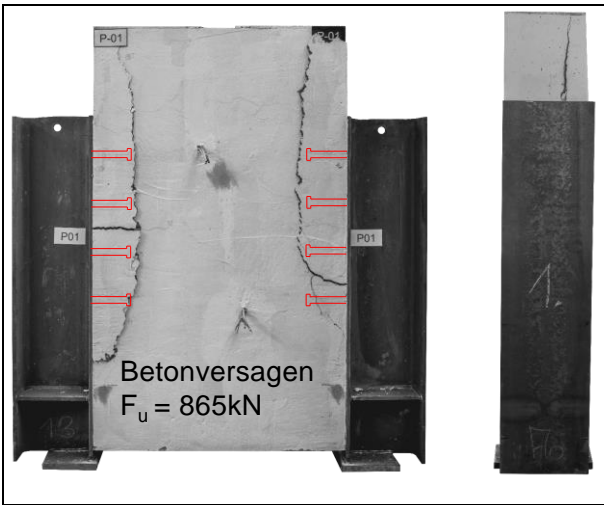


Bild 3-15: Versuchskörper P-01 am Ende des Versuchs

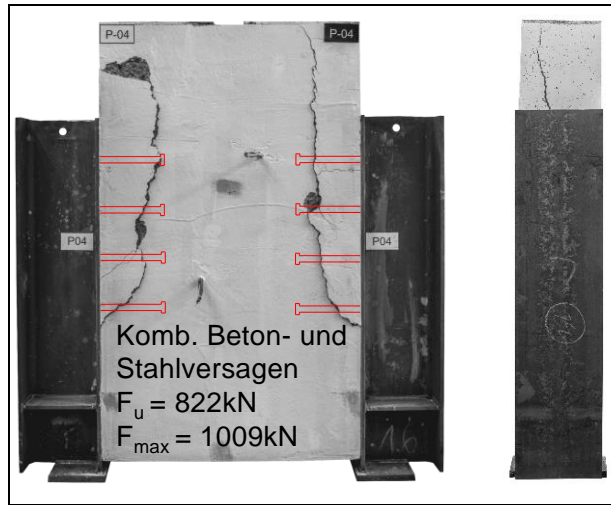


Bild 3-18: Versuchskörper P-04 am Ende des Versuchs

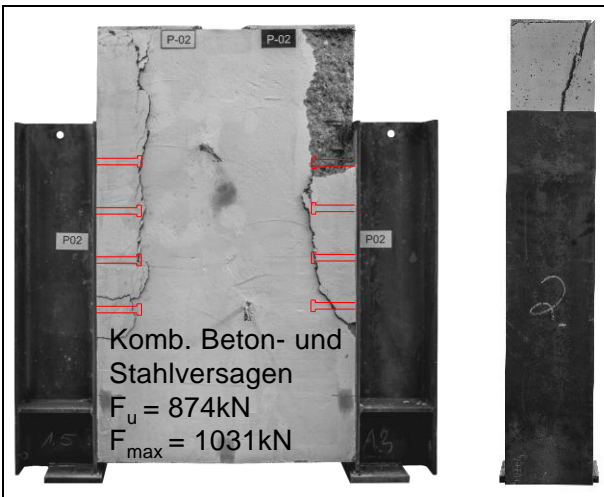


Bild 3-16: Versuchskörper P-02 am Ende des Versuchs

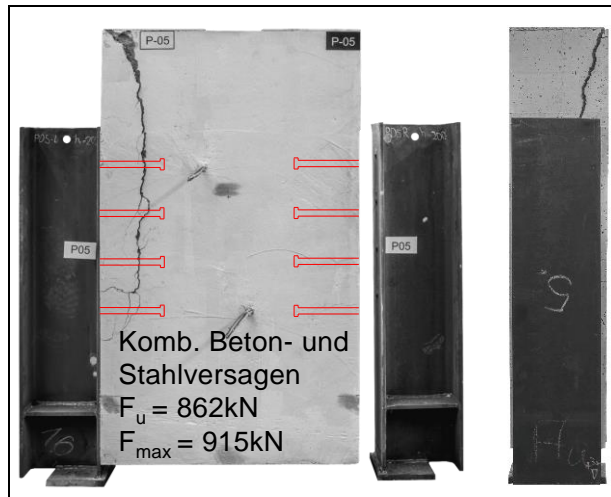


Bild 3-19: Versuchskörper P-05 am Ende des Versuchs

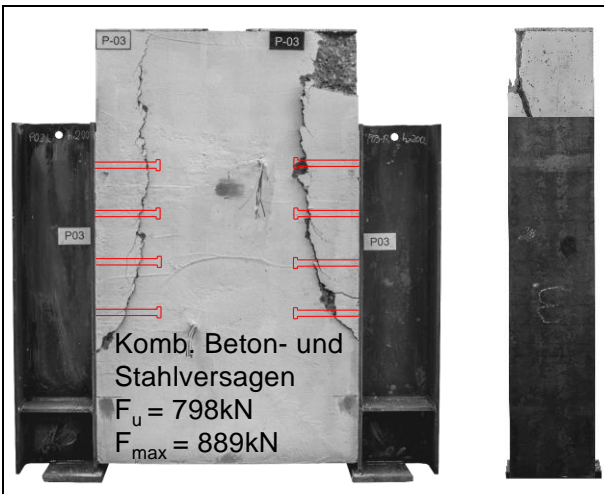


Bild 3-17: Versuchskörper P-03 am Ende des Versuchs

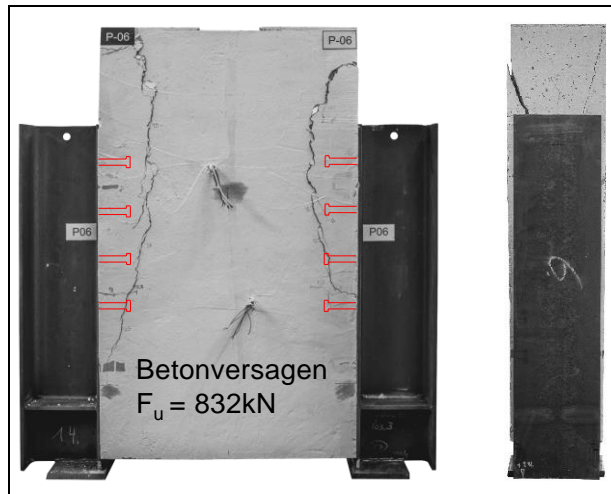


Bild 3-20: Versuchskörper P-06 am Ende des Versuchs

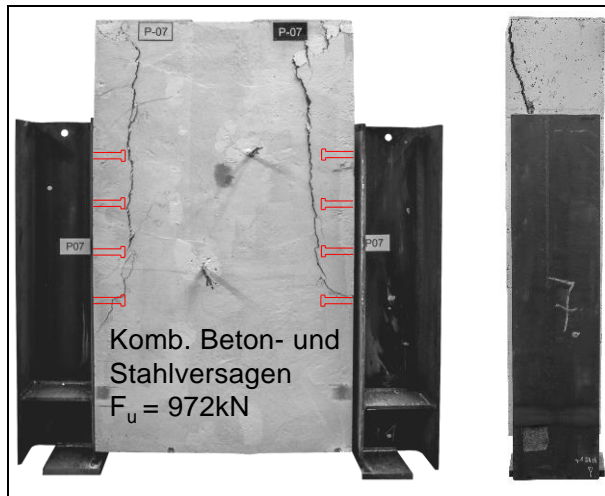


Bild 3-21: Versuchskörper P-07 am Ende des Versuchs



Bild 3-22: Versuchskörper P-08 am Ende des Versuchs

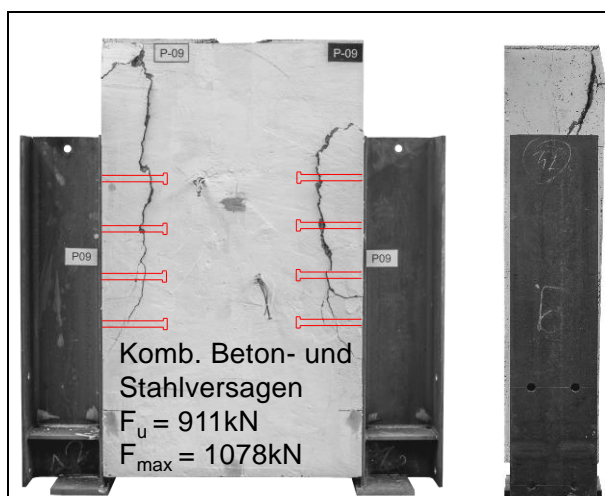


Bild 3-23: Versuchskörper P-09 am Ende des Versuchs

3.6.4 Versuchsaufbau II (P-08 bis P-09)

Versuchsverlauf und Rissentwicklung

Es traten keine Risse während der Vorbelastung in der Betonplatte auf. Die Risse entwickelten sich ähnlich der Versuche des Versuchsaufbaus I ausgehend von Spaltrissen an der Stirnseite des Betonflansches und der Einfüllseite des Betons. Die Risse öffneten sich mit Steigerung des Maschinenweges. Es entstanden, beginnend bei der untersten Reihe Kopfbolzen, Schubrisse, die sich mit den Spaltrissen im weiteren Versuchsverlauf verbunden haben. In Bild 3-22 und Bild 3-23 sind die Rissbilder der Versuche zu sehen.

Der Versuch P-08 erreichte sein erstes Maximum (Traglast) bei einem Schlupf von 5,7mm, anschließend verharrte die Last auf einem hohen Niveau und konnte schließlich nochmals leicht gesteigert werden. Dagegen konnte im Versuch P-09 die Last bis zur Maximallast, die erst bei einem Schlupf von 15,6mm erreicht wurde, stetig gesteigert werden, siehe Bild 3-24. Beide Versuche versagten schlussendlich durch ein Abreißen der Kopfbolzen am Dübelfuß. Der Beton oberhalb der Kopfbolzen war zu diesem Zeitpunkt schon zermürbt und die äußere Schale des Betonflansches abgesprungen.

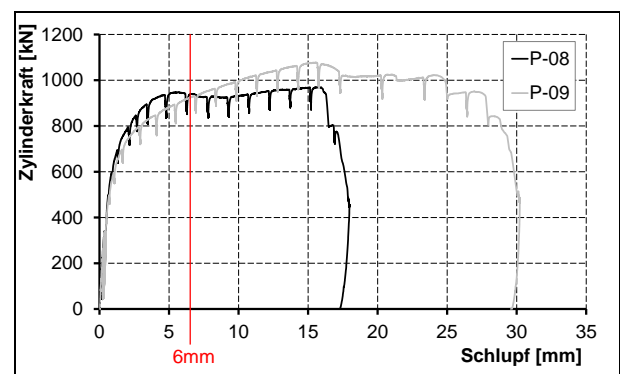


Bild 3-24: Last-Schlupf-Kurve (Versuchsaufbau II)

Bild 3-25 zeigt die Verformung der Kopfbolzen am Ende des Versuchs. Es sind zwei Fließgelenke am Dübelfuß sowie am Schaft entstanden.

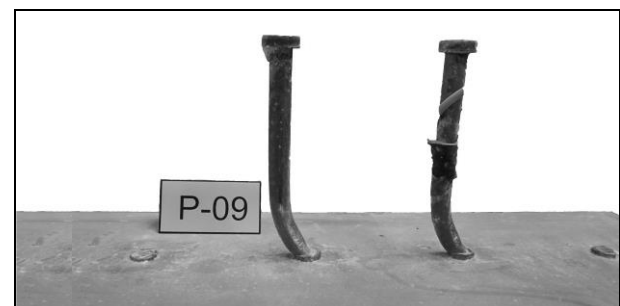


Bild 3-25: Verformung der Kopfbolzen am Ende des Versuchs (P-08)

Last-Schlupfverhalten in der Verbundfuge

Beide Versuchskörper wiesen bis ca. 67% ein lineares Last-Schlupf-Verhalten der Verbundfuge auf. Die Neigung wurde anschließend bis zum Erreichen der Traglast flacher. Das Lastniveau nahm kaum ab bzw. sogar zu (P-08), demnach weisen die Versuchskörper ein duktileres Verhalten der Verbundfuge auf. Die Belastung beim Versagen lag bei ca. 103% der Traglast (Traglast = Maximallast bis zu einem Schlupf von 6mm).

Dickenänderung der Stahlbetonplatte

Die Dicke des Betonflansches nahm bis zum Erreichen der Traglast linear bis zu einem Wert von ca. 0,3mm zu, bei Überschreiten der Traglast wuchs die Dickenänderung stetig bis zum Versagen der Prüfkörper.

Ablösung der Stahlbetonplatte vom Stahlprofil

Das Stahlprofil löste sich bis zum Erreichen der Traglast kaum von der Stahlbetonplatte ab. Erst nach Überschreiten der Traglast nahmen die Verformungen bis zu einem Maximum von ca. 2,5mm zu. Aufgrund der seitlich angeordneten Gewindestangen, die als seitliche Auflager dienten, löste sich das Stahlprofil im Vergleich zu Versuchsaufbau I kaum von der Betonplatte ab, da die horizontalen Kräfte durch die seitlichen Auflager aufgenommen wurden.

Dehnungsmessungen

Es zeigte sich bis ca. 75% der Traglast ein linearer Verlauf der Dehnungsmessungen in den Kopfbolzen sowie der Bewehrung. Bis zum Erreichen der Traglast nahmen die Dehnungen nichtlinear zu, gleichzeitig traten vermehrt Risse im Beton auf.

Messungen in den Kraftmessdosen

Bis ca. 75% der Traglast erreicht wurde, stieg die seitliche Auflagerlast, die an den Enden der Gewindestangen gemessen wurde, linear an. Bis zum Erreichen der Traglast stieg die Last überproportional an. Die Kräfte in den oberen Auflagern waren deutlich geringer als jene in den unteren seitlichen Auflagern. Die Kraft stieg stetig bei Überschreiten der Traglast bis die ersten Versagensanzeichen sichtbar wurden. Anschließend fiel die gemessene Kraft bis zum vollständigen Versagen des Prüfkörpers ab.

3.6.5 Versuchsaufbau III (P-10 bis P-14)

Versuchsverlauf und Rissentwicklung

Es sind keine Risse aus der Vorbelastung entstanden, jedoch war bei allen Versuchskörpern ein lauter Schlag während den Vorbelastungszyklen zu vernehmen.

Bei Erreichen der Traglast traten ähnlich der vorherigen Versuchsaufbauten Risse an der Stirnfläche des Betonflansches auf, die sich mit Steigerung der Last verlängerten und öffneten. Zusätzlich entstanden diagonale Risse an der Vorder- und Rückseite des Betonflansches. Diese Risse verlängerten sich bei Steigerung der Last, jedoch öffneten sie sich nicht. In Bild 3-26 bis Bild 3-31 sind die Rissbilder der Versuche wiedergegeben.

Die Versuchskörper verharrten mit Ausnahme des Versuchskörpers P-10, bei dem es zu einem Herausziehen der Kopfbolzen kam, auf hohem Lastniveau. Bei den Versuchskörpern mit großer Kopfbolzenlänge (P-12 und P-13) kam es nach Erreichen der Traglast zu einer Laststeigerung um 12 bzw. 17%. Nach Überschreiten der Traglast versagten die Prüfkörper bei einem Schlupf von über 10mm. Die Kopfbolzen nahmen den Schlupf in der Verbundfuge hauptsächlich durch Biegeverformung auf. Am Dübelfuß sowie im Dübelschaft hatten sich zwei Fließgelenke gebildet, mit Ausnahme des Versuchskörpers P-10, bei dem sich aufgrund der kurzen Kopfbolzenlänge und des niedrigen Bewehrungsgrades lediglich ein Fließgelenk am Dübelfuß ausbildete.

Last-Schlupfverhalten in der Verbundfuge

Die Versuchskörper wiesen eine lineare Beziehung zwischen Last und auftretendem Schlupf bis zu ca. 67% der Traglast auf. Anschließend flachte die Neigung der Kurve bis zum Erreichen der Traglast ab. Das Verhalten der Verbundfuge war bei allen Prüfkörpern nach Überschreiten der Traglast sehr duktil, bei einigen Körpern konnte die Last nach Erreichen der Traglast zudem gesteigert werden. Bei Versagen lag das Lastniveau zwischen 67 und 114% der Traglast. Der Versuchskörper P-10 versagte durch ein Herausziehen der Kopfbolzen, es war keine Laststeigerung nach Erreichen der Maximallast möglich.

Dickenänderung der Stahlbetonplatte

Die Dickenänderung der Stahlbetonplatte verhielt sich linear zum Maschinenweg bis ca. 75% der Traglast erreicht war. Bei Erreichen der Traglast betrug diese zwischen 0,1 und 1mm. Bei Überschreiten der Traglast nahm die Dickenänderung stetig

zu, bis sie ihr Maximum am Ende des Versuches erreichte.

Ablösung der Stahlbetonplatte vom Stahlprofil

Die Ablösung der Stahlbetonplatte vom Stahlprofil betrug bis zum Erreichen der Traglast weniger als 1,5mm. Bis zum Erreichen der Traglast löste sich das Stahlprofil entlang der Prüfkörperhöhe nahezu gleichermaßen vom Betonquerschnitt ab. Bei Überschreiten der Traglast nahm die Ablösung bis zum Ende des Versuches stetig zu. Der Verlauf der Ablösung über die Versuchskörperhöhe nahm bis zum unteren Ende des Versuchskörpers zu. Die größte Ablösung war demnach nahe den Auflagerpunkten des Prüfkörpers zu messen, die geringste am oberen Ende des Prüfkörpers.

Dehnungsmessungen

Bis zum Erreichen von ca. 75% der Traglast war der Dehnungsverlauf in den Kopfbolzen und der Bewehrung annähernd linear. Bei Erreichen der Traglast traten die ersten Risse auf und die Dehnungen in der Bewehrung als auch in den Kopfbolzen nahmen nichtlinear zu.

3.6.6 Versuchsaufbau IV (P-15)

Versuchsverlauf und Rissentwicklung

In der Betonplatte traten keine Risse aus Vorbelastung auf, ähnlich dem Versuchsaufbau III gab es ebenfalls während der Vorbelastung einen hörbaren Schlag, zeitgleich fiel die Last ab, konnte aber sofort wieder in gleicher Weise bis zum Erreichen der Maximallast gesteigert werden. Nachdem die Maximallast erreicht wurde, fiel die Last langsam ab. Das Versagen wurde durch ein Herausziehen der Kopfbolzen (ähnlich dem Versuch P-10) eingeleitet.

Ähnlich dem Versuchsaufbau III hatten sich Spaltzugrisse ausgehend von der Achse der Kopfbolzen gebildet, die sich im weiteren Versuchsverlauf mit Schubrisen an der Vorder- und Rückseite des Prüfkörpers verbanden.

Beschreibung des weiteren Versuchsverlaufs

Das weitere Verhalten des Prüfkörpers war identisch mit dem Verhalten der Prüfkörper mit Versuchsaufbau III und wird daher hier nicht weiter erläutert (Last-Schlupfverhalten in der Verbundfuge, Dickenänderung der Stahlbetonplatte, Ablösung der Stahlbetonplatte vom Stahlprofil, Dehnungsmessungen).

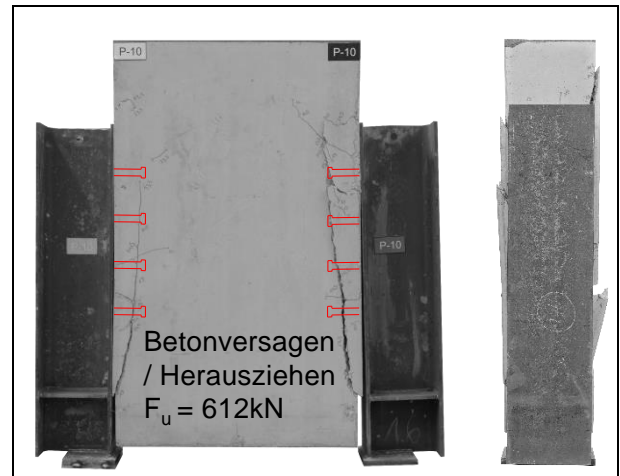


Bild 3-26: Versuchskörper P-10 am Ende des Versuchs

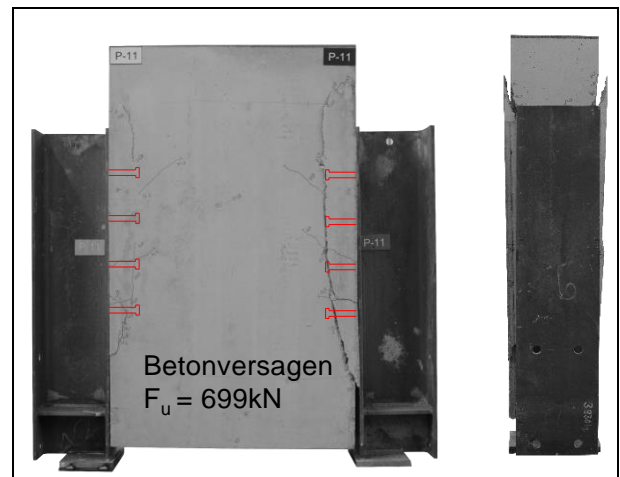


Bild 3-27: Versuchskörper P-11 am Ende des Versuchs

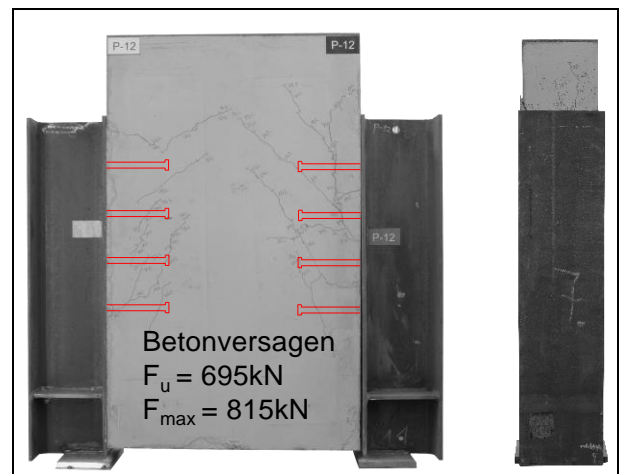


Bild 3-28: Versuchskörper P-12 am Ende des Versuchs



Bild 3-29: Versuchskörper P-13 am Ende des Versuchs

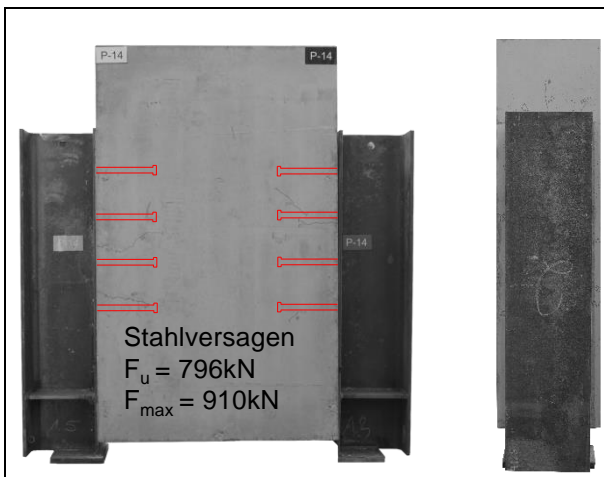


Bild 3-30: Versuchskörper P-14 am Ende des Versuchs

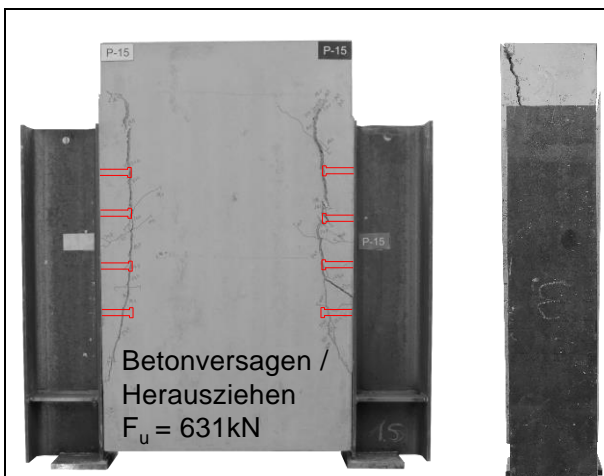


Bild 3-31: Versuchskörper P-15 am Ende des Versuchs

3.7 Auswertung der Versuchsparameter

3.7.1 Allgemeines

In den folgenden Kapiteln wird der Einfluss der Versuchsparameter auf die Traglast, sowie auf die Normalkräfte in den Kopfbolzen erläutert. Ebenso wird auf die unterschiedlichen Versagensmechanismen Bezug genommen. Zunächst werden in Kapitel 3.7.2 die Traglasten der verschiedenen Versuchsreihen durch Umrechnung vergleichbar gemacht, da die Prüfkörper aus unterschiedlichen Betonchargen hergestellt wurden. Im Anschluss wird das Tragverhalten der Verbundfuge allgemein erläutert (Kapitel 3.7.3). Im Folgenden wird der Einfluss der folgenden Parameter auf das Tragverhalten im Einzelnen erläutert (Kapitel 3.7.4 bis 3.7.7):

- Versuchsaufbau
- Länge der Kopfbolzen
- Dicke der Betonplatte bzw. Höhe des effektiven Randabstandes
- Bewehrungsgrad

3.7.2 Betongüte

In den Versuchsaufbauten III und IV wurde die gleiche Betongüte (C20/25) gewählt wie in Aufbau I und II, jedoch variierten die Betondruckfestigkeiten aufgrund der unterschiedlichen Betonchargen. Es ist daher notwendig, die Traglast auf eine Betondruckfestigkeit umzurechnen, um eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse sicherzustellen.

Der Einfluss der Betongüte auf die Traglast wird im Anhang an DIN EN 1994-2 Gl. (6.19) [8] proportional zur Wurzel der Betondruckfestigkeit berücksichtigt. Mithilfe von Gleichung (3-10) werden die Traglasten auf die Betondruckfestigkeit des Versuchskörpers P-06 transformiert.

$$P_{Rd}^* = P_{Rd} \cdot \sqrt{\frac{f_c}{f_{c,ref}}} \quad (3-10)$$

In Tabelle 3-3 sind die Ergebnisse der Umrechnung zusammengestellt, diese werden für die Abbildungen und Auswertungen in den folgenden Kapiteln herangezogen.

Versuch	Traglast P_{Rd}^* [kN]	Traglast (Schub) je Kopfbolzen [kN]
P-01	861	108
P-02	869	109
P-03	779	97
P-04	810	101
P-05	850	106
P-06	832	104
P-07	971	121
P-08	933	117
P-09	894	112
P-10	718	90
P-11	817	102
P-12	808	101
P-13	888	111
P-14	933	117
P-15	734	92

Tabelle 3-3: Traglast der Versuchskörper bezogen auf die Zylinderdruckfestigkeit des Prüfkörpers P-06

3.7.3 Tragverhalten der Verbundfuge

Das Verhalten der Verbundfuge der untersuchten Prüfkörper entsprach den in den Versuchen von BREUNINGER [20] beschriebenen Beobachtungen und wird im Folgenden erläutert.

Im Fall von randnahen Kopfbolzen entstehen durch den verringerten Randabstand im Gegensatz zu stehenden Kopfbolzen Spaltzugkräfte in der Achse der Kopfbolzen. Diese Kräfte werden von den Kopfbolzen in den Beton eingeleitet. Durch die konzentrierte Einleitung der Kräfte aus den Kopfbolzen in den Beton entstehen im Beton Querdruck- und Querspannungen, siehe Bild 3-33.

Im Beton können die Querdruckspannungen kurzgeschlossen werden. Aufgrund von Querspannungen im Beton entstehen Risse in der Platte, da Beton eine sehr geringe Zugfestigkeit besitzt. Die Anordnung von Bügelbewehrung verhindert die Rissausbreitung. Die Betondruckkräfte stützen sich zudem auf der Bewehrung ab und verursachen Zugkräfte in den Bügeln, siehe Bild 3-32. Eine effektive Anordnung der Bügelbewehrung ergibt sich, wenn die Bügelbewehrung im Bereich des Maximums der Querspannungen angeordnet wird. Das Maximum der Dehnungen tritt in einem bestimmten Abstand unter den Kopfbolzen auf. Zudem wird die Effektivität der Bewehrung durch einen

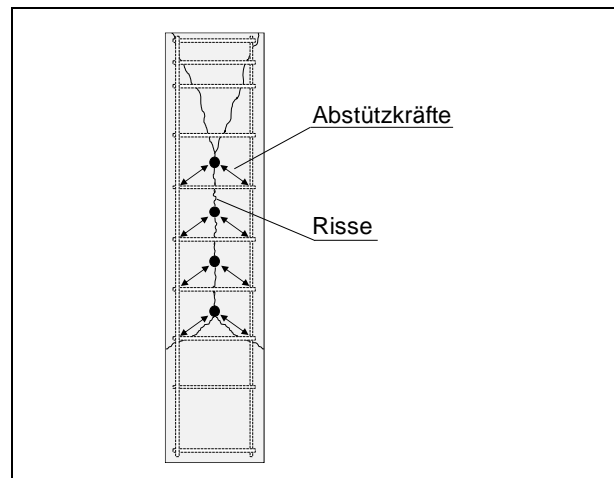


Bild 3-32: Schnitt durch die Verbundfuge eines Prüfkörpers

guten Haftverbund mit dem umliegenden Beton verbessert.

Die Querdehnung bewirkt eine Dickenänderung des Betons, daher sind Rückschlüsse von der Dickenänderung auf die Rissentstehung möglich. Anhand dieser Rissdehnung lässt sich die Dickenänderung des Betons berechnen, bei der die ersten Risse entstehen.

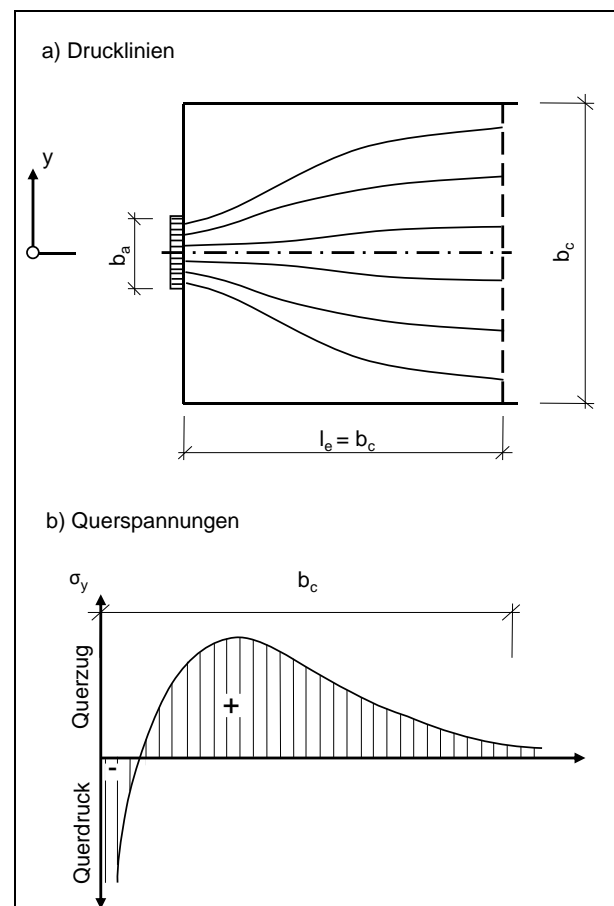


Bild 3-33: Drucklinien und Querspannungen bei Einleitung einer Einzellast in einen Betonkörper nach [30]

Mit Hilfe der mittleren Betondruckfestigkeit lässt sich zunächst die Zugfestigkeit des Betons bestimmen:

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{cm}^{\frac{2}{3}} = 3,04 \text{ N/mm}^2 \quad (3-11)$$

mit dem E-Modul von Beton

$$E_{cm} = 22 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3} = 31.270 \text{ N/mm}^2 \quad (3-12)$$

lässt sich die Rissdehnung des Betons bestimmen:

$$\varepsilon_r = \frac{3,04}{31270} = 0,0972 \text{ ‰} \quad (3-13)$$

Bei Entstehung des ersten Risses ergibt sich somit eine Dickenänderung des Betongurtes von 0,02 bzw. 0,025mm bei einer Plattendicke von 250 bzw. 300mm, wobei bei der Berechnung lediglich der Beton berücksichtigt wird, der innerhalb des Bewehrungsbügels liegt. Bei allen Prüfkörpern betrug die Dickenänderung bei Erreichen der Traglast mindestens 0,1mm, daher ist davon auszugehen, dass sich bereits vor Erreichen der Traglast ein vertikaler Riss in der Achse der Kopfbolzen ausgebildet hat.

Aufgrund des gerissenen Zustandes des Betons dringt der Kopfbolzen im Schaftbereich in den Beton ein. Im Bereich des Kopfbolzenkopfes ist der Bolzen jedoch weiterhin verankert. Aufgrund dessen bilden sich zwei Fließgelenke im Dübel aus: zuerst am Dübelfuß und anschließend im Kopfbolzenschaft. Nach Überschreiten der Traglast ist die Beanspruchung konstant, der Schlupf in der Verbundfuge sowie die Dickenänderung des Betonquerschnittes nehmen allerdings stark zu. Das Versagen der Verbundfuge wird durch die Fähigkeit des Kopfbolzenfußes, Biegeverformung aufzunehmen, bestimmt. Somit ist die Traglast unter Abscheren erreicht, wenn die maximale Biegeverformung am Dübelfuß erreicht ist, da hier die maximale Abscherbeanspruchung gleichzeitig erreicht wird.

3.7.4 Vergleich der Versuchsaufbauten

Versuchsaufbau I und II

Versuchsaufbau (=VA) I und II unterscheiden sich um eine horizontale Festhalterung auf der Mitte der Höhe der Schubverbindungsmitel.

Der Einfluss auf das Tragverhalten, sowie dem Versuchsverlauf ist gering. Die Traglast konnte zwar bei einem zusätzlichen horizontalen Auflager gesteigert werden, jedoch ist die Steigerung mit ca. 6% sehr gering und kann vernachlässigt werden. In Bild 3-34 und Bild 3-35 sind die Last-Schlupf-Kurven für die Versuche P-02 (VA I) verglichen mit P-08 (VA II), sowie P-05 (VA I) und P-09 (VA II) dargestellt. Es lässt sich erkennen, dass die unterschiedlichen Lagerungsbedingungen keinen Einfluss auf den Versuchsverlauf, die Versagensursache und die Anfangssteifigkeit hatten.

Das Versagen der Versuche (P-02, P-05, P-08, P-09) wurde unabhängig der Unterschiede im Versuchsaufbau aufgrund von Betonversagen eingeleitet. Erst nach Erreichen der Traglast kam es zu einem Abscheren der Kopfbolzen.

Zusätzlich ist ein Vergleich der aus den Dehnungsmessungen berechneten Normalkräfte in den Kopfbolzen in Bild 3-36 und Bild 3-37 für die oben genannten Versuche dargestellt. Die Beanspruchung der Dübel verteilte sich gleichmäßig auf alle Dübel. Es wird der Mittelwert aller Dübel als die Normalkraftbeanspruchung auf einen Dübel dargestellt. Es lässt sich auch hier erkennen, dass die Normalkräfte in den Kopfbolzen für beide Versuchsaufbauten ähnlich hoch sind.

Das Ziel im VA I das Versagen „Herausziehen“ herbeizuführen, das in den Versuchen von BREUNINGER [20] beobachtet wurde, konnte mit diesem Aufbau nicht erreicht werden. Aufgrund der hohen Kräfte in den Kraftmessdosen wird vermutet, dass die horizontalen Zugkräfte durch die seitlich angebrachten Gewindestangen aufgenommen wurden. Die Zugkräfte in den Kopfbolzen konnten somit direkt in die seitlichen Auflager eingeleitet werden, so dass ein Herausziehen der Kopfbolzen verhindert wurde.

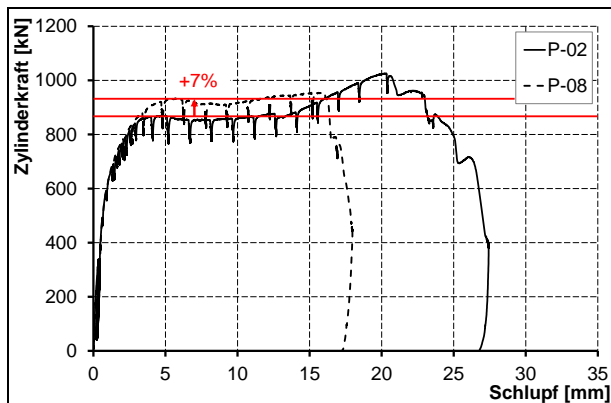


Bild 3-34: Vergleich von Versuchsaufbau I und II (Last-Schlupf-Kurve: P-02 und P-08)

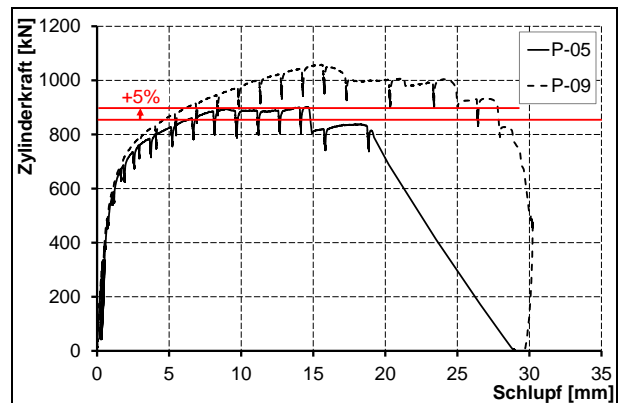


Bild 3-35: Vergleich von Versuchsaufbau I und II (Last-Schlupf-Kurve: P-05 und P-09)

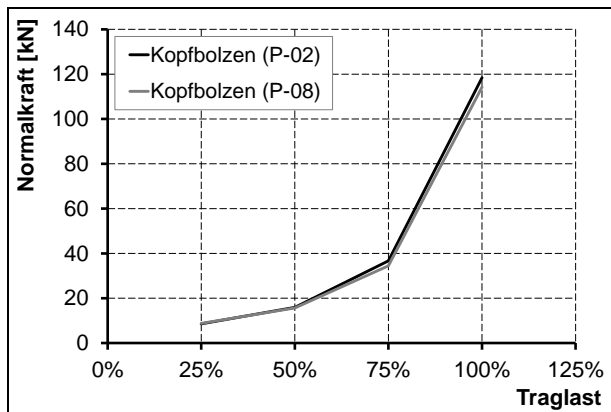


Bild 3-36: Vergleich von Versuchsaufbau I und II (Normalkräfte in den Kopfbolzen: P-02 und P-08)

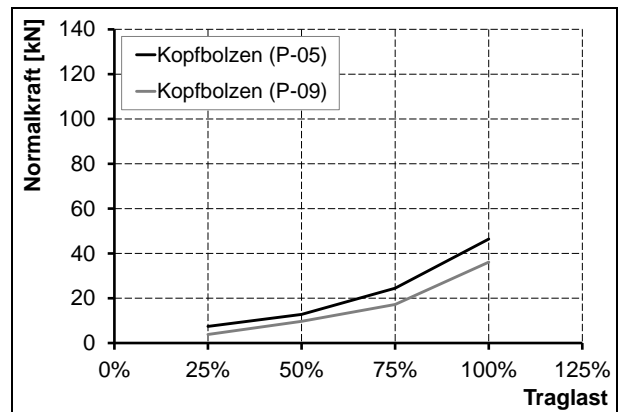


Bild 3-37: Vergleich von Versuchsaufbau I und II (Normalkräfte in den Kopfbolzen: P-05 und P-09)

Versuchsaufbau (=VA) I und III

VA I unterscheidet sich vom VA III durch Gewindestangen, die als horizontale Auflager dienen.

Durch die horizontal freie Lagerung bei der mit Teflon sogar auch Reibung aufgehoben war (vgl. Bild 3-4) im VA III konnte das Versagen „Herausziehen“ provoziert werden, da die horizontalen Kräfte durch die Kopfbolzen in den Betonflansch eingeleitet und aufgenommen werden mussten.

In Bild 3-38 bis Bild 3-41 sind Vergleiche der Last-Schlupf-Kurven für die verschiedenen Versuchsaufbauten dargestellt. Bei langen Kopfbolzen (Bild 3-38, Bild 3-39) hat eine zusätzliche seitliche Lagerung keine Auswirkungen auf das Last-Schlupf-Verhalten oder die Versagensform. Für Kopfbolzen mit einer kurzen Länge ist ein Einfluss zu erkennen (Bild 3-40 und Bild 3-41): Zunächst konnte die Traglast im VA I um 16 bzw. 19% gesteigert werden. Außerdem wurde im Versuch P-10 (VA III) im Vergleich zu P-06 (VA I) ein Herausziehen der Kopfbolzen beobachtet. Die Last fiel nach Erreichen der Traglast im Vergleich zum VA I ab, bei dem die Last

auf Traglastniveau gehalten werden konnte. Bei einer kurzen Kopfbolzenlänge und gleichzeitig hohem Bewehrungsgrad konnte zwar die Traglast im VA I um 19% (vgl. P-11 gegenüber P-07) gesteigert werden, jedoch konnte ein Herausziehen der Kopfbolzen durch die erhöhte Bewehrungsmenge verhindert werden.

Im Vergleich der Normalkräfte in den Kopfbolzen konnte vergleichbares beobachtet werden (Bild 3-42 bis Bild 3-45): Die Höhe der Normalkräfte bewegte sich für die Versuche mit langen Kopfbolzen, sowie kurzen Kopfbolzen und erhöhter Bewehrungsmenge für beide Versuchsaufbauten in der gleichen Größenordnung. Im Vergleich von P-06 und P-10 mit niedrigem Bewehrungsgrad (Bild 3-44) ist ein deutlicher Unterschied zu erkennen: die Normalkräfte waren bei VA I ca. dreifach höher als im VA III. Im VA I konnten die Zugkräfte durch die horizontale Lagerung aufgenommen werden, während bei VA III diese Lagerung nicht existiert und es daher zum Versagen kam.

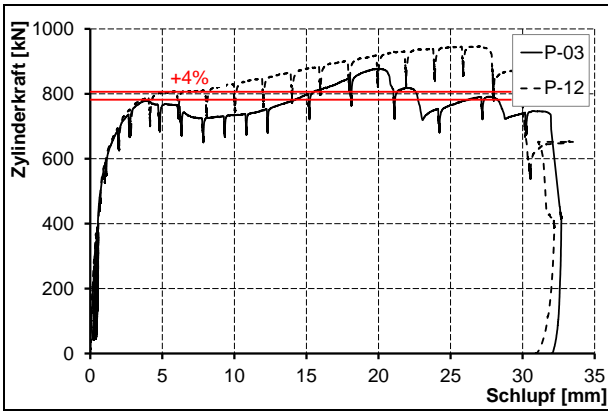


Bild 3-38: Vergleich: Last-Schlupf-Kurve: P-03 und P-12 [$l_{Kobo}=200\text{mm}$]

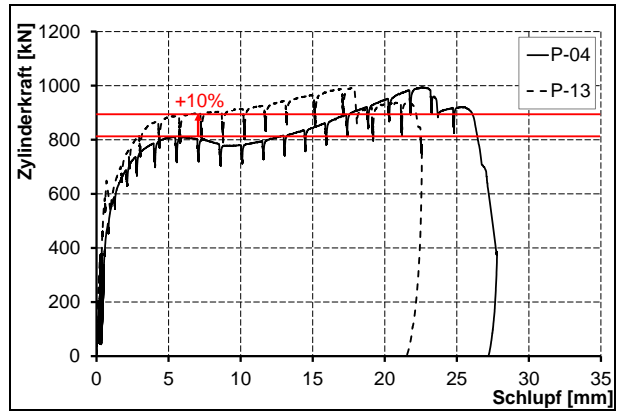


Bild 3-39: Vergleich: Last-Schlupf-Kurve: P-04 und P-13 [$l_{Kobo}=200\text{mm}$]

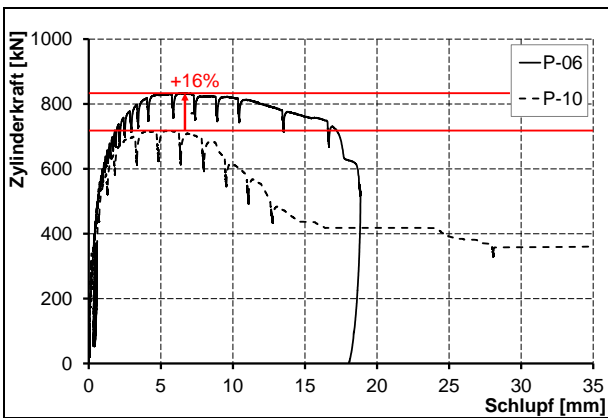


Bild 3-40: Vergleich: Last-Schlupf-Kurve: P-06 und P-10 [$l_{Kobo}=100\text{mm}$]

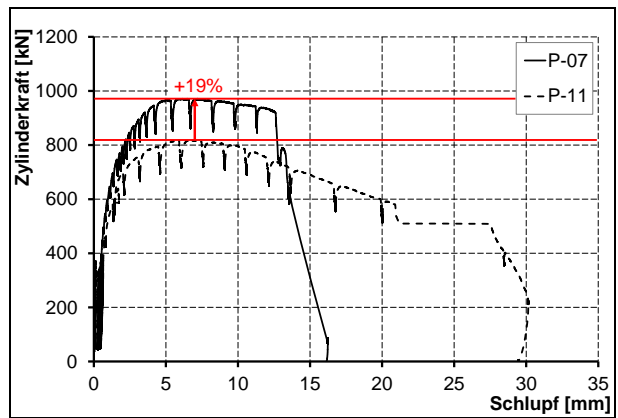


Bild 3-41: Vergleich: Last-Schlupf-Kurve: P-07 und P-11 [$l_{Kobo}=100\text{mm}$]

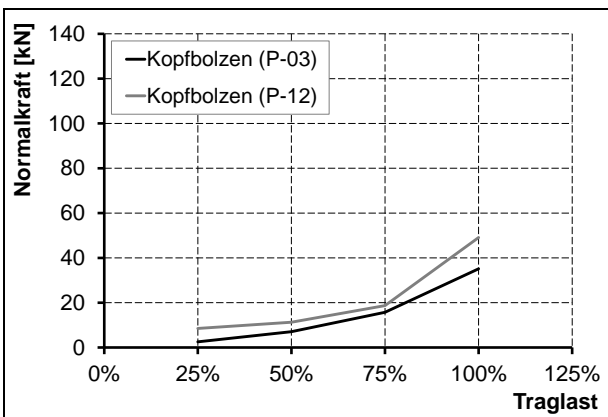


Bild 3-42: Vergleich: Normalkräfte in den Kopfbolzen: P-03 und P-12 [$l_{Kobo}=200\text{mm}$]

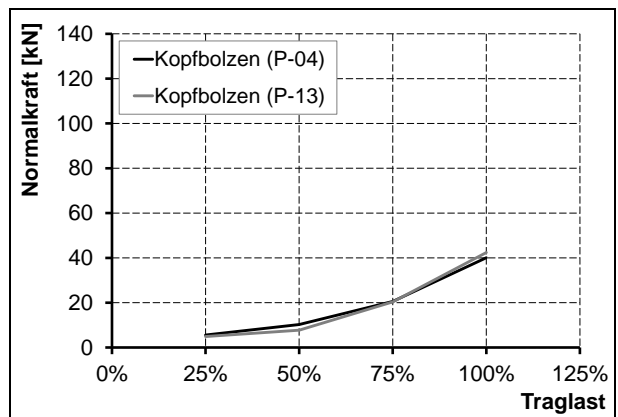


Bild 3-43: Vergleich: Normalkräfte in den Kopfbolzen: P-04 und P-13 [$l_{Kobo}=200\text{mm}$]

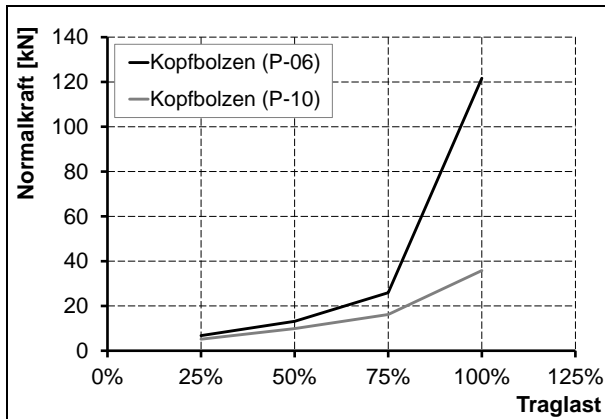


Bild 3-44: Vergleich: Normalkräfte in den Kopfbolzen: P-06 und P-10 [$l_{Kobo}=100\text{mm}$]

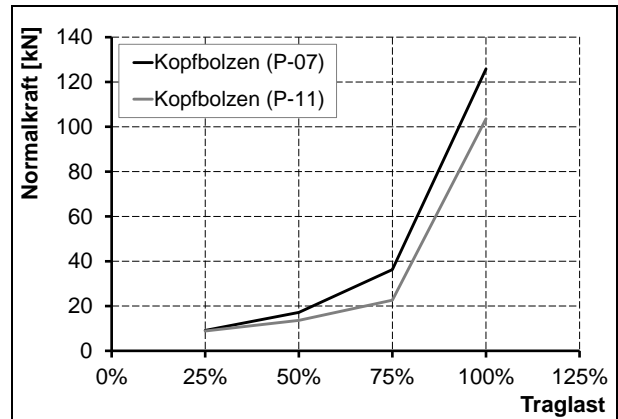


Bild 3-45: Vergleich: Normalkräfte in den Kopfbolzen: P-07 und P-11 [$l_{Kobo}=100\text{mm}$]

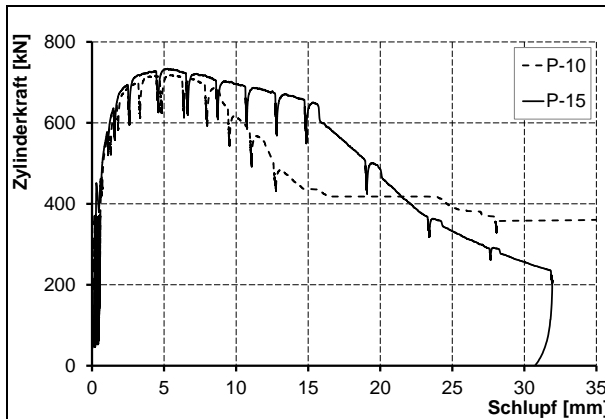


Bild 3-46: Vergleich: Last-Schlupf-Kurve: P-10 und P-15 [$l_{Kobo}=100\text{mm}$; VA III und IV]

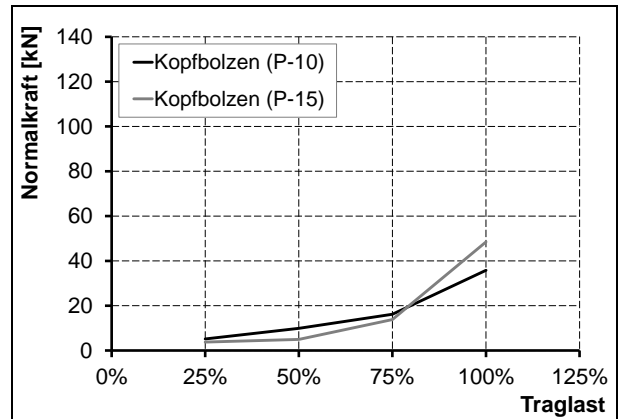


Bild 3-47: Vergleich: Normalkräfte in den Kopfbolzen: P-10 und P-15 [$l_{Kobo}=100\text{mm}$; VA III und IV]

Versuchsaufbau (=VA) III und IV

In Bild 3-46 ist ein Vergleich der Last-Schlupf-Kurven der Versuchsaufbauten III und IV (ohne bzw. mit Reibung unter der Aufstandsfläche, vgl. Bild 3-4 und Bild 3-5) dargestellt. Das Tragverhalten bis zum Erreichen der Traglast unterscheidet sich nicht.

Im Nachbruchbereich war bei VA III (P-10) ein deutlicher Lastabfall zu erkennen, im VA IV (P-15) wurde die Last zunächst auf hohem Niveau gehalten, bis es ebenso zu einem starken Abfall kommt.

Bei Überschreiten der Traglast verhielt sich der Prüfkörper P-15 (VA IV) steifer als der Prüfkörper P-10 (VA III). Dieser Sachverhalt ist auf die erhöhte Reibung am Fußpunkt des Prüfkörpers zurückzuführen, da hierbei das Auseinandergleiten bzw. -brechen des Prüfkörpers durch Reibkräfte zusätzlich verhindert wurde.

Die Messung der Normalkräfte zeigte nur einen geringen Unterschied (siehe Bild 3-47). Bei beiden Versuchen lag lediglich eine geringe Normalkraftbeanspruchung der Kopfbolzen vor.

3.7.5 Kopfbolzenlänge

Die Kopfbolzenlänge wurde zwischen 100 und 200mm variiert. Für einen Vergleich wird als Referenzprüfkörper eine Länge von 100mm gewählt. In Bild 3-48 ist die Schubtragfähigkeit der Versuchskörper bezogen auf die Schubtragfähigkeit des baugleichen Prüfkörpers mit einer Kopfbolzenlänge von 100mm dargestellt.

Die Schubkapazität der Körper aus VA III steigt bei zunehmender Kopfbolzenlänge leicht an (<10%). Die geometrische Länge v , siehe Bild 2-1, die ebenso als Verankerungslänge der Kopfbolzen bezeichnet wird, nimmt mit zunehmender Länge der Kopfbolzen zu, wodurch ein vorzeitiges Versagen durch ungenügende Verankerungslänge vermieden wird. BREUNINGER [20] beobachtete in seinen Versuchen

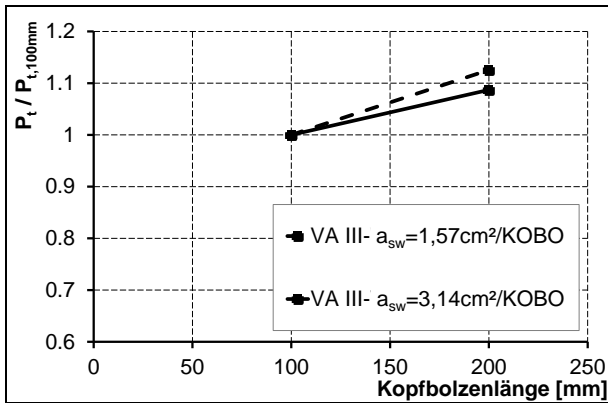


Bild 3-48: Schubtragfähigkeit in Abhängigkeit der Kopfbolzenlänge (VA III - Traglastniveau)

ähnliches: Das Versagen kurzer Kopfbolzen entspricht dem Versagensmodus bei kombinierter Abscher- und Zugbeanspruchung mit ungenügender Verankerungslänge in der Befestigungstechnik. Die Ausbildung des Ausbruchkegels war bei Winkeln zwischen 30° und 40° im horizontalen und vertikalen Schnitt zu erwarten, siehe Bild 3-49. Ein typisches Versagensbild ist in Bild 3-50 dargestellt.

Im VA I trat dieses Versagen nicht auf, da die Zugkräfte durch die seitliche Lagerung aufgenommen wurden und die Kopfbolzen somit hauptsächlich auf Schub beansprucht wurden. Im VA III wurden ähnliche Beobachtungen festgestellt, wie in den Versuchen von BREUNINGER [20] gemacht wurden. Es kam hierbei zu einem Betonversagen, das in der Befestigungstechnik mit „Betondruckstrebenbruch“ bezeichnet wird und ein Betonversagen zwischen der Rückhängebewehrung berücksichtigt. Es wurde hierbei eine gute Übereinstimmung mit den Beobachtungen aus der Befestigungstechnik festgestellt, die Versagensform im Versuch entsprach den Erwartungen der Befestigungstechnik.

Durch eine gezielte Anordnung von Bewehrungsbügeln, die dem Herausbrechen der Betonpyramide entgegenwirken, wird dieses Versagen verhindert. Die Bewehrungsbügel werden hierbei aktiviert und die Zugkräfte über die Rückhängebewehrung in den Prüfkörper eingeleitet. Diesen Sachverhalt bestätigten die Versuche: bei einer Steigerung des Bewehrungsgrades von 1,57cm²/Kopfbolzen auf 3,14cm²/Kopfbolzen wurde ein vorzeitiges Versagen durch Herausbrechen der Betonpyramide verhindert, siehe Abschnitt 3.7.6.

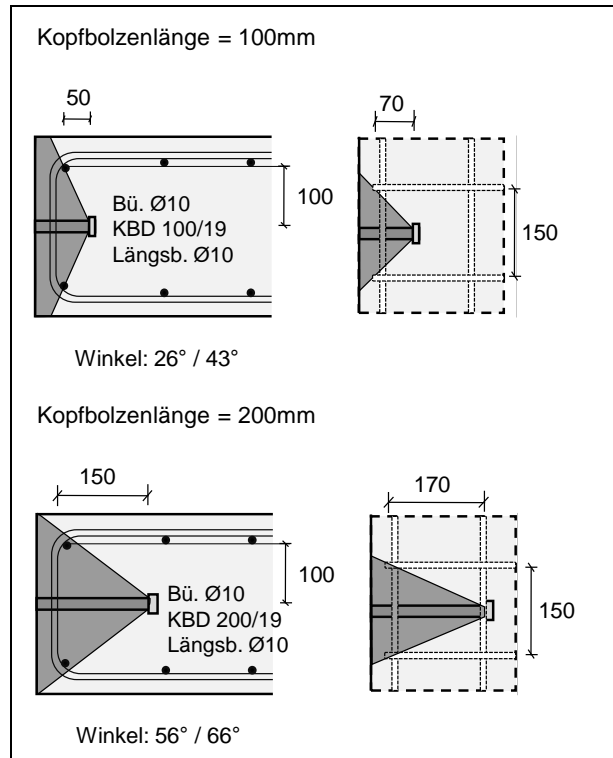


Bild 3-49: Schnitt durch die Verbundfuge für eine Kopfbolzenlänge von 100 und 200mm



Bild 3-50: Betondruckstrebenbruch: Versuchskörper P-10

Zusätzlich wird ein frühzeitiges Versagen durch eine Erhöhung der Kopfbolzenlänge verhindert. Bei einer Kopfbolzenlänge von 150mm müsste der Ausbruch der Betonpyramide unter einem Winkel von 55 bzw. 59° erfolgen, wobei unter diesen geometrischen Randbedingungen diese Versagensart nicht auftritt. Auch diesen Sachverhalt belegten die Versuche: Bei einer Steigerung der Kopfbolzenlänge von 100 auf 200mm trat kein Betonkantenbruch auf, der Prüfkörper versagte durch Spalten der Betonplatte.

Anhand der Last-Schlupf-Kurve lassen sich diese Beobachtungen ebenfalls verifizieren: Durch eine Steigerung der Kopfbolzenlänge auf 200mm ließ sich die Traglast um 14% steigern (vgl. P-10: $l_{Kobo}=100\text{mm}$; P-12: $l_{Kobo}=200\text{mm}$), zudem verhielt sich der Prüfkörper mit 200mm bei Überschreiten der Traglast steifer als mit einer Länge von 100mm.

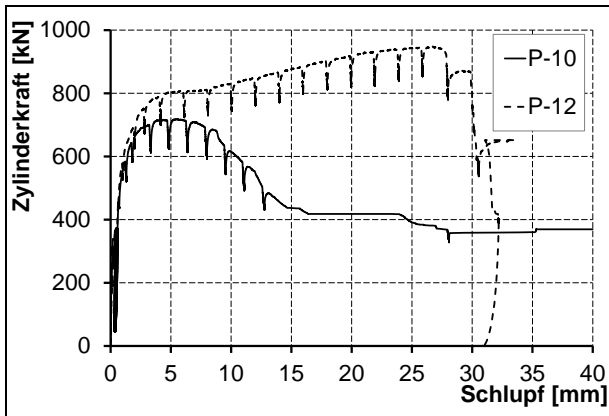


Bild 3-51: Einfluss der Kopfbolzenlänge auf das Last-Schlupf-Verhalten (VA III) [P-10: $l_{Kobo}=100\text{mm}$; P-12: $l_{Kobo}=200\text{mm}$]

Der Prüfkörper P-12 konnte bei Erreichen der Traglast das Lastniveau bis zu einem Schlupf von ca. 32mm halten bzw. leicht steigern, während bei Versuchskörper P-10 die Last bereits bei einem Schlupf von ca. 11mm abfiel (Bild 3-51).

In Bild 3-52 sind die Zugkräfte der Dübel, die durch DMS gemessen wurden für verschiedene Kopfbolzenlängen aufgetragen. Die Zugkräfte in den Kopfbolzen sind für die Prüfkörper mit unterschiedlichen Kopfbolzenlängen ca. gleich groß (vgl. P-10: $l_{Kobo}=100\text{mm}$; P-12: $l_{Kobo}=200\text{mm}$). Die Zugkräfte in den Kopfbolzen sind daher unabhängig von der Dübellänge.

Im VA I wurde die ungenügende Verankerungslänge der Kopfbolzen durch die zusätzliche seitliche Lagerung ausgeglichen, da diese zusätzliche Zugkräfte aufnahm.

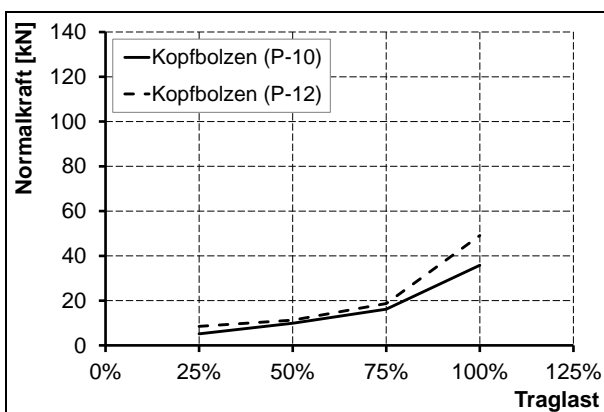


Bild 3-52: Zugkräfte/Normalkräfte der Kopfbolzen für unterschiedliche Kopfbolzenlängen (VA III - Traglastniveau) [P-10: $l_{Kobo}=100\text{mm}$; P-12: $l_{Kobo}=200\text{mm}$]

3.7.6 Bewehrungsgrad

Der Bewehrungsgehalt wurde zwischen $1,57\text{cm}^2/\text{Kopfbolzen}$ und $3,14\text{cm}^2/\text{Kopfbolzen}$ variiert, dies entspricht 1 bzw. 2 Bügel/Kopfbolzen.

In Bild 3-53 ist die Schubtragfähigkeit in Abhängigkeit des Bewehrungsgehaltes, sowie ein Vergleich mit den aktuellen Regelungen der Norm dargestellt. Als Referenzprüfkörper wurde ein Bewehrungsgehalt von $1,57\text{cm}^2/\text{Kopfbolzen}$ bzw. 1 Bügel/Kopfbolzen gewählt. Die Schubtragfähigkeit der Prüfkörper wurde durch Erhöhung der Anzahl Bügel je Kopfbolzen erhöht, ähnliches konnte in den Versuchen von BREUNINGER/KUHLMANN [20] beobachtet werden. Begründet wird die Erhöhung der Tragfähigkeit durch:

- 1) Eine Erhöhung der Anzahl Bügel hat eine feinere Verteilung der Bewehrung zur Folge, dadurch erhöht sich die Chance, dass der am meisten durch Querdurchdehnungen beanspruchte Bereich im Beton durch einen der Bügel erfasst wird.
- 2) Die Querdehnung des Betons wird durch die Verdopplung der Bewehrungsmantelfläche, bedingt durch eine Verdopplung der Bügelanzahl, behindert.

BREUNINGER/KUHLMANN [20] beobachteten bereits, dass die Erhöhung der Traglast umso geringer ist, desto größer die Schubtragfähigkeit mit nur einem Bügel ist: Mit Steigerung der Bewehrungsdichte findet eine Angleichung der Traglast statt.

Ähnliches wurde in den experimentellen Untersuchungen festgestellt. In Bild 3-53 ist ebenfalls die in DIN EN 1994-2 Anhang C [8] enthaltene Gleichung zur Bestimmung der Schubtragfähigkeit in Abhängigkeit des Bewehrungsgrades dargestellt. Es lässt sich erkennen, dass der Einfluss des Bewehrungsgrades auf die Schubtragfähigkeit auf Grundlage der Versuchsergebnisse durch die normativen Regelungen gut erfasst wird.

In Bild 3-54 ist die Last-Schlupf Kurve für die Versuchskörper mit einer Kopfbolzenlänge von 100mm (P-10 und P-11) mit unterschiedlichem Bewehrungsgrad dargestellt: Durch eine Erhöhung des Bewehrungsgrades wurde die Traglast gesteigert. Aufgrund des erhöhten Bewehrungsgrades des Prüfkörpers P-11 im Vergleich zu P-10 wurde zudem ein Unterschied in der Versagensart beobachtet. Während bei P-10 das Versagen durch einen Betondruckstrebenbruch ähnlich den Beobachtungen der Befestigungstechnik bestimmt wurde, konnte dieses Versagen durch die Bewehrungszuglage im Prüfkörper P-11 verhindert werden.

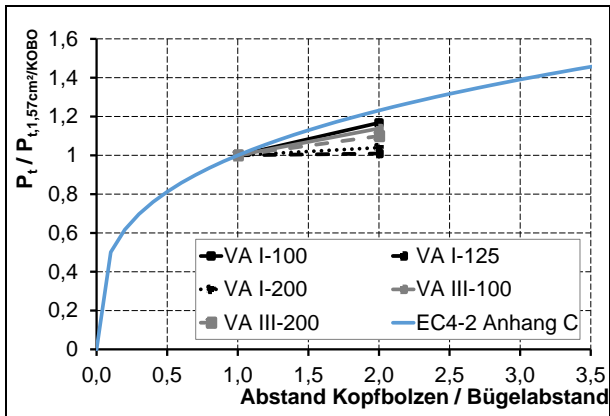


Bild 3-53: Schubtragfähigkeit in Abhängigkeit des Bewehrungsgrades [Legende: Versuchsaufbau – Kopfbolzenlänge]

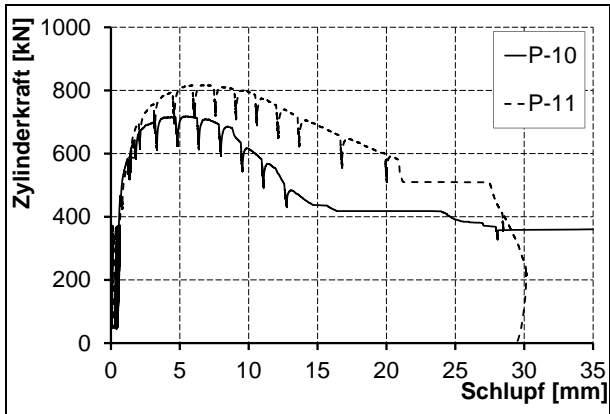


Bild 3-54: Einfluss des Bewehrungsgrades auf das Last-Schlupf-Verhalten [P-10: $a_{sw}=1,57\text{cm}^2/\text{KOBO}$; P-11: $a_{sw}=3,14\text{cm}^2/\text{KOBO}$]

Am Verformungsbild der Kopfbolzen mit einer Länge von 100mm ist erkennbar, dass sich bei einem niedrigen Bewehrungsgrad lediglich ein Fließgelenk am Dübelfuß ausbilden konnte (Bild 3-55). Es kam zum frühzeitigen Versagen der Verbundfuge. Bei Steigerung des Bewehrungsgrades wurde die volle Tragwirkung der Kopfbolzen ausgenutzt, es hatten sich zwei Fließgelenke in den Kopfbolzen gebildet (Bild 3-56).

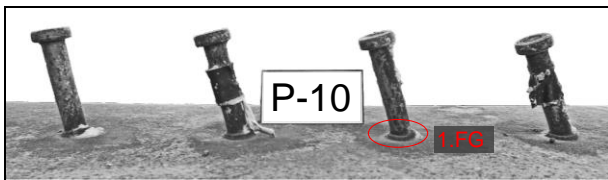


Bild 3-55: Verformung der Kopfbolzen am Ende des Versuchs (P-10 – $a_{sw}=1,57\text{cm}^2/\text{KOBO}$)

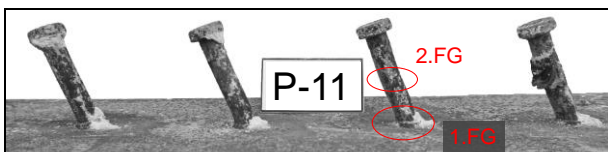


Bild 3-56: Verformung der Kopfbolzen am Ende des Versuchs (P-11 – $a_{sw}=3,14\text{cm}^2/\text{KOBO}$)

In Bild 3-57 sind die mit DMS gemessenen Zugkräfte in den Kopfbolzen für die Anordnung von einen und zwei Bügeln je Kopfbolzen für den Versuchsaufbau III dargestellt. Versuchsaufbau I wird hier nicht berücksichtigt, da die seitliche Lagerung zusätzliche Zugkräfte aufgenommen hat und daher die gemessenen Dehnungen bzw. daraus berechneten Kräfte in der Kopfbolzenachse beeinflusste.

Es lässt sich feststellen, dass für unterschiedliche Kopfbolzenlängen der Einfluss der Bügelanzahl je Kopfbolzen unterschiedlich hoch ist. Mit abnehmender Kopfbolzenlänge nimmt die Traglaststeigerung infolge eines erhöhten Bewehrungsgrades erheblich zu. Durch eine Erhöhung des Bewehrungsgrades kann vermehrt Zug aufgenommen werden, wodurch die Zugkräfte in den Kopfbolzen erheblich ansteigen. Die ungenügende Verankerungslänge der Kopfbolzen wird somit durch eine Steigerung des Bewehrungsgrades ausgeglichen. Durch eine Erhöhung des Bewehrungsgrades werden die Zugkräfte aufgenommen und so ein sprödes Versagen durch Herausziehen bzw. Betondruckstrebenbruch verhindert. Bei einer Kopfbolzenlänge von 200mm sind die Normalkräfte in den Kopfbolzen bei unterschiedlichem Bewehrungsgrad ca. gleich groß. Die Verankerungslänge ist in diesem Fall ausreichend hoch um Zugkräfte aufzunehmen.

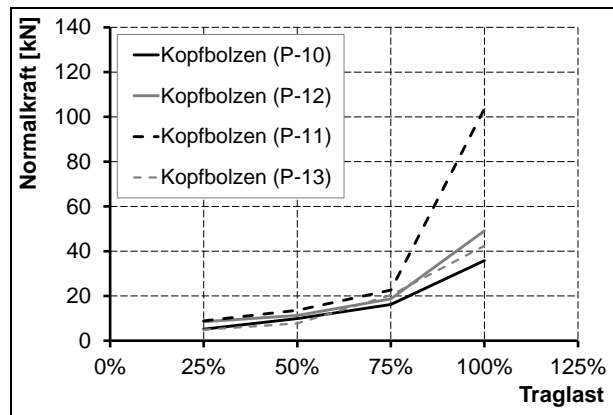


Bild 3-57: Zugkräfte der Kopfbolzen in Abhängigkeit des Bewehrungsgrades (VA III) [P-10: $l_{Kobo}=100\text{mm}$, $a_{sw}=1,57\text{cm}^2/\text{KOBO}$; P-11: $l_{Kobo}=100\text{mm}$, $a_{sw}=3,14\text{cm}^2/\text{KOBO}$; P-12: $l_{Kobo}=200\text{mm}$, $a_{sw}=1,57\text{cm}^2/\text{KOBO}$; P-13: $l_{Kobo}=100\text{mm}$, $a_{sw}=3,14\text{cm}^2/\text{KOBO}$]

Ein Schnitt durch die Versuchskörper zeigt, dass der Betonausbruchkörper durch die Zulage der Bewehrung zurückgegangen wurde, siehe Bild 3-58 und Bild 3-59.

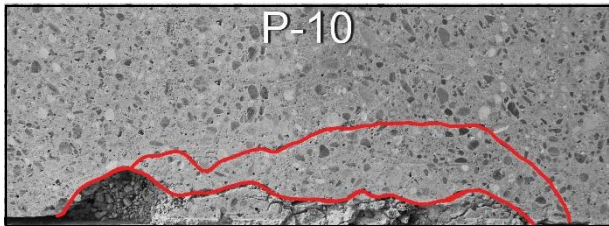


Bild 3-58: Schnitt durch den Versuchskörper P-10 ($a_{sw} = 1,57\text{cm}^2/\text{Kopfbolzen}$)

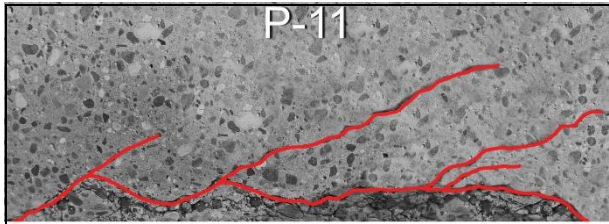


Bild 3-59: Schnitt durch den Versuchskörper P-11 ($a_{sw} = 3,14\text{cm}^2/\text{Kopfbolzen}$)

3.7.7 Dicke der Betonplatte / effektiver Randabstand

Im Rahmen der Versuche des VA I und III konnte anhand von jeweils zwei Versuchen der Einfluss eines erhöhten effektiven Randabstandes untersucht werden und so die in DIN EN 1994-2 Anhang C [8] bereits enthaltene Gleichung zur Bestimmung der Schubtragfähigkeit in Abhängigkeit des effektiven Randabstandes verifiziert werden. Als Referenzprüfkörper wurde eine Plattendicke von 250mm bzw. einem effektiven Randabstand von 95mm gewählt. In Bild 3-60 ist der Einfluss der Plattendicke sowie die nach DIN EN 1994-2 Anhang C [8] berechnete Schubtragfähigkeit in Abhängigkeit des effektiven Randabstandes dargestellt. In beiden Versuchsreihen wird dieser Einfluss hinreichend gut erfasst: Die Schubtragfähigkeit steigt mit zunehmendem Randabstand der Kopfbolzen an.

BREUNINGER/KUHLMANN [20] erklärten diesen Sachverhalt folgendermaßen: Mit steigendem Randabstand nimmt auch die nutzbare Länge der Bügelbewehrung zu, die innerhalb des quergedehnten Betons liegt. In Längsrichtung vergrößert sich auch der Bereich der Querkzugdehnungen in der Betonplatte, daher kann mehr als ein Bügel zur Aufnahme der Querkzugkräfte eines Dübels herangezogen werden. Es ist daher mit einer Steigerung der Traglast mit wachsendem Randabstand zu rechnen. Eine Steigerung des Randabstandes über einen Grenzwert hinaus, führt jedoch zu keiner Traglaststeigerung.

Dieser Sachverhalt konnte in den durchgeführten Versuchen ebenfalls verifiziert werden: Durch Steigerung der Plattendicke konnte eine leichte Traglaststeigerung beobachtet werden.

Die Steifigkeit, die durch die Steigung der Last-Schlupf Kurve charakterisiert wird, war bis ca. 5mm Schlupf für alle Versuchskörper gleich groß. Bei Überschreiten von 5mm Schlupf nahm die Steifigkeit der Verbundfuge bei steigender Plattendicke leicht zu, siehe Bild 3-61.

Das Verhalten in der Verbundfuge der Prüfkörper mit hoher Plattendicke wurde nicht mehr durch ein Spalten der Betonplatte bestimmt, sondern durch ein Stahlversagen der Kopfbolzen. Bei hohem Bewehrungsgrad, großer Plattendicke und langen Kopfbolzen konnte im Versuch P-14 ein reines Stahlversagen beobachtet werden.

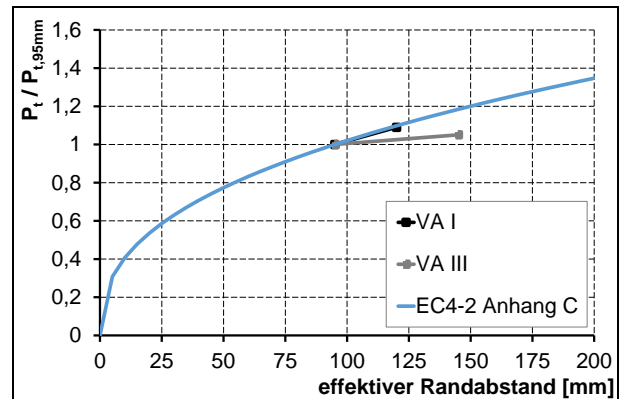


Bild 3-60: Schubtragfähigkeit in Abhängigkeit des effektiven Randabstandes und Vergleich mit EC 4 (Traglast)

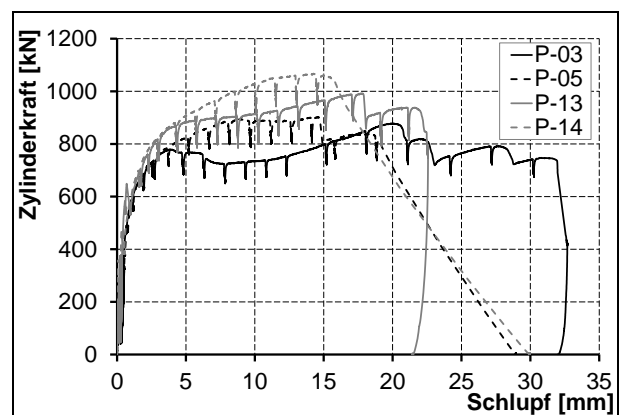


Bild 3-61: Einfluss der Plattendicke auf das Last-Schlupf-Verhalten [P-03: $d_{\text{Beton}}=250\text{mm}$; P-05: $d_{\text{Beton}}=300\text{mm}$; P-13: $d_{\text{Beton}}=250\text{mm}$; P-14: $d_{\text{Beton}}=350\text{mm}$]

Die Zugkräfte in den Kopfbolzen (gemessen mit DMS) zeigten keine Abhängigkeit von der Plattendicke, siehe Bild 3-62. Aufgrund der hohen Verankerungslänge der Kopfbolzen (Länge = 200mm) wurden die Zugkräfte in den Prüfkörper eingeleitet und sind daher in allen Prüfkörpern ca. gleich groß.

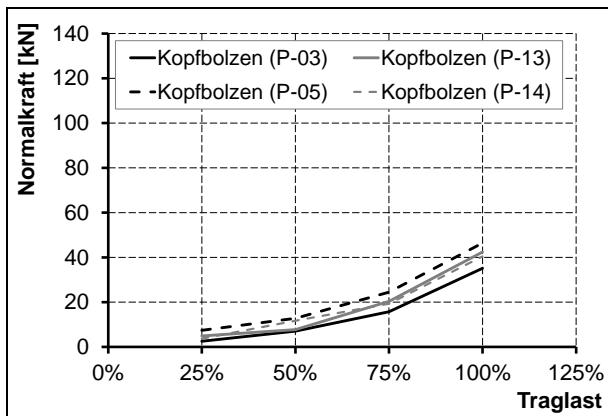


Bild 3-62: Gemessene Zugkräfte in den Kopfbolzen in Abhängigkeit des effektiven Rändabstandes [P-03: $d_{\text{Beton}}=250\text{mm}$; P-05: $d_{\text{Beton}}=300\text{mm}$; P-13: $d_{\text{Beton}}=250\text{mm}$; P-14: $d_{\text{Beton}}=350\text{mm}$]

3.8 Zusammenfassung der experimentellen Untersuchungen

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen sollte eine Beanspruchung aus kombiniertem Zug und Schub in den Kopfbolzen, die zu einem Herausziehen der Kopfbolzen bzw. einem Betondruckstrebenbruch führt, untersucht werden und der Einfluss von Bewehrungsgrad, Kopfbolzenlänge und Plattendicke untersucht werden. Ziel der experimentellen Untersuchungen war es, zu zeigen, dass bei kürzerer Kopfbolzenlänge durch die gezielte Anordnung von mehr Bewehrung das spröde Versagen „Herausziehen“ verhindert werden kann.

In der ersten Versuchsserie (VA I und II) wurden seitliche Gewindestangen als Auflager angeordnet, die jedoch hohe Zugkräfte aufgenommen haben und so der gewünschte Versagensmodus nicht herbeigeführt wurde. Die Kopfbolzen wurden hierbei hauptsächlich auf Schub beansprucht; die beobachteten Versagensformen entsprachen dem typischen Versagen eines Kopfbolzens auf reinen Schub.

In der zweiten Versuchsserie (VA III und IV) wurden die Prüfkörper horizontal frei gelagert, sodass die Kopfbolzen auf Zug und Schub beansprucht wurden. Hierbei wurde ein Herausziehen der Kopfbolzen bei einer kurzen Kopfbolzenlänge und niedrigem Bewehrungsgrad beobachtet. Das Versagen wurde durch eine Steigerung des Bewehrungsgrades und damit der Anzahl Bügel, die als Rückhängebewehrung angesetzt werden können, verhindert. Auch verhindert eine Erhöhung der Kopfbolzenlänge aufgrund der erhöhten Verankerungslänge ein Herausziehen. Zusätzlich wurde der Einfluss der Parameter Plattendicke, Dübellänge und

Bewehrungsgrad auf die Schubtragfähigkeit untersucht und mit den Beobachtungen von BREUNINGER/KUHLMANN [20] verglichen

Im Vergleich der unterschiedlichen Versuchsaufbauten wurde gezeigt, dass die Versagensform und das Tragverhalten der Prüfkörper stark von den gewählten Auflager- und Randbedingungen abhängen.

4 Numerische Untersuchungen (Arbeitspaket 3)

4.1 Vorbemerkungen

Das FE-Programm ABAQUS [5] wurde für die numerischen Untersuchungen verwendet, das eine nichtlineare Modellierung der Versuchskörper erlaubt. Es wird zunächst die Modellbildung beschrieben, auf dessen Grundlage die Validierung anhand der experimentellen Untersuchung durchgeführt wurde. Das FE-Modell wurde anhand der Traglasten und Versagensmechanismen verifiziert. Das anhand der Versuche P-01 bis P-09 validierte Modell wurde anschließend zur Entwicklung der Versuche im Versuchsaufbau III und IV genutzt, da es im Versuchsaufbau I und II nicht zum gewünschten Versagensmodus „Herausziehen“ kam. Hierfür wurde eine Parameterstudie zur Lasteinleitung und zu den Auflagerbedingungen durchgeführt. Im Anschluss wurden ebenfalls die Versuche P-10 bis P-15 modelliert und der Einfluss einer Rückhängebewehrung auf das Tragverhalten untersucht. Hierbei wird das lokale Schädigungsverhalten von Beton gut erfasst, in den Betonkörper kann zudem „hineingeguckt“ und das Dehnungs-/Spannungsverhalten gut erfasst werden.

4.2 Beschreibung des FE-Modells

4.2.1 Allgemeines

Die numerischen Untersuchungen wurden mit Hilfe der „ABAQUS/Explicit“-Berechnungsmethode durchgeführt. Die explizite Berechnung erlaubt eine genaue Modellierung der Interaktions- und Kontaktbedingungen sowie die Abbildung der nichtlinearen Last-Schlupf Beziehung. Der explizite Gleichungslöser in ABAQUS löst das Kräftegleichgewicht nicht bei jedem Inkrement, daher müssen die Ergebnisse detailliert ausgewertet und analysiert werden. Anstatt die Gleichgewichtsmatrix zu lösen, verwendet ABAQUS/Explicit sehr kleine Elemente, wodurch

die Rechenzeit im Gegensatz zur impliziten Methode verkürzt wird.

4.2.2 Geometrie und Vernetzung

Die Symmetrie der Versuchskörper wurde zur Minimierung des Rechenaufwandes ausgenutzt, siehe Bild 4-1. Für den Betonflansch, die Kopfbolzen und das Stahlprofil wurden C3D8R-Elemente und für die Bewehrung wurden T3D2-Elemente verwendet. Zur Verfeinerung des Netzes im Bereich der Kopfbolzen wurde eine Partitionierung der einzelnen Querschnitte vorgenommen. In Bild 4-2 ist die Vernetzung des ganzen Modells, sowie die feinere Vernetzung im Bereich der Kopfbolzen dargestellt.

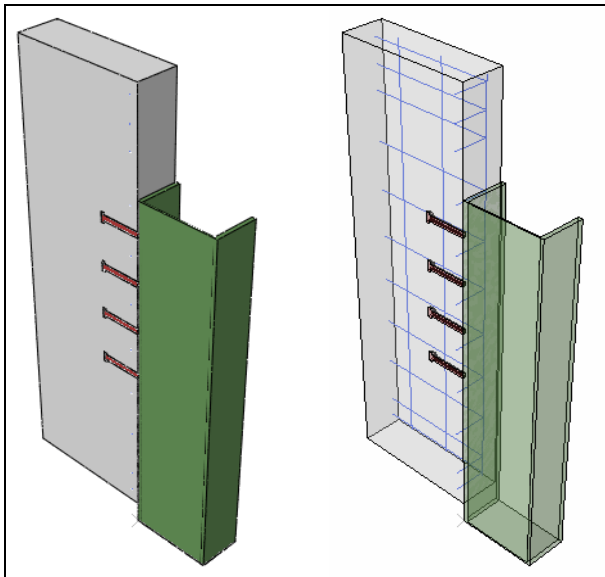


Bild 4-1: FE-Modell zur Modellierung der Push-Out Versuchskörper (je ein Viertel aus Symmetriebedingungen)

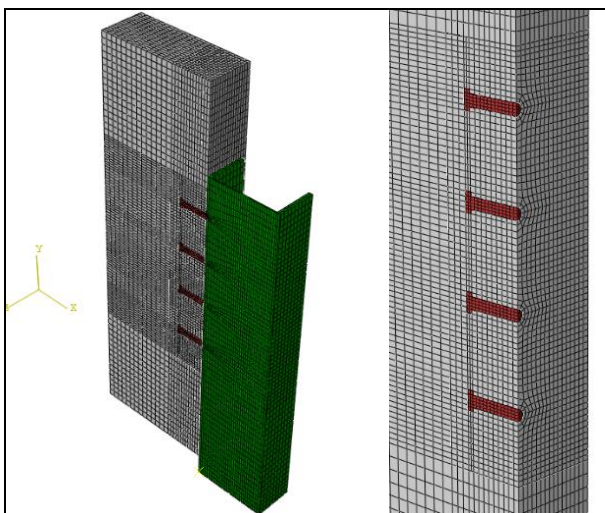


Bild 4-2: FE-Modell – Vernetzung: Gesamtmodell (links) und Detail im Bereich der Kopfbolzen (rechts)

4.2.3 Interaktionsbedingungen

Die Interaktion zwischen Stahlprofil und Betonflansch sowie Betonflansch und Kopfbolzen wurde durch eine „surface-to-surface-interaction“ sichergestellt. Hierfür muss eine erste und zweite Oberfläche definiert werden, wobei die erste Oberfläche als jene mit der höheren Steifigkeit gewählt werden sollte. Der E-Modul von Stahl ist größer als von Beton, jedoch ist der Betonflansch bei weitem dicker als das Stahlprofil und besitzt daher eine höhere Steifigkeit, deshalb wurde der Betonquerschnitt als erste Oberfläche definiert. Diese Interaktion wurde mit Interaktionseigenschaften in Tangential- und Normalrichtung belegt. In Normalrichtung wird vom einem „hard contact“ ausgegangen: die Kräfte werden bei Kontakt der Oberflächen übertragen. Berühren sich die beiden Oberflächen nicht, findet auch keine Kraftübertragung statt. Für die Tangentialrichtung wurde das Coulomb'sche Reibungsgesetz angewendet, bei dem ein Reibungskoeffizient vorgegeben wird, siehe Tabelle 4-1.

Interaktion	Reibungskoeffizient
Kopfbolzen – Stahlprofil	0,5
Betonflansch – Stahlprofil	0,5

Tabelle 4-1: Definition der Reibungskoeffizienten im Interaktionsmodul

Die Bewehrungsstäbe wurden als „embedded region“ in den Betonflansch als „host region“ eingebettet, sodass eine Kraftübertragung stattfinden konnte.

Das Aufschweißen der Kopfbolzen an den Stahlflansch wurde durch eine „tie“ modelliert, wodurch die Kopfbolzen fest mit dem Stahlprofil verbunden wurden.

4.2.4 Randbedingungen

Die Symmetrie der Versuchskörper wurde ausgenutzt, sodass lediglich ein Viertel der Körper modelliert wurde, um Rechenzeit zu sparen. Demnach wurde in z- und y-Richtung eine Symmetrieebene definiert.

Die Last wurde verschiebungsgesteuert auf den Betonflansch aufgebracht, siehe Bild 4-3.

Im Auflagerbereich wurde ein festes Lager am Stahlprofil definiert, das die Verschiebungen und Verdrehungen in x-, y- und z-Richtungen aufnahm.

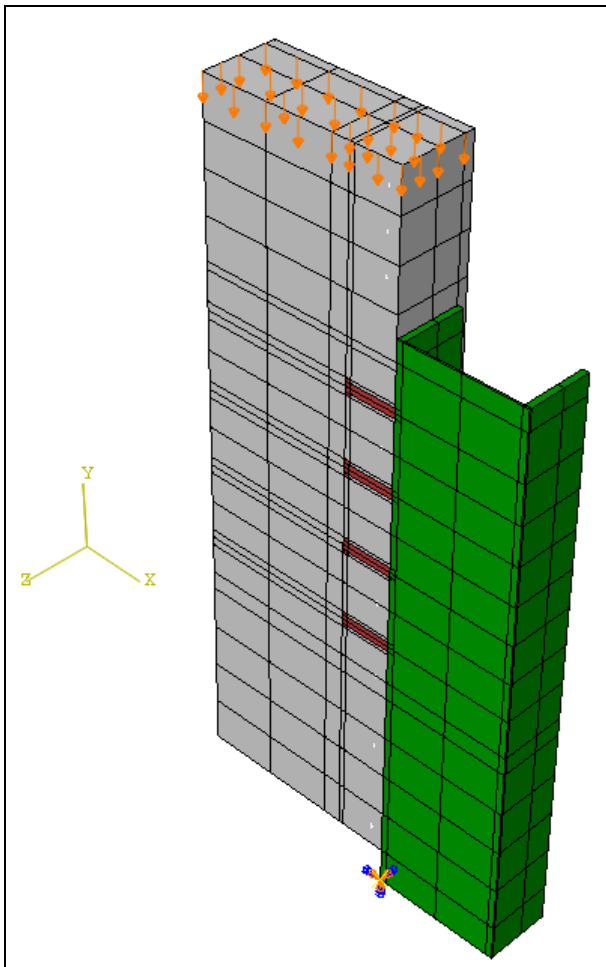


Bild 4-3: FE-Modell: Randbedingungen und Lasteinleitung

4.2.5 Materialmodellierung

Stahl

Das Materialmodell der Stahlquerschnitte wurde auf Grundlage der Versuchsergebnisse der Zugproben gewählt, siehe Abschnitt 3.5. Vereinfacht wurde die Spannungs-Dehnungs-Beziehung bis hin zu einer Bruchdehnung bilinear modelliert, hierfür wurde das „Ductile Damage“-Modell aus ABAQUS [4, 5] verwendet: Bei Überschreiten der Bruchdehnung innerhalb eines Elementes wurde dieses Element gelöscht und die weitere Berechnung verlief ohne dieses Element. Mit Hilfe der Implementierung von „Ductile Damage“ konnte das Abscheren der Kopfbolzen abgebildet werden, siehe Bild 4-4. Für die Modellierung der Baustahlquerschnitte sowie der Bewehrung wurde lediglich ein bilineares Materialverhalten berücksichtigt, da hierbei von keinem Versagen bzw. Bruch der jeweiligen Querschnitte auszugehen war.

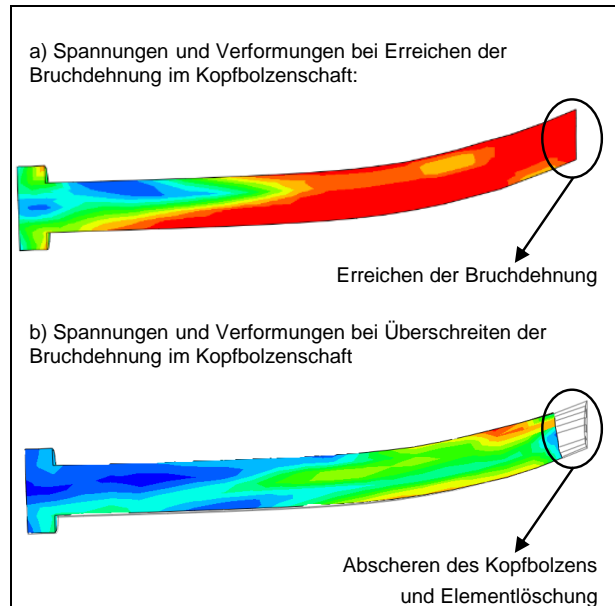


Bild 4-4: Modellierung des Abscherens der Kopfbolzen (l=200mm) mittels „Ductile Damage“

Beton

Für die Modellierung des Materialverhaltens von Beton wurde das „Concrete Damaged Plasticity“-Modell (CDP) [4] verwendet, das auf dem Drucker-Prager Modell basiert. Dieses Modell kann für statische, zyklische sowie dynamische Beanspruchungen angewandt werden. Hierbei werden Schädigungsparameter für Beton unter Druck- und Zugbeanspruchung eingeführt, die Steifigkeitsabnahmen infolge plastischer Dehnungen realitätsnah wiedergeben (siehe Bild 4-9 und Bild 4-10). Hierbei ist es möglich, Kraftübertragungen in Rissen, die bereits geöffnet waren und sich wieder schließen, zu berücksichtigen. Das Verhalten von Beton unter Druck bzw. unter Zug ist in Bild 4-5 bzw. Bild 4-6 dargestellt.

$$\sigma_t = (1 - d_t) \cdot E_0 \cdot (\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl}) \quad (4-1)$$

$$\sigma_c = (1 - d_c) \cdot E_0 \cdot (\varepsilon_c - \varepsilon_c^{pl}) \quad (4-2)$$

Mit:

E_0 : E-Modul

ε_c^{pl} : Plastische Dehnung unter Druckbeanspruchung

ε_t^{pl} : Plastische Dehnung unter Zugbeanspruchung

ε_c : Dehnung unter Druckbeanspruchung

ε_t : Dehnung unter Zugbeanspruchung

Die Schadensparameter konnten mit Hilfe der folgenden Gleichungen analog zu DIN EN 1992-1-1 [9] und dem „fib model code 2010“ [13] ermittelt werden:

Charakteristische Druckfestigkeit:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad (4-3)$$

Sekantenmodul:

$$E_{cm} = 22 \cdot \left(\frac{f_c}{10} \right)^{0,3} \quad (4-4)$$

Dehnung unter der Maximalspannung f_c :

$$\varepsilon_{c1} = 0,7 \cdot f_{cm}^{0,31} \leq 2,8 \quad (4-5)$$

Dehnung des Betons:

$$\varepsilon_c = 0,4 \cdot f_{cm} / E_{cm} \quad (4-6)$$

Rechnerische Bruchdehnung:

$$\varepsilon_{cu1} = 0,0035 \quad (4-7)$$

Plastische Dehnung im Beton:

$$\varepsilon_{c,pl} = \varepsilon_{c,el} - \frac{\sigma_c}{E_{cm}} \quad (4-8)$$

Druckspannungen im Beton:

$$\sigma_c = \frac{f_{cm} \cdot \left(k \cdot \frac{\varepsilon_{c,el}}{\varepsilon_{c1}} - \left(\frac{\varepsilon_{c,el}}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 \right)}{1 + (k-2) \cdot \frac{\varepsilon_{c,el}}{\varepsilon_{c1}}} \quad (4-9)$$

$$\text{Mit:} \quad k = 1,05 \cdot E_{cm} \cdot \frac{\varepsilon_{c1}}{f_{cm}} \quad (4-10)$$

Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons:

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{cm}^{2/3} \quad (4-11)$$

Bruchenergie:

$$G_f = 73 \cdot f_{cm}^{0,18} \quad (4-12)$$

Schädigungsparameter (siehe Bild 4-9 und Bild 4-10):

$$d_c = 1 - \sigma_c / f_c \quad (4-13)$$

$$d_t = 1 - \sigma_t / f_{ctm} \quad (4-14)$$

Der Nachbruchbereich für Beton unter Druckbeanspruchung wurde über die in DIN EN 1992-1-1 [9] vorgegebene Bruchdehnung von 3,5‰ hinaus definiert, da für diesen Anwendungsfall eine starke Schädigung des Betons unterhalb der Kopfbolzen auftritt. Bei Berücksichtigung des Materialverhaltens bis zu einer Bruchdehnung von lediglich 3,5‰ würde die Traglast der Versuchskörper deutlich überschätzt. Aufgrund dessen wurde die Spannungs-Dehnungs-Kurve analog zu [32, 33] über die Bruchdehnung hinaus definiert. Für den Bereich D-E (siehe Bild 4-7) wurde daher die folgende Beziehung nach [32] angenommen:

für $\eta \leq 1,0$:

$$\sigma_c = f_c \cdot [\alpha_a \cdot \eta + (3-2\alpha_a) \cdot \eta + (\alpha_a-2) \cdot \eta^3] \quad (4-15)$$

für $\eta > 1,0$:

$$\sigma_c = f_c \cdot \eta \cdot [\alpha_d \cdot (\eta-1)^2 + \eta] \quad (4-16)$$

Die Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung für Beton unter Zug ist in Bild 4-8 abgebildet.

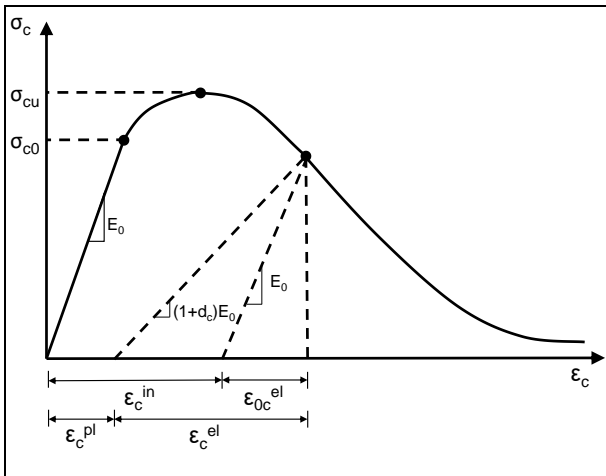


Bild 4-5: Verhalten von Beton unter Druck (CDP) [4]

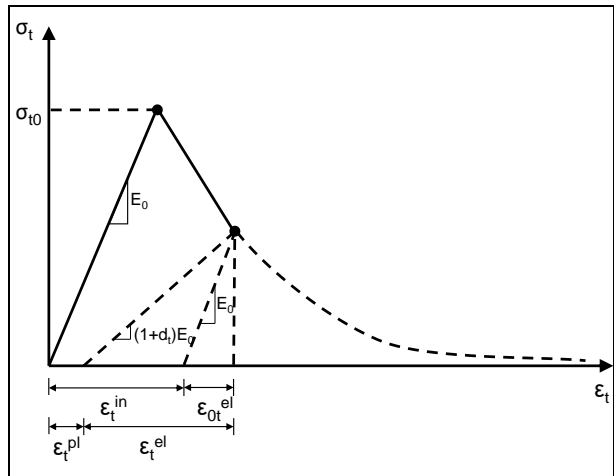


Bild 4-6: Verhalten von Beton unter Zug (CDP) [4]

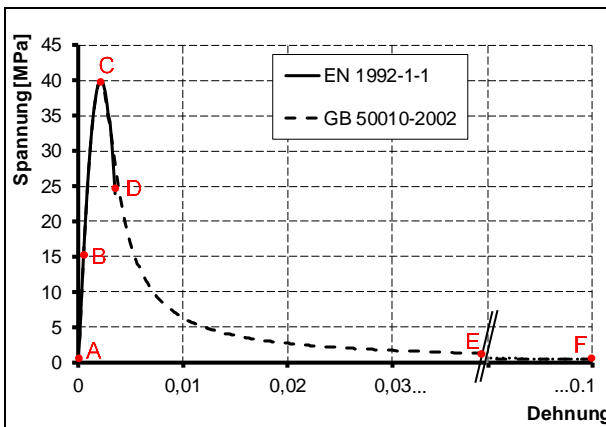


Bild 4-7: Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Beton unter Druck nach [4, 9, 32]

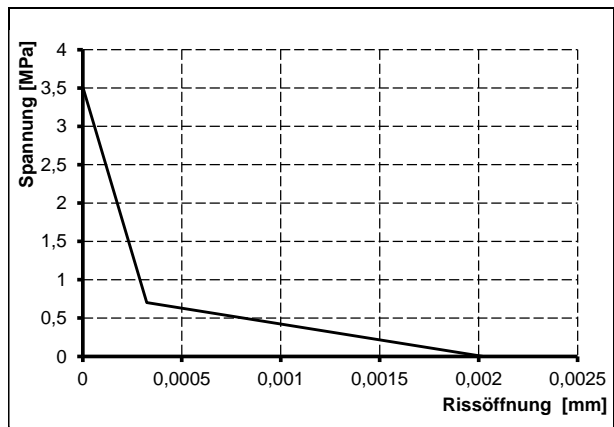


Bild 4-8: Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung für Beton unter Zug nach [4, 9, 13]

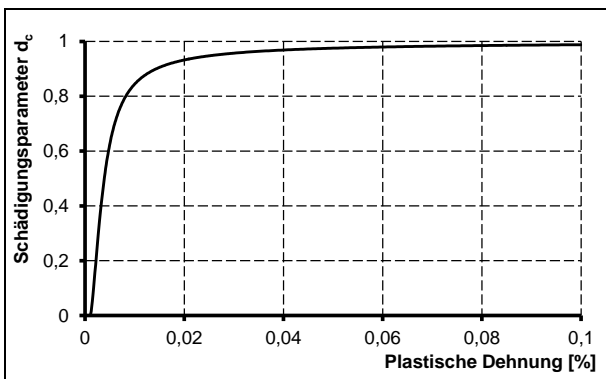


Bild 4-9: Schädigungsparameter für Beton unter Druck [9, 13]

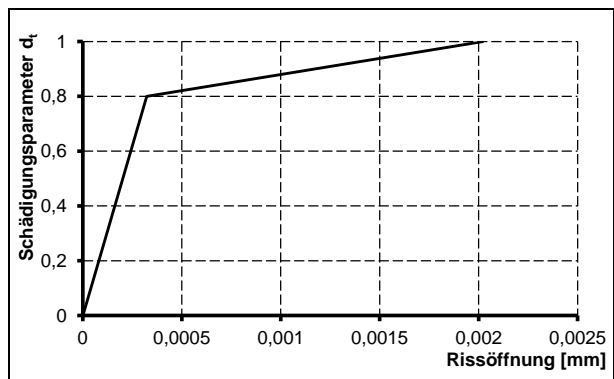


Bild 4-10: Schädigungsparameter für Beton unter Zug [9, 13]

4.3 Validierung und Nachrechnung anhand der Versuche

4.3.1 Allgemeines

Die Modellierung der Versuche erfolgte mittels den in Kapitel 4.2 beschriebenen Parametern. Anschließend erfolgte ein Vergleich des Last-Verformungsverhaltens sowie der Versagensmechanismen mit den Versuchsergebnissen.

Die numerischen Berechnungen zeigen eine gute Übereinstimmung mit den realen Bauteilversuchen. Das Tragverhalten sowie die Versagensmechanismen wurden abgebildet. Die Spaltrisse im Beton, sowie die Ausbildung eines Ausbruchskegels wurde durch die Implementierung des Schädigungsmodells (CDP) für das Materialverhalten von Beton simuliert, siehe Bild 4-11. Die Verformungen der Kopfbolzen (siehe Bild 4-12), die Fließgelenkbildung und das Abscheren der Kopfbolzen wurde durch das gewählte Materialgesetz für Stahl („Ductile Damage“) ebenfalls abgebildet.

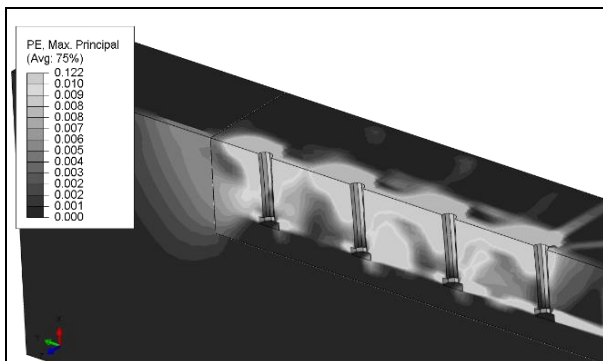


Bild 4-11: FE-Modell: Rissbild des Betons als plastische Dehnungen im Beton (PE)

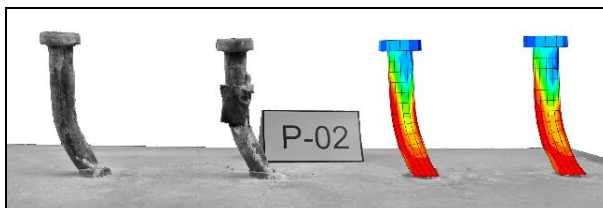


Bild 4-12: FE-Modell: Vergleich des Verformungsbilds der Kopfbolzen mit Versuch P-02 (maßstäbliche Darstellung)

In Bild 4-13 ist die Last-Schlupf Kurve exemplarisch für den Versuch P-01 und die numerisch ermittelte Kurve dargestellt. Die Anfangssteifigkeit sowie die Traglast aus Numerik und Versuch zeigen eine gute Übereinstimmung.

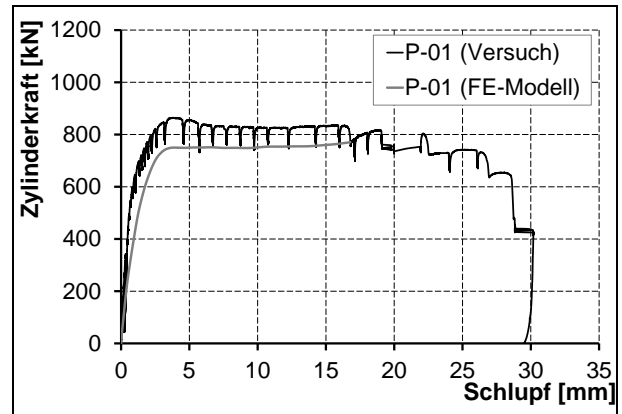


Bild 4-13: Vergleich der Last-Schlupf-Kurve: Versuch – FE-Modell für den Versuch P-01

In Bild 4-14 ist ein Vergleich der Traglasten im FE-Modell mit den Traglasten aus den experimentellen Untersuchungen dargestellt. Es hat sich eine gute Übereinstimmung der Traglastberechnungen der numerischen Untersuchungen mit den Ergebnissen aus den experimentellen Untersuchungen ergeben.

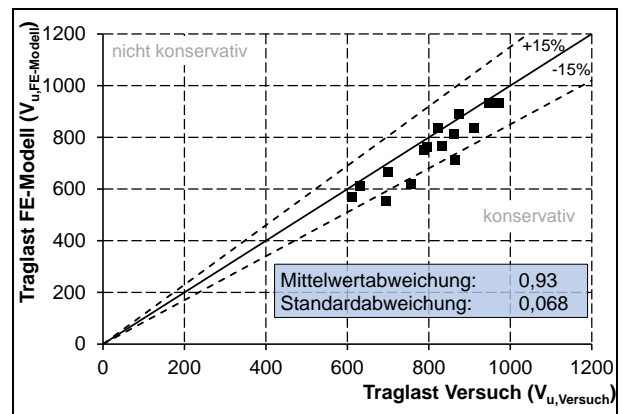


Bild 4-14: Vergleich der Traglasten aus Versuch und FE-Modell

In Tabelle 4-2 sind die Ergebnisse der Numerik im Vergleich zu den Bauteilversuchen aufgelistet.

Die Validierung der Modelle durch die Versuche erfolgt anhand der Versuche P-10 bis P-15, wobei für alle Modelle die gleichen Einstellungen verwendet wurden. Neben der Validierung bezüglich der Traglasten wurden die Modelle hinsichtlich der Versagensmechanismen verifiziert. Im Folgenden wird die Auswertung und Validierung hinsichtlich der Versagensmechanismen exemplarisch für die Versuche P-10, P-11 und P-12 gezeigt.

Versuch	Traglast Versuch [kN]	Traglast Numerik [kN]	$F_{u,FE}/F_{u,Versuch}$
P-01	865	714	0,83
P-02	874	890	1,02
P-03	789	749	0,95
P-04	822	836	1,02
P-05	862	814	0,94
P-06	832	768	0,92
P-07	972	934	0,96
P-08	948	934	0,99
P-09	911	837	0,92
P-10	612	571	0,93
P-11	699	665	0,95
P-12	695	553	0,80
P-13	757	619	0,82
P-14	796	762	0,96
P-15	631	611	0,97
Mittelwert:			0,93
Standardabweichung:			6,8%

Tabelle 4-2: Vergleich der Traglasten – Versuch / Numerik

4.3.2 Validierung des Modells hinsichtlich der Versagensmechanismen

Numerische Untersuchung P-10

Im Versuch mit kurzen Kopfbolzen und niedrigem Bewehrungsgrad (P-10) wurde ein Herausziehen der Kopfbolzen bzw. ein Betondruckstrebenbruch analog den Versuchen von KUHLMANN/BREUNINGER [20] beobachtet.

In Bild 4-15 ist ein Vergleich der Versagensbilder der numerischen und experimentellen Untersuchung dargestellt. Es wurde eine gute Übereinstimmung hinsichtlich der Versagensform und der Größe des Betonausbruchkegels erzielt.

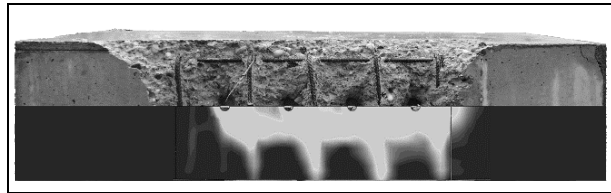


Bild 4-15: Vergleich der Versagensbilder P-10

Bei Erreichen der Traglast ergibt sich ein Versagen infolge Betondruckstrebenbruch, das im FE-Modell anhand der Dehnungen erkenntlich wird, siehe Bild 4-16. Bei Überschreiten der Traglast bildet sich der Betonausbruchkegel deutlich aus, siehe Bild 4-17.

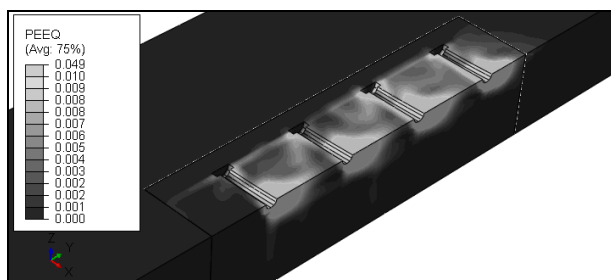


Bild 4-16: Rissbild des Betonquerschnittes im FE-Modell P-10 (bei Erreichen der Traglast) als äquivalente plastische Dehnungen (PEEQ)

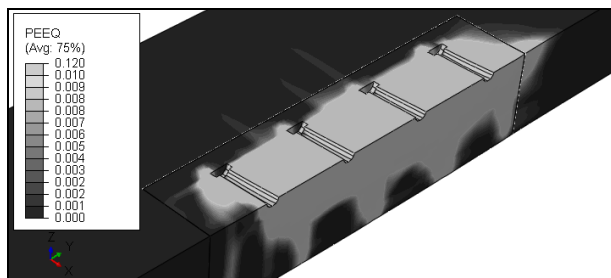


Bild 4-17: Rissbild des Betonquerschnittes im FE-Modell P-10 (bei Überschreiten der Traglast) als äquivalente plastische Dehnungen (PEEQ)

Bei Erreichen der Traglast beginnt die Ausbildung eines Fließgelenkes im Kopfbolzenschaft, siehe Bild 4-18. Dieses Fließgelenk bildet sich im weiteren Versuchsverlauf zurück, es bildet sich ein weiteres Fließgelenk im Dübelfuß (Bild 4-19).

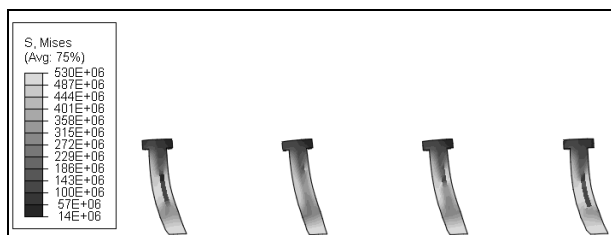


Bild 4-18: Verformung und Spannungen der Kopfbolzen im FE-Modell P-10 (bei Erreichen der Traglast; überhöhte Darstellung)

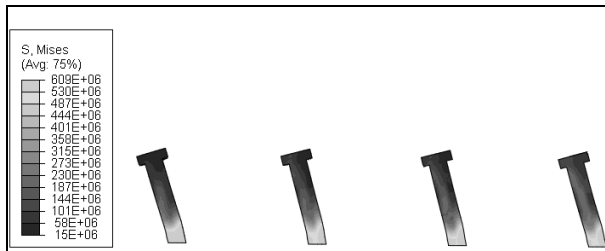


Bild 4-19: Verformung und Spannungen der Kopfbolzen im FE-Modell P-10 (nach Überschreiten der Traglast, maßstäbliche Darstellung)

Die Ausbildung dieses zweiten Fließgelenkes bestätigte das Auftrennen des Versuchskörpers nach Versuchsende. Die Verformungen der Kopfbolzen aus den experimentellen sowie numerischen Untersuchungen sind in Bild 4-20 dargestellt.

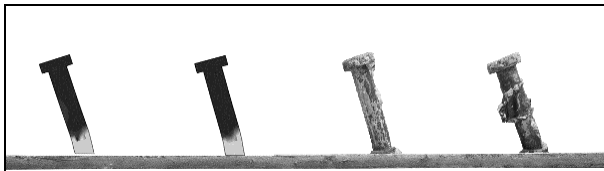


Bild 4-20: Vergleich der Verformungen der Kopfbolzen P-10 (nach Überschreiten der Traglast, maßstäbliche Darstellung)

Numerische Untersuchung P-11

Der Versuchskörper P-11 wurde mit kurzen Kopfbolzen und hohem Bewehrungsgrad hergestellt. Im Versuch wurde das Versagen durch ein Betonversagen eingeleitet. Ein Herausziehen war nicht zu beobachten. Dieser Versagensmechanismus konnte ebenfalls im numerischen Modell erzielt werden. In Bild 4-21 ist das Rissbild des Betonquerschnittes bei Erreichen der Traglast dargestellt. Der Betonausbruchkegel bildet sich zwischen der Rückhängebewehrung aus. Bild 4-22 zeigt die Betondehnungen nach Überschreiten der Traglast, das Betonversagen ist zu erkennen.

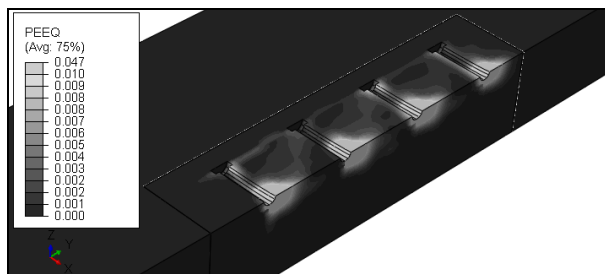


Bild 4-21: Rissbild des Betonquerschnittes im FE-Modell P-11 (bei Erreichen der Traglast) als äquivalente plastische Dehnungen (PEEQ)

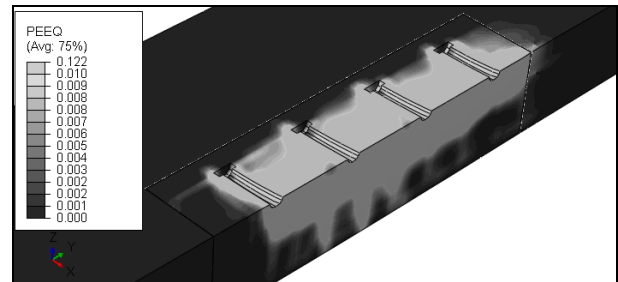


Bild 4-22: Rissbild des Betonquerschnittes im FE-Modell P-11 (bei Überschreiten der Traglast) als äquivalente plastische Dehnungen (PEEQ)

In Bild 4-23 sind die Verformungen und Spannungen der Kopfbolzen bei Erreichen der Traglast dargestellt. Der Kopfbolzen beginnt im Bereich des Schaftes zu fließen. Bei weiterer Laststeigerung bildet sich dieses Fließgelenk allerdings nicht weiter aus, bleibt aber bestehen, siehe Bild 4-24. In den experimentellen Untersuchungen wurde bei Versuchsende die gleiche Verformungsfigur der Kopfbolzen festgestellt, siehe Bild 4-25.

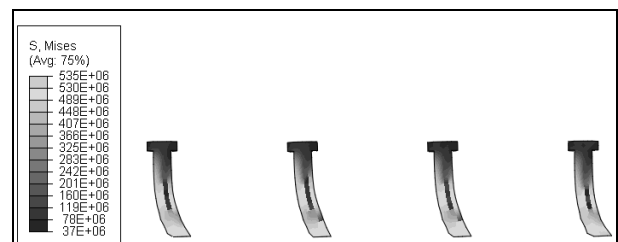


Bild 4-23: Verformung und Spannungen der Kopfbolzen im FE-Modell P-11 (bei Erreichen der Traglast; überhöhte Darstellung)

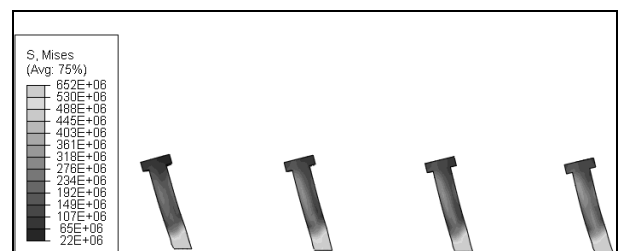


Bild 4-24: Verformung und Spannungen der Kopfbolzen im FE-Modell P-11 (nach Überschreiten der Traglast, maßstäbliche Darstellung)



Bild 4-25: Vergleich der Verformungen der Kopfbolzen P-11 (nach Überschreiten der Traglast, maßstäbliche Darstellung)

Numerische Untersuchung P-12

Der Versuch P-12 wurde mit langen Kopfbolzen und niedrigem Bewehrungsgrad durchgeführt. Der maßgebende Versagensmodus war Betonversagen infolge Schubbeanspruchung. Durch die hohe Kopfbolzenlänge wurde der Betondruckstrebenbruch unter Zug nicht maßgebend. Dies lässt sich ebenfalls durch das numerische Modell verifizieren, siehe hierzu Bild 4-26 und Bild 4-27.

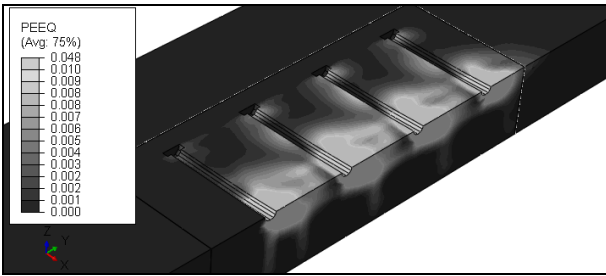


Bild 4-26: Rissbild des Betonquerschnittes im FE-Modell P-12 (bei Erreichen der Traglast) als äquivalente plastische Dehnungen (PEEQ)

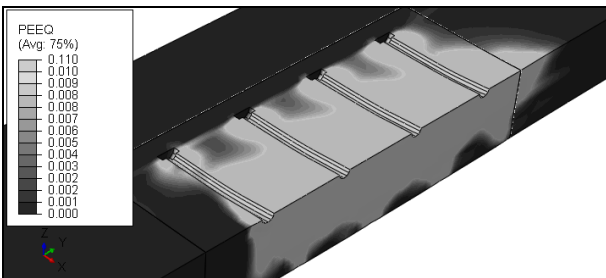


Bild 4-27: Rissbild des Betonquerschnittes im FE-Modell P-12 (bei Überschreiten der Traglast) als äquivalente plastische Dehnungen (PEEQ)

In der Verformungsfigur der Kopfbolzen lässt sich die Bildung von zwei Fließgelenken erkennen: am Dübelfuß und am Dübelschaft, die sich schon bei Erreichen der Traglast ausgebildet haben (Bild 4-28). Bei Überschreiten der Traglast bilden sich diese beiden Fließgelenke weiter aus, siehe Bild 4-29.

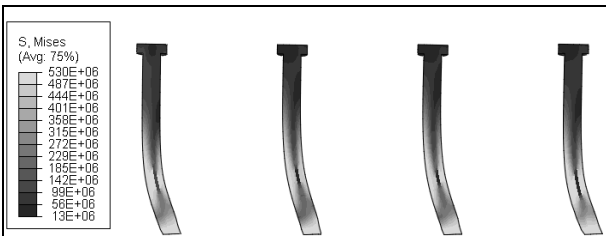


Bild 4-28: Verformung und Spannungen der Kopfbolzen im FE-Modell P-12 (bei Erreichen der Traglast; überhöhte Darstellung)

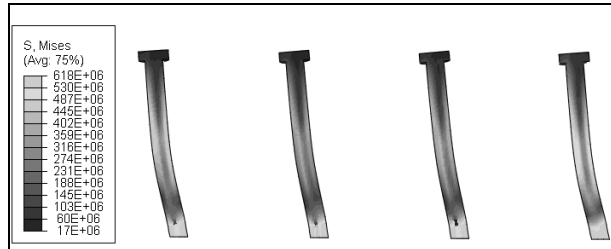


Bild 4-29: Verformung und Spannungen der Kopfbolzen im FE-Modell P-12 (nach Überschreiten der Traglast, maßstäbliche Darstellung)

4.3.3 Einfluss des Bewehrungsgrades / Rückhängebewehrung auf das Tragverhalten

Anhand der Versuche bzw. den zugehörigen numerischen Untersuchungen P-10 und P-11 wurde an kurzen Kopfbolzen der Einfluss einer zusätzlichen Rückhängebewehrung untersucht. In Bild 4-30 und Bild 4-31 sind die Spannungsverläufe der Bügelbewehrung, die im Bereich der Kopfbolzen liegt, dargestellt. Die Aktivierung der Rückhängebewehrung im Prüfkörper P-11 lässt sich anhand der größeren Spannungen im Gegensatz zu Prüfkörper P-10 erkennen.

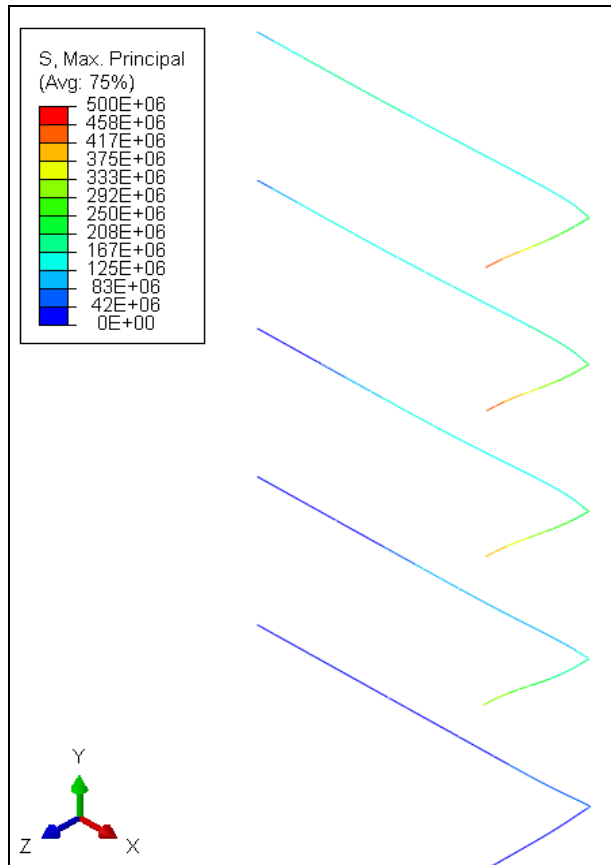


Bild 4-30: Spannungen in der Bügelbewehrung (P-10, bei Erreichen der Traglast)

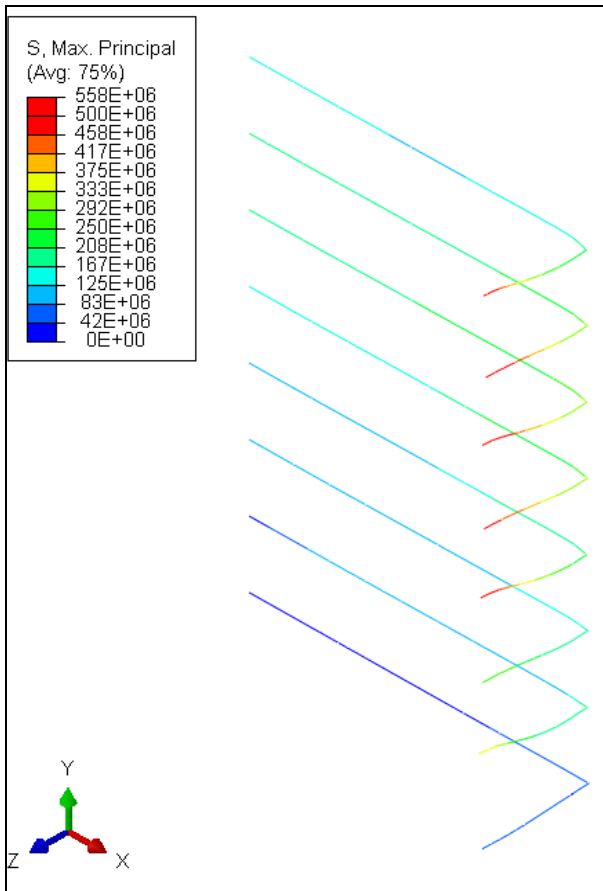


Bild 4-31: Spannungen in der Bügelbewehrung (P-11, bei Erreichen der Traglast)

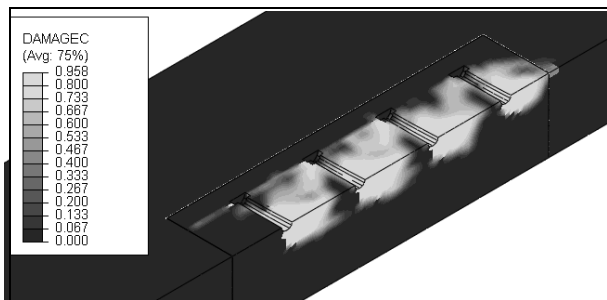


Bild 4-32: Betonschädigung bei Erreichen der Traglast (P-10) (DAMAGEC)

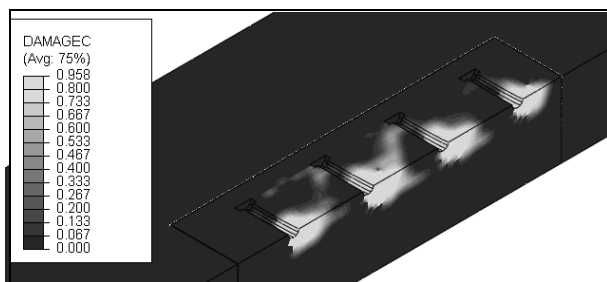


Bild 4-33: Betonschädigung bei Erreichen der Traglast (P-11) (DAMAGEC)

Die Betonschädigungen sind für die Versuchskörper P-10 und P-11 in Bild 4-32 bzw. Bild 4-33 dargestellt. Die Schädigung des Betons im Bereich der

Kopfbolzen ist im Versuchskörper P-10 deutlich höher als im Prüfkörper P-11. Dies ist auf die Aktivierung der Bügelbewehrung bei P-11 im Gegensatz zu P-10 zurückzuführen. Durch die größere Anzahl an Bügeln bei P-11 wird ein größerer Bereich des querzugbeanspruchten Betons erfasst, daher erhöht sich die Chance, den Bereich zu schneiden, an dem die größten Querspannungen im Beton auftreten. Zudem verdoppelt sich bei der doppelten Anzahl an Bügeln je Kopfbolzen die Mantelfläche ebenfalls, dies bewirkt eine Behinderung der Querdehnung des Betons, wodurch die Traglast gesteigert wird.

4.4 Parameterstudie zum Einfluss der Lagerung und Lasteinleitung

4.4.1 Allgemeines

Ziel der Parameterstudie ist, den Einfluss der Lasteinleitung sowie der Lagerung auf das Tragverhalten der randnahen Kopfbolzen abzuschätzen.

Versuchsaufbau I und II zeigten, dass kein „Herausziehen“ der Kopfbolzen unter diesen Randbedingungen stattfand. Durch numerische Untersuchungen sollte untersucht werden, wodurch das „Herausziehen“ der Kopfbolzen verhindert wurde. Hierbei wurden insbesondere die Unterschiede in der Lasteinleitung sowie der Lagerungsbedingungen zu den von KUHLMANN/BREUNINGER [20] untersucht.

Auf Grundlage dieser numerischen Untersuchungen wurde der Versuchsaufbau für Versuchsserie III und IV entwickelt.

4.4.2 Einfluss der Lagerung

Der Einfluss der seitlichen Lagerungsbedingungen auf das Tragverhalten der randnahen Kopfbolzen wurde für zwei verschiedene Szenarien untersucht:

Auflagerbedingung	Abkürzung
Seitliche Auflagerung	g
Seitlich freie Lagerung	f

Tabelle 4-3: Parameterstudie: Einfluss der Lagerung

Die Last-Schlupf Kurve für den Versuch P-01 mit einer Kopfbolzenlänge von 125mm und niedrigem Bewehrungsgrad ist in Bild 4-34 für die unterschiedlichen Lagerungsbedingungen dargestellt. Bei einer seitlichen Lagerung der Prüfkörper stellt sich der

Verlauf der Last-Schlupf Kurve aus dem Versuch ein. Wird der Versuchskörper seitlich frei gelagert, so fällt die Last nach Erreichen ihres Maximums stark ab. Dieses Verhalten ist charakteristisch für das „Herausziehen“ der Kopfbolzen aus dem Beton.

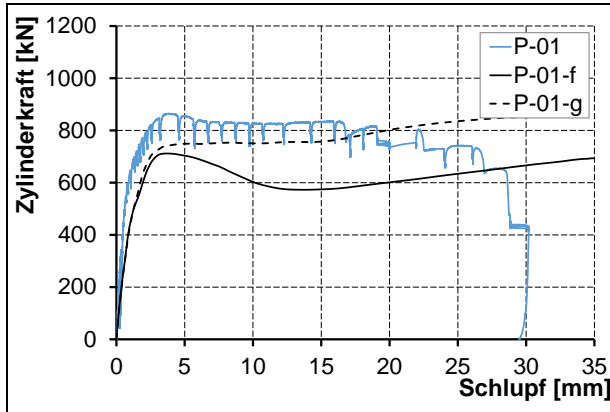


Bild 4-34: Last-Schlupf Kurven der Parameterstudie zu seitlichen Lagerungsbedingungen am Beispiel P-01

4.4.3 Einfluss der Lasteinleitung

In VA I wurde die Last über eine definierte Fläche in den Prüfkörper eingeleitet, hierbei wurden die Kopfbolzen hauptsächlich auf Schub beansprucht. Im Vergleich zu den in [20] beschriebenen Versuchen, wo die Last über die komplette Prüfkörperbreite eingeleitet wurde. Daher wurde der Einfluss der Lasteinleitung untersucht. Hierbei wurde eine mittige und lokale Lasteinleitung untersucht, siehe Tabelle 4-4.

Lasteinleitung	Abkürzung
Lokale Lasteinleitung	m
Mittige Lasteinleitung	l

Tabelle 4-4: Parameterstudie: Einfluss der Lagerung

In Bild 4-35 sind die Last-Schlupf Kurven der untersuchten Parameter zur Lasteinleitung dargestellt. Beide Kurven zeigen denselben Verlauf, daher hat in diesem Fall die Lasteinleitung keinen Einfluss auf die Versagensform oder das Tragverhalten der Prüfkörper.

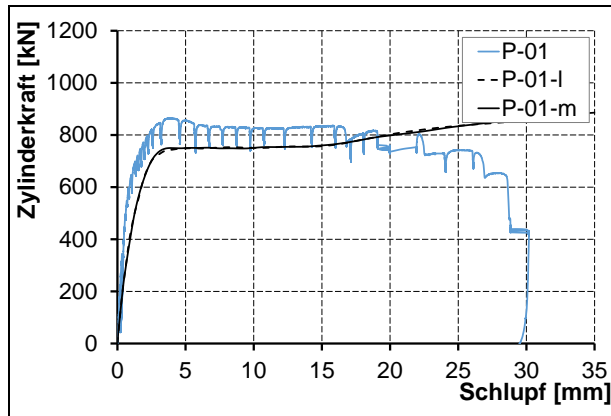


Bild 4-35: Last-Schlupf Kurven der Parameterstudie zur Lasteinleitung am Beispiel P-01

4.5 Ergebnisse und Zusammenfassung der numerischen Untersuchungen

In den numerischen Untersuchungen wurden die Versuche durch die Anwendung geeigneter Kontaktformulierungen und nichtlinearer Materialgesetze modelliert. Es ergibt sich hinsichtlich dem Tragverhalten sowie dem Versagensmodus eine gute Übereinstimmung mit den experimentellen Untersuchungen.

Der Einfluss einer zusätzlichen Rückhängebewehrung auf das Tragverhalten wurde abgebildet. Bei kurzen Kopfbolzen wird das Herausbrechen bzw. der Betondruckstrebenbruch durch eine zusätzliche Bewehrungslage verhindert. Die Betonschädigungen nehmen bei einer Zulagebewehrung deutlich ab. Der positive Einfluss der Rückhängebewehrung wird durch die numerischen Untersuchungen bestätigt.

Zusätzlich wurde eine Parameterstudie zum Einfluss der Lagerungsbedingungen und der Lasteinleitung durchgeführt, die für die Entwicklung der Versuchsaufbauten III und IV von großer Bedeutung war. Es wurde gezeigt, dass eine seitliche Festhalterung in Push-Out Versuchen einen großen Einfluss auf die Versagensform und die Traglast besitzt. Ein Versagen durch Herausziehen der Kopfbolzen kann durch einen geeigneten Versuchsaufbau verhindert bzw. durch Gleiten der Aufstandsfläche initiiert werden.

5 Bemessungsvorschlag und Vergleich mit den bisherigen Regelungen (Arbeitspaket 4)

5.1 Allgemeines

In Kapitel 2 wurde bereits der aktuelle Stand der Technik vorgestellt, in dem auch die Gleichungen zur Nachweisführung beinhaltet sind. Bisher ist der Anwendungsfall für randnahe Kopfbolzen unter kombinierter Zug- und Schubbeanspruchung, der hauptsächlich bei kurzen Kopfbolzen auftritt, noch nicht normativ geregelt, bzw. wird durch eine Mindestlänge der Kopfbolzen von vornherein ausgeschlossen. Dahingegen sind in der Befestigungstechnik Regeln für diesen Anwendungsfall bekannt. Für den hier vorliegenden Anwendungsfall ist daher eine gemeinsame Betrachtung der Regeln des Verbundbaus (DIN EN 1994-2 [8]) und der Befestigungstechnik (EC2-4, sowie neuere Erkenntnisse wie z.B. INFASO [23, 22] oder [36]) notwendig. Im Folgenden werden daher für die Beanspruchung unter reinem Zug die Regeln der Befestigungstechnik (siehe Kapitel 2.3 und 2.4), sowie unter Schub die Regeln nach dem aktuellen Eurocode 4-2 Anhang C [8] (siehe Kapitel 2.1) verwendet. Bei einer kombinierten Beanspruchung (Zug und Schub) werden beide Gleichungen miteinander kombiniert. Mit den erzielten Ergebnissen wurde dann ein Bemessungsvorschlag entwickelt, der anhand der experimentellen und numerischen Untersuchungen validiert wird.

5.2 Widerstände unter Zug und Schub, sowie Interaktion

5.2.1 Kopfbolzen unter Zugbeanspruchung [27]

Für die Ermittlung der Tragfähigkeit randnaher Kopfbolzen unter Zugbeanspruchung werden die Versagensmodi nach Kapitel 2.4 berücksichtigt und anhand des Beitrages von KUHLMANN/HOFMANN/RUOPP im Stahlbau-Kalender 2018 [27] beschrieben.

Hierbei sind zwei Bemessungswiderstände zu berücksichtigen: Tragfähigkeit mit und ohne Rückhängebewehrung, wobei eine Rückhängebewehrung nur berücksichtigt werden darf, wenn dies zu einer Traglaststeigerung führt.

Stahlversagen

Bei einer zentrischen Belastung des Kopfbolzens auf Zug erfolgt die Krafteinleitung zunächst über den Dübelschaft und wird dann über den Kopf in den Beton über Kontaktpressung übertragen. Der Schaft des Kopfbolzens wird bis zum Erreichen der Fließgrenze linear gedehnt. Bei Überschreitung der Fließgrenze nimmt die Dehnung im Schaft stark zu, ohne dass eine Laststeigerung stattfindet. Das Versagen wird durch Überschreitung der Bruchdehnung bestimmt. Dieser Versagensmodus ist in Bild 5-1 dargestellt.

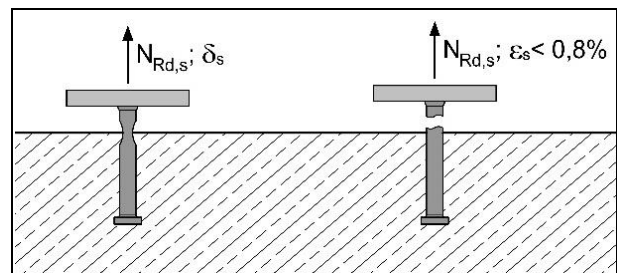


Bild 5-1: Stahlversagen bzw. Fließen des Schaftes eines Kopfbolzens [27]

Für die Bemessung darf die folgende Gleichung angesetzt werden:

$$N_{Rd,s} = A_{s,nom} \cdot \frac{f_{uk}}{V_{Ms}} = n \cdot \pi \cdot \frac{d_{s,nom}^2}{4} \cdot \frac{f_{uk}}{V_{Ms}} \quad (5-1)$$

Mit: $V_{Ms} = 1,2 \cdot \frac{f_{uk}}{f_{yk}} \geq 1,4$

f_{uk} : Charakteristische Stahlfestigkeit im Bereich des Kopfbolzenschaftes [N/mm²]

n : Anzahl der Kopfbolzen unter Zugbelastung in der Gruppe

$d_{s,nom}$: Nomineller Durchmesser des Kopfbolzenschaftes [mm]

$A_{s,nom}$: Spannungsquerschnitt des Schaftes [mm²]

Betonausbruch

Eine zentrisch auf den Kopfbolzen wirkende Zugbelastung wird über den Dübelschaft in das Bauteil eingeleitet. Es entstehen Risse im Beton ausgehend von der Aufstandsfläche des Kopfbolzens in Richtung der Betonoberfläche, die auf die Kontaktpressung im Lasteinleitungsbereich zurückzuführen sind. Bei Steigerung der Zuglast kommt es zum Risswachstum in Richtung Betonoberfläche und es kommt zum kegelförmigen Betonausbruchversagen, siehe Bild 5-2.

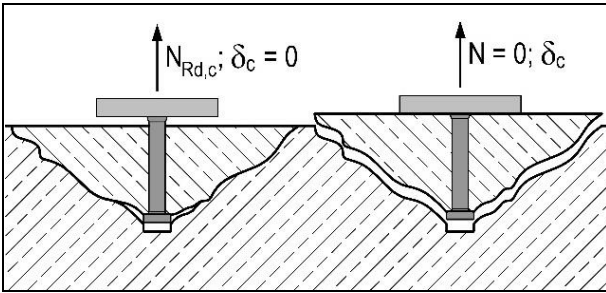


Bild 5-2: Betonausbruch [27]

Die folgende Gleichung darf für die Bemessung der Komponente Betonausbruch herangezogen werden:

$$N_{Rd,c} = N_{RK,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \frac{1}{\gamma_{Mc}} \quad (5-2)$$

Mit: $N_{Rd,c}^0 = k_1 \cdot h_{ef} \cdot f_{ck}^{0,5}$

$$\psi_{A,N} = \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,0$$

$$\psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1,0 \text{ für } s < 150\text{mm}$$

$$\psi_{re,N} = 1,0 \text{ für } s \geq 150\text{mm}$$

$$\text{oder } s \leq 100\text{mm (für } d_s \leq 10\text{mm)}$$

$$\gamma_{Mc} = 1,5$$

Bemerkung: Weitere Formelbezeichnungen können [15] entnommen werden.

Dieser Versagensmodus wird bei Anordnung einer wirksamen Rückhängebewehrung nicht maßgebend, da sich der Betonkegel deutlich steiler ausbildet und es somit zu einem Betondruckstrebenbruch kommt. Aufgrund dessen wird der kegelförmige Betonausbruch für den Bemessungsvorschlag für randnahe Kopfbolzen mit Rückhängebewehrung nicht angesetzt. Das Betonversagen wird durch den Betondruckstrebenbruch berücksichtigt.

Herausziehen aus dem Beton

Die Kraftweiterleitung im Bereich des Kopfbolzenkopfes erfolgt durch Kontaktpressung in den Beton. Dort kann es aufgrund der Teilflächenpressung zu lokalem Materialversagen im Beton kommen, siehe Bild 5-3. Dieses Versagen wird ebenfalls als „Herausziehen“ bezeichnet, entspricht aber nicht dem von BREUNINGER/KUHLMANN [20] beobachteten Versagensmodus.

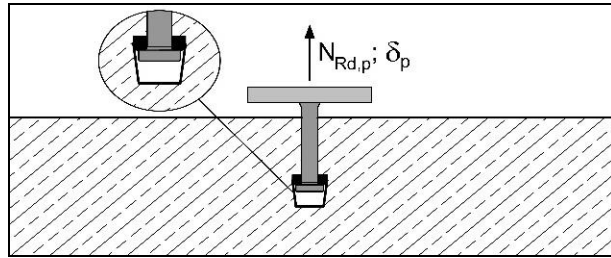


Bild 5-3: Herausziehen des Kopfbolzens [27]

Die Bemessungstraglast kann anhand der folgenden Gleichung bestimmt werden:

$$N_{Rd,p} = n \cdot p_{UK} \cdot A_h \cdot \frac{1}{\gamma_{Mc}} \quad (5-3)$$

Mit: $p_{uk} \leq 12 \cdot f_{ck}$

$$\gamma_{Mc} = 1,5$$

A_h : Aufstandsfläche des Kopfbolzens [mm²]

p_{uk} : Pressung im Bereich der Aufstandsfläche des Kopfes [N/mm²]

Fließen der Bewehrung

Bei Belastung der Verankerung kann (soweit vorhanden und ausreichend dimensioniert) eine Rückhängebewehrung aktiviert werden. Der Kraftabtrag erfolgt dann über die Bewehrung. Die gesamte Last wird auf die Bewehrung umgelagert, wenn die Betonzugtragfähigkeit erreicht ist. Das Versagen tritt bei ausreichender Verbundlänge durch Stahlfließen bzw. Stahlbruch ein, siehe Bild 5-4.

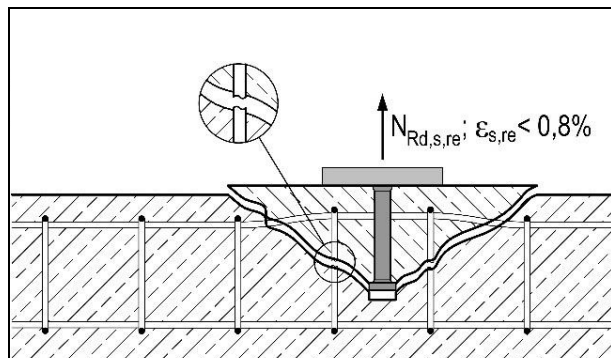


Bild 5-4: Fließen der Bewehrung [27]

Der Bemessungswiderstand wird dann wie folgt ermittelt werden:

$$N_{Rd,s,re} = n_{re} \cdot \pi \cdot \frac{d_{s,re}^2}{4} \cdot f_{yd,re} \quad (5-4)$$

Mit: n_{re} : Anzahl der effektiven Bewehrungsstäbe zur Übertragung der Zugbelastung, die sich im theoretischen Betonausbruchkegel befinden

$d_{s,re}$: Durchmesser der Bewehrungsstäbe [mm]

$f_{yd,re}$: Bemessungswert der Zugfestigkeit der Bewehrungsstäbe

Verbundversagen der Bewehrung

Nach Erreichen der Betonzugtragfähigkeit wird die Last vollständig auf die Bewehrung umgelagert, wenn diese vorhanden ist. Bei nicht ausreichender Dimensionierung der Verbundlänge der Bewehrung wird diese aus dem Betonkegel herausgezogen, bevor ein Versagen durch Fließen der Bewehrung eintritt. Die Rückhängebewehrung versagt in diesem Fall durch Verbundbruch, siehe Bild 5-5.

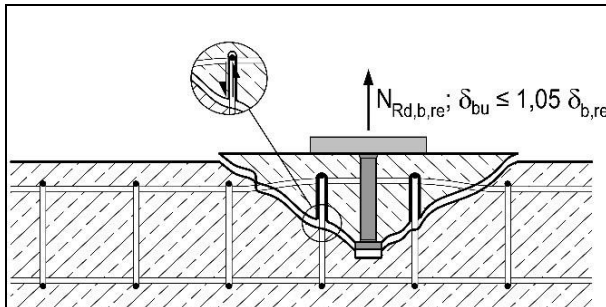


Bild 5-5: Verbundversagen der Bewehrung [27]

Die Bemessungsgleichung wird wie folgt angesetzt:

$$N_{Rd,b,re} = \sum n_{re} l_1 \cdot \pi \cdot d_{s,re} \cdot f_{bd} \cdot \frac{1}{\alpha} \quad (5-5)$$

Mit: $\alpha = 0,7 \cdot 0,7 \approx 0,5$

n_{re} : Anzahl der effektiven Bewehrungsstäbe zur Übertragung der Zugbelastung, die sich im theoretischen Betonausbruchkegel befinden

$d_{s,re}$: Durchmesser der Bewehrungsstäbe [mm]

f_{bd} : Bemessungswert der Verbundfestigkeit [N/mm²]

l_1 : Anrechenbare Verbundlänge der Rückhängebewehrung ohne Biege-rollenradius [mm]

Betondruckstrebenbruch

Der Bruchkegel bildet sich bei eng anliegender Rückhängebewehrung deutlich steiler als 35° aus, siehe Bild 5-6. Bei Versuchen mit enger Abstützung im Bereich der Verankerung wurde dies ebenfalls beobachtet. Die Tragfähigkeit steigt in diesem Fall in Abhängigkeit des Bügelabstandes an, da sich der Druckstrebenwinkel mit sinkendem Bügelabstand steiler ausbildet. Die Druckstreben werden hierbei stärker belastet. Ein Versagen der Druckstrebe erfolgt, bevor sich ein kegelförmiger Betonausbruchkegel ausbilden kann.

Diese Versagensform entspricht der Versagensform von kurzen Kopfbolzen nach [20], die dort mit „Herausziehen“ bezeichnet wird.

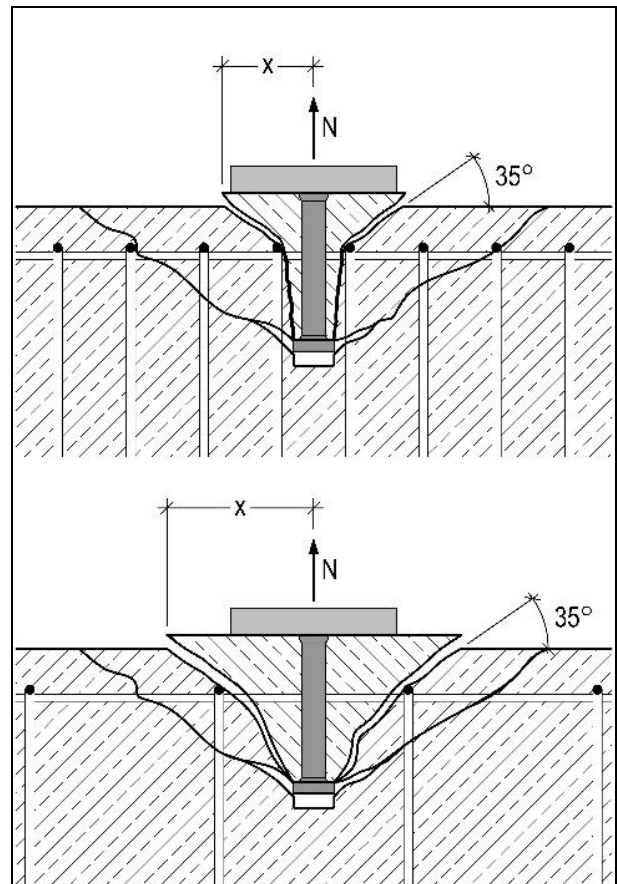


Bild 5-6: Betondruckstrebenbruch [27]

Der Bemessungswiderstand wird unter Berücksichtigung der Rückhängebewehrung bei Versagen der Druckstrebe wie folgt berechnet:

$$N_{Rd,cs} = \psi_{supp} \cdot N_{Rd,c} \leq N_{Rd,re} \quad (5-6)$$

$$\text{Mit: } \psi_{supp} = 2,5 - \frac{x}{h_{ef}} \geq 1,0$$

Gemeinsamer Lastabtrag von Beton und Bewehrung

Das gemeinsame Versagen von Beton und Bewehrung wird für den Anwendungsfall der randnahen Kopfbolzen nicht berücksichtigt, da die Voraussetzungen hierfür nicht gegeben sind: Der Beton befindet sich im gerissenen Zustand und die Rückhängebewehrung wird aktiviert. Aufgrund der seitlichen Berandung des Bauteils kann keine Aktivierung von weiterem Betonvolumen, das außerhalb des gerissenen Bereiches liegt, angesetzt werden [36].

Traglastniveau

Für die Nachrechnung der Versuche ist es notwendig, die Gleichungen auf Traglastniveau zu verwenden und hierbei näherungsweise die charakteristischen Materialkennwerte zu ermitteln. Die Widerstände auf Traglastniveau werden durch Berücksichtigung eines Teilsicherheitsbeiwertes von $\gamma=1,0$ und unter Berücksichtigung der folgenden Gleichungen bestimmt:

Stahlversagen:

$$N_{u,s} = A_{s,nom} \cdot \frac{f_{uk}}{\gamma_{Ms}} = n \cdot \pi \cdot \frac{d_{s,nom}^2}{4} \cdot f_{uk} \quad (5-7)$$

Herausziehen:

$$N_{u,p} = n \cdot p_{UK} \cdot A_h \quad (5-8)$$

Mit: $p_{uk} = 12$

Fließen der Bewehrung:

$$N_{u,s,re} = n_{re} \cdot \pi \cdot \frac{d_{s,re}^2}{4} \cdot f_{yk,re} \quad (5-9)$$

Verbundversagen der Bewehrung:

$$N_{u,b,re} = \sum n_{re} l_1 \cdot \pi \cdot d_{s,re} \cdot f_{bk} \cdot \frac{1}{\alpha} \quad (5-10)$$

Betondruckstrebenbruch:

$$N_{u,cs} = \psi_{supp} \cdot N_{u,c} \leq N_{u,re} \quad (5-11)$$

5.2.2 Kopfbolzen unter Schubbeanspruchung

Modell nach Lungershausen [14, 31]

Die Materialeigenschaften des Bolzens und Betons sowie die geometrischen Abmessungen des Kopfbolzens und die Geometrie des Schweißwulstes bestimmen die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens. Mithilfe der Modellvorstellung von Lungershausen kann das Tragverhalten eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte erläutert werden.

Es wird grundsätzlich zwischen 4 Traglastanteilen unterschieden (siehe Bild 5-7), die abhängig von der Größe des Schlupfes bzw. der Schubkraft sind.

Zunächst bilden sich bei geringem Schlupf flache Druckstreben, die sich auf den Dübelfuß und den Schweißwulst abstützen (Traglastanteil A). Aufgrund von Betonpressungen am Fußpunkt des Bolzens kommt es zu einer Betonschädigung in diesem Bereich und einer Biegebeanspruchung im Kopfbolzen aufgrund von Schubkraftumlagerung in den Kopfbolzenschaft (Traganteil B).

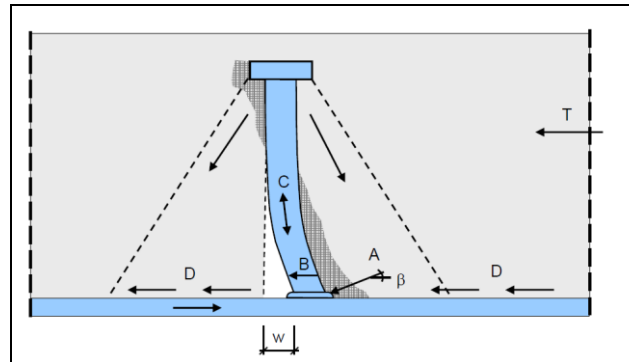


Bild 5-7: Tragverhalten eines Kopfbolzens nach Lungershausen [14, 31]

Die Verformungsbehinderung am Kopfbolzenkopf erzeugt im Schaft eine Zugkraft, die mit den Druckkräften im Beton unterhalb des Kopfes des Dübels kurzgeschlossen wird. Auf der lastabgewandten Seite treten diese Druckkräfte vor allem am Bolzenkopf auf (Traglastanteil C). Traglastanteil D ergibt sich aus Reibungskräften, die zwischen Betonkegel und Gurtoberfläche bei steigender Zug- bzw. Druckbeanspruchung entstehen.

Die Charakterisierung des Versagens eines Kopfbolzens erfolgt durch zwei Versagensmechanismen. Zum einen wird die Traglast durch ein Betonversagen vor dem Kopfbolzen durch Überschreiten der maximal aufnehmbaren Druckkräfte begrenzt, zum anderen kann es aufgrund von Überschreiten der Zugfestigkeit des Bolzengrundmaterials zu einem Abscheren der Dübel kommen. Diese Versagensmechanismen bilden die Grundlage für die Bemessungsgleichungen nach DIN EN 1994-2 [8].

Bemessungsgleichungen

Die Tragfähigkeit randnaher Kopfbolzen wird durch die folgenden Versagensmodi nach DIN EN 1994-2 Abs. 6.6.3 bzw. Anhang C [8] bestimmt.

Stahlversagen:

$$P_{Rd,S} = \frac{0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4}{\gamma_V} \quad (5-12)$$

Mit: $\gamma_V = 1,25$

Betonversagen:

$$P_{Rd,C} = \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_V} \quad (5-13)$$

Mit: $\gamma_V = 1,5$

Spalten der Betonplatte:

$$P_{Rd,sp} = \frac{1,4 \cdot k_V \cdot (f_{ck} \cdot d \cdot a_r')^{0,4} \cdot \left(\frac{a}{s}\right)^{0,3}}{\gamma_V} \quad (5-14)$$

Mit: $\gamma_V = 1,25$

Traglastniveau

Für die Entwicklung des Bemessungsmodells sowie für den Vergleich mit den experimentellen Untersuchungen ist es notwendig, die Gleichungen auf Traglastniveau zu verwenden, sodass die Traglasten mit den mittleren Materialwerten und ohne Teilsicherheitsbeiwerten bestimmt werden. Daher werden die Tragfähigkeiten mit den folgenden Gleichungen unter Zuhilfenahme des Hintergrundberichtes des Eurocodes 4 (Gl. (5-15) und (5-16)) [35] bestimmt:

Stahlversagen:

$$P_{Rk,S} = 0,85 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 \quad (5-15)$$

Betonversagen:

$$P_{Rk,C} = 0,36 \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot E_{cm}} \quad (5-16)$$

Spalten der Betonplatte:

$$P_{Rk,sp} = 4 \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot d^{0,3} \cdot \left(\frac{a \cdot a_r'}{s}\right)^{0,2} \cdot B \quad (5-17)$$

Mit: $B=1,06$ bei Längsdruck in der Betonplatte nach KUHLMANN/BREUNINGER [20]

5.2.3 Kombinierte Zug- und Schubbeanspruchung

Die kombinierte Beanspruchung aus Zug und Schub wird analog zur Befestigungstechnik [23] mit Hilfe der folgenden Interaktionsgleichungen berücksichtigt:

Stahlversagen:

$$\eta = \beta_N^2 + \beta_V^2 = \left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}\right)^2 \leq 1,0 \quad (5-18)$$

Betonversagen und andere Versagensarten:

$$\eta = \beta_N^{1,5} + \beta_V^{1,5} = \left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}\right)^{1,5} + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}\right)^{1,5} \leq 1,0 \quad (5-19)$$

Eine Zusammenfassung aller möglichen Versagensmodi ist in Bild 5-8 dargestellt.

5.3 Entwicklung eines Bemessungsmodells

Basierend auf den beschriebenen Versagensmodi wird ein Bemessungsmodell entwickelt, das eine kombinierte Zug- und Schubbeanspruchung der Kopfbolzen berücksichtigt.

Das Vorgehen ist in Bild 5-9 dargestellt. Zunächst werden die Randbedingungen und Materialparameter eingegeben. Anschließend erfolgt die Berechnung der Widerstände unter Zug- und Schubbeanspruchung und die Ermittlung der Einwirkungen. Die Schubbeanspruchung ist meist bekannt. Anhand dieser Schubbeanspruchung wird eine Zugbelastung auf den Kopfbolzen mittels eines vereinfachten Stabwerkmodells, siehe Bild 5-10 berechnet. Es wird die Annahme getroffen, dass die Beanspruchung der Dübelreihen gleich groß ist, dies wurde ebenfalls in [20] festgestellt und in den eigenen experimentellen Untersuchungen bestätigt. Mit den ermittelten Einwirkungen und Widerständen lassen sich nun die Ausnutzungsgrade unter Zug-, Schub- und Interaktionsbeanspruchung berechnen und der maßgebende Ausnutzungsgrad bestimmt. Es werden bei Interaktionsbeanspruchung Stahlversagensmechanismen unter Zug mit Stahlversagensmechanismen unter Schub kombiniert, ebenso Betonversagensmechanismen nur mit Betonversagensmechanismen. Es wird davon ausgegangen, dass entweder der Beton oder der Stahl versagt. Es aber keine Mischformen (Stahlversagen auf Schub und Betonversagen auf Zug) gibt, da eine der beiden Komponente maßgebend sein wird.

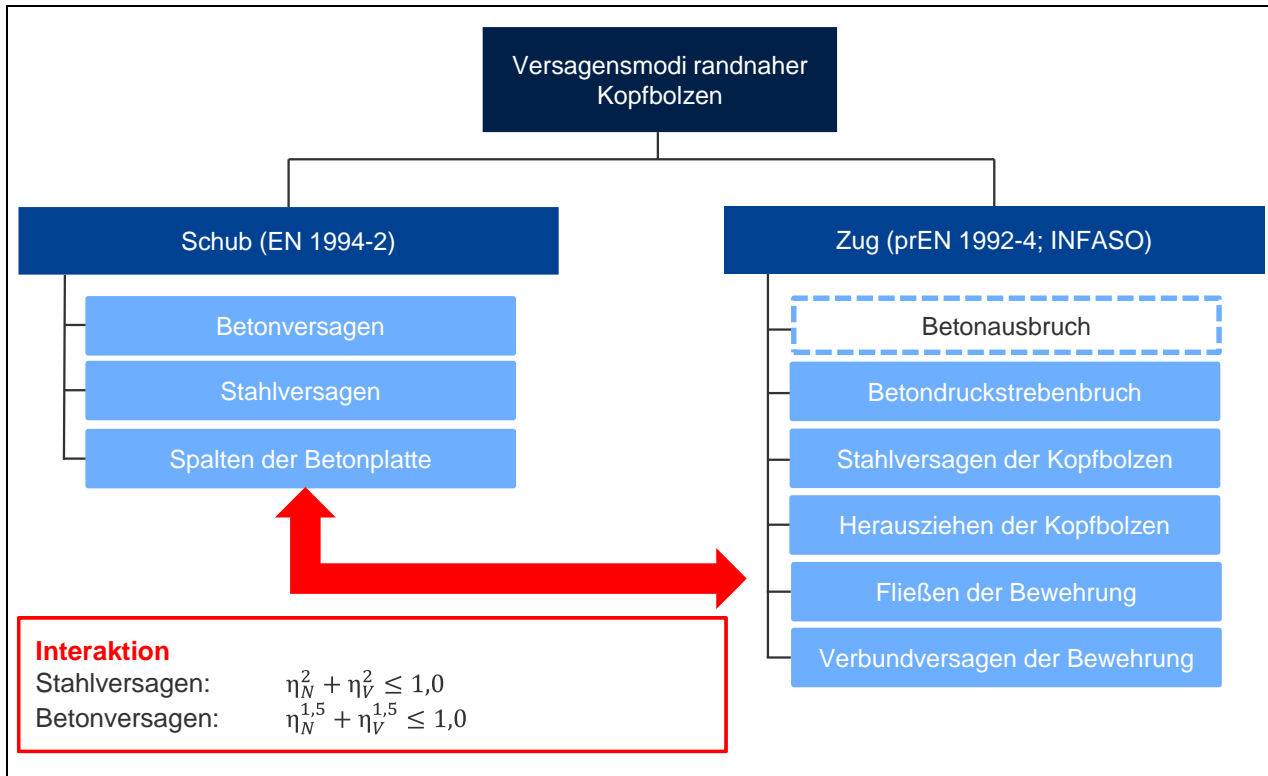


Bild 5-8: Versagensmodi randnaher Kopfbolzen

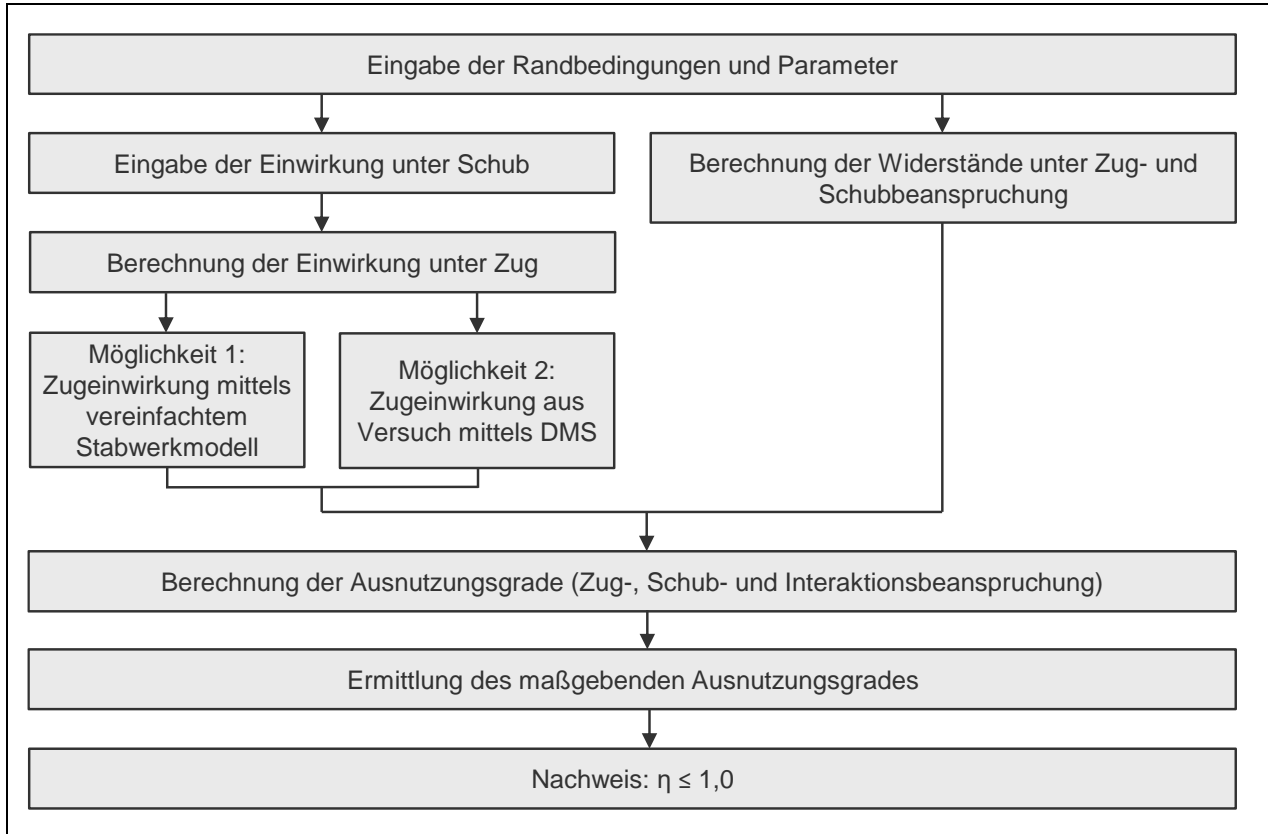


Bild 5-9: Vorgehensweise zur Bemessung randnaher Kopfbolzen unter kombinierter Zug- und Schubbeanspruchung

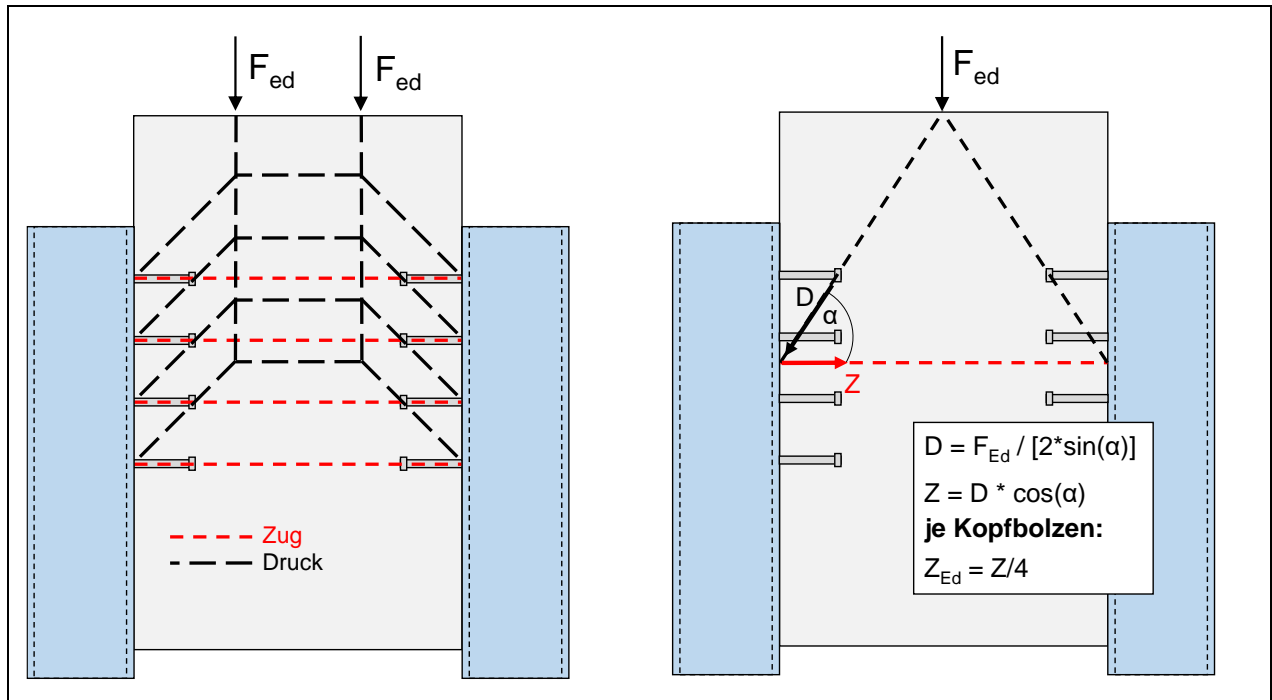


Bild 5-10: Stabwerkmodell [20] und vereinfachtes Stabwerkmodell

5.4 Validierung anhand der experimentellen Untersuchungen

Das Bemessungsmodell wird anhand der experimentellen und numerischen Untersuchungen validiert. Hierbei muss zunächst das Vorgehen leicht modifiziert werden, da die Höchstlast der Schubverbindung berechnet werden muss. Dabei wird die Schubbeanspruchung solange gesteigert, bis die Ausnutzung 100% beträgt, siehe Bild 5-11.

Für die Ermittlung der Einwirkung unter Zug werden zunächst die experimentell ermittelten Normalkräfte angesetzt. Da dem Praktiker jedoch in der Regel die Größe der Normalkräfte unbekannt ist, wird ebenfalls die Berechnung mittels vereinfachtem Stabwerkmodell durchgeführt. Hierbei wird die Annahme getroffen, dass die Zugbeanspruchung für jeden

Kopfbolzen gleich groß ist. Die experimentellen Untersuchungen bestätigen diese Annahme, in den Versuchen war die Zugbeanspruchung in jedem Kopfbolzen in etwa gleich groß.

In Bild 5-12 und Bild 5-13 ist ein Vergleich der Traglasten unter Schub bzw. Zug des Bemessungsvorschlags mit den Ergebnissen aus den experimentellen Untersuchungen dargestellt. Die analytisch ermittelten Traglasten liegen stark auf der sicheren Seite. Eine Bemessung führt also zu sehr konservativen, aber sicheren Ergebnissen. Eine Bemessung von randnahen Kopfbolzen unter Zug- und Schubbeanspruchung ist demnach durch Kombination der Regeln des Verbundbaus und der Befestigungstechnik möglich, die Nachweise sind eingehalten. Die Ergebnisse sind in Tabelle 5-1 zusammengefasst.

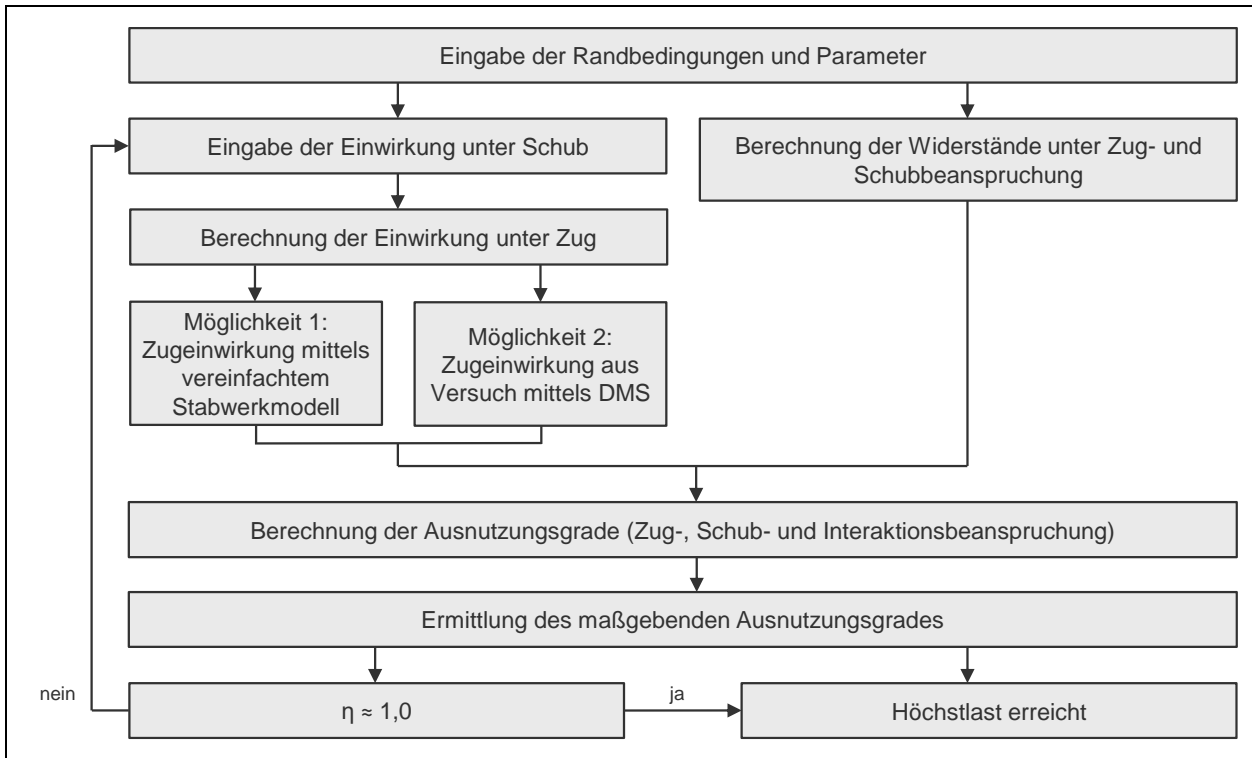


Bild 5-11: Vorgehensweise bei Nachrechnung der Versuche mittels analytischem Modell

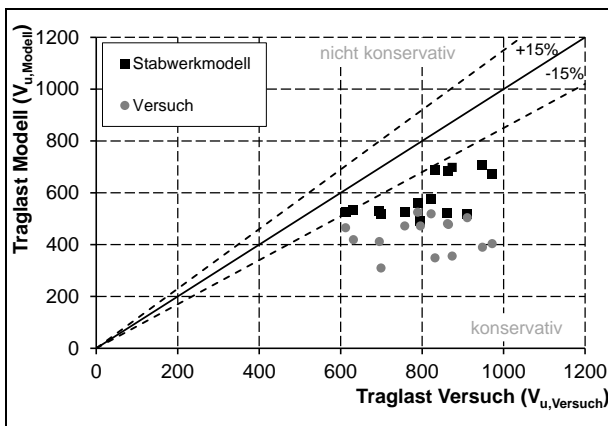


Bild 5-12: Vergleich der Traglasten der Schubkomponente: Bemessungsvorschlag – Versuch (Traglastniveau) (Ansatz der Zugkomponente aus Versuch bzw. vereinfachtem Stabwerkmodell)

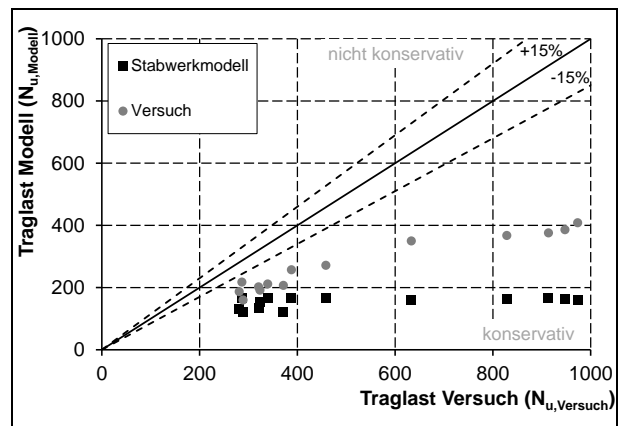


Bild 5-13: Vergleich der Traglasten der Zugkomponente: Bemessungsvorschlag – Versuch (Traglastniveau) (Ansatz der Zugkomponente aus Versuch bzw. vereinfachtem Stabwerkmodell)

	Versuch		Modell unter Ansatz der Zugkomponente aus Versuch					Modell unter Ansatz der Zugkomponente aus dem vereinfachten Stabwerkmodell (Bild 5-10)				
	Schub [kN]	Zug [kN]	Schub [kN]	Modell / Versuch	Zug [kN]	Modell / Versuch	Ausnutzung Interaktion	Schub [kN]	Modell / Versuch	Zug [kN]	Modell / Versuch	Ausnutzung Interaktion
P-01	865	633	478	0,553	350	0,553	0,822	685	0,792	161	0,254	0,833
P-02	874	947	356	0,408	386	0,408	0,520	698	0,799	164	0,173	0,786
P-03	789	281	525	0,665	187	0,665	1,086	562	0,712	132	0,469	0,922
P-04	822	320	519	0,631	202	0,631	1,003	574	0,698	135	0,42	0,855
P-05	862	371	481	0,558	207	0,558	0,833	521	0,604	122	0,329	0,658
P-06	832	973	349	0,42	408	0,42	0,544	688	0,827	161	0,166	0,820
P-07	972	1007	404	0,416	418	0,416	0,536	671	0,69	157	0,156	0,635
P-08	948	914	390	0,411	376	0,411	0,528	706	0,745	165	0,181	0,720
P-09	911	289	504	0,553	160	0,553	0,823	520	0,571	122	0,422	0,705
P-10	612	286	465	0,76	218	0,76	1,325	527	0,861	165	0,575	1,235
P-11	699	828	310	0,443	367	0,443	0,591	517	0,74	162	0,195	0,722
P-12	695	458	412	0,593	272	0,593	0,913	531	0,764	166	0,362	0,886
P-13	757	339	472	0,623	212	0,623	0,984	527	0,696	165	0,485	0,919
P-14	796	323	472	0,593	192	0,593	0,914	492	0,618	154	0,475	0,814
P-15	631	388	419	0,664	257	0,664	1,082	533	0,844	167	0,43	1,058
Mittelwertabweichung:			0,553		0,553		0,834	0,731		0,339		0,838
Standardabweichung:			8,9%		8,9%		19,6%	7,0%		12,3%		11,3%

Tabelle 5-1: Vergleich der Traglasten unter Zug, Schub sowie des Ausnutzungsgrades unter Interaktionsbeanspruchung aus Versuch und Modell

5.5 Vergleich mit bisherigen Regeln

Bisher wurde der Nachweis von randnahen liegenden Kopfbolzen an geometrische Randbedingungen geknüpft, die zu relativ langen Kopfbolzen führen. Sind diese geometrischen Randbedingungen erfüllt, darf für liegende Kopfbolzen die Bemessungsgleichung nach DIN EN 1994-2 Anhang C [8] verwendet werden.

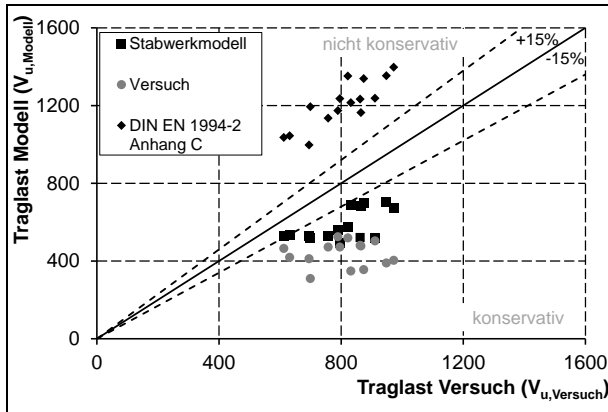


Bild 5-14: Vergleich mit bisherigen Bemessungsregeln für randnahe Kopfbolzen unter Schub (Bemerkung: DIN EN 1994-2 Anhang C [8] ohne Berücksichtigung der geom. Randbedingungen; neuer Bemessungsvorschlag: Versuch, Stabwerkmodell)

In Bild 5-14 ist ein Vergleich mit bisherigen Bemessungsregeln für den Anwendungsfall randnahe Kopfbolzen unter Schub dargestellt. Bei Anwendung der Gleichung aus Anhang C zur Bestimmung des Widerstandes „Spalten des Betons“ für Kopfbolzen, die die geometrischen Randbedingungen nicht erfüllen, liegen die Ergebnisse auf der unsicheren Seite. Es werden hierbei die zusätzlichen Effekte aus der Zugeinwirkungen auf die Kopfbolzen nicht berücksichtigt, die die Traglast unter Schub maßgeblich herabsetzen.

Das entwickelte Bemessungsmodell berücksichtigt diese Interaktion zwischen Zug und Schub. Es liegt auf der sicheren Seite.

Die geometrischen Randbedingungen können durch einen Nachweis der Zugkräfte in Bolzenachse ersetzt werden. Die Interaktion zwischen Zug- und Schubbeanspruchung muss hierbei berücksichtigt werden, es wird dabei auf die Bemessungsregeln der Befestigungstechnik zurückgegriffen.

5.6 Vorschlag für die normative Umsetzung

Der eingereichte Vorschlag zur Überarbeitung von DIN EN 1994-2 Anhang C [8] enthält bereits eine Öffnungsklausel zur Realisierung des hier vorgestellten Nachweiskonzeptes, siehe [3]. Hierbei wird der Nachweis der Zugkomponente nach prEN 1992-4 [10] vorgeschlagen, falls die geometrischen Randbedingungen zur Vermeidung eines Herausziehens nicht erfüllt sind. Demnach kann der Nachweis nach dem Ablaufdiagramm für liegende Kopfbolzen in Randlage nach Bild 5-15 geführt werden. Zunächst werden die geometrischen Randbedingungen überprüft, wenn diese eingehalten sind darf die Gleichung (C.1) nach Anhang C verwendet werden, da die Verankerungslänge der Kopfbolzen groß genug ist, um ein vorzeitiges Versagen durch Herausziehen zu vermeiden. Werden diese Randbedingungen nicht eingehalten, so werden die Zug- und Schubkomponenten nachgewiesen. Hierbei bestimmen sich die Komponenten unter Zug nach prEN 1993-1-8 A.17 [2] bzw. prEN 1992-4 Abs. 7.2.1 [10] und unter Schub nach EN 1994-2 Abs. 6.6.3.1 (1) und Anhang C.1 Gl. (C.1) [8]. Anschließend werden der Nachweis der Einzelkomponenten und der Interaktionsnachweis nach prEN1992-4 Abs. 7.2.3 Tab. 7.3 [10] geführt.

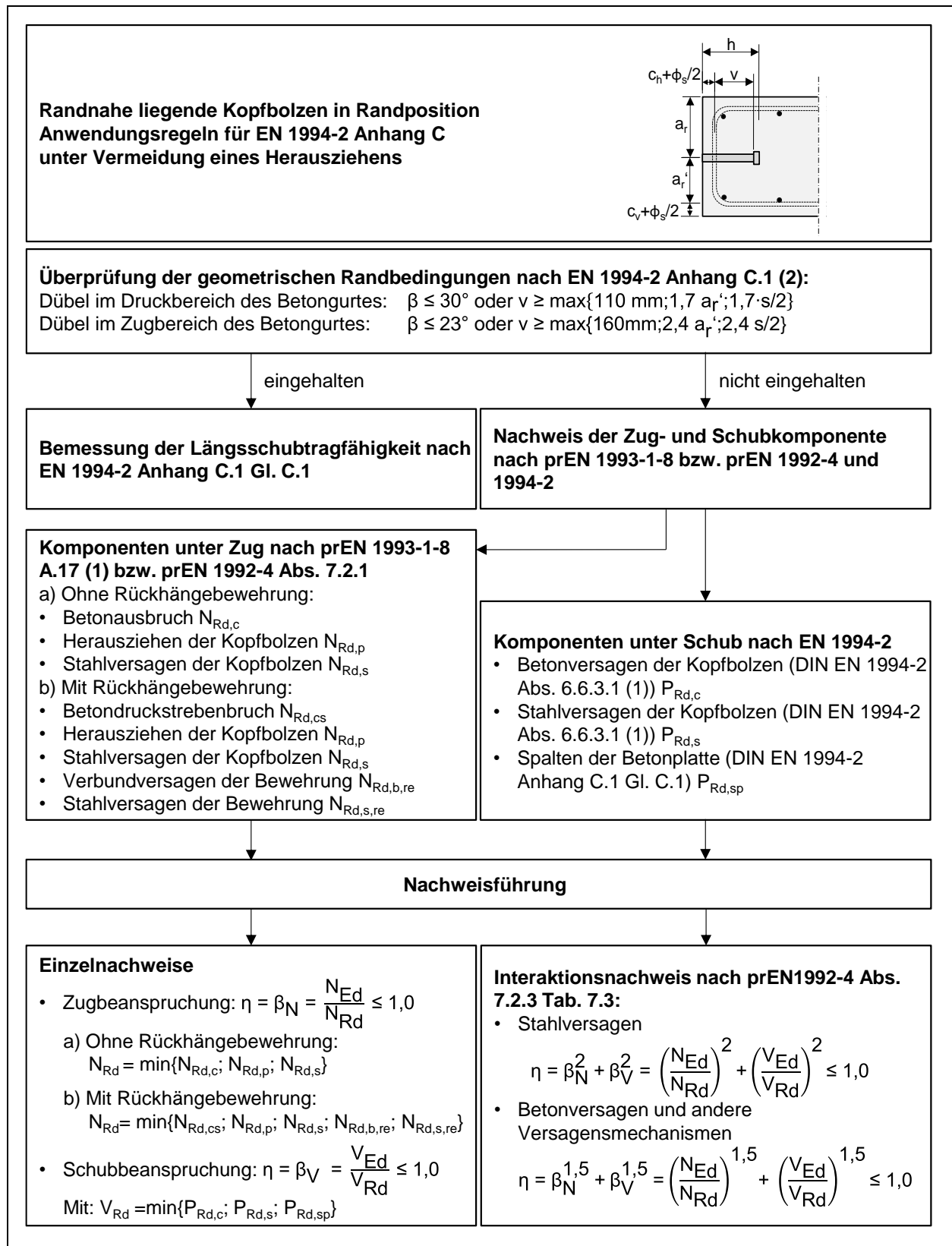


Bild 5-15: Flussdiagramm für die Anwendung des neuen Bemessungsvorschlags mit Bezug auf prEN1993-1-8 [2], prEN1992-4 [10] und DIN EN 1994-2 [3, 8]

6 Zusammenfassung und Ausblick (Arbeitspaket 5)

6.1 Zusammenfassung

Liegende oder randnahe Kopfbolzen erlauben dünne Betonplatten als Betongurte und können entweder in Mittellage oder Randlage eingesetzt werden. Auf Grund der geringen Randabstände der Kopfbolzen besteht eine Spaltgefahr des Betonquerschnitts, die zur Abminderung der Tragfähigkeit auf Längsschub nach DIN EN 1994-2 Anhang C [8] führt. Zusätzlich sind geometrische Randbedingungen für die erforderliche Länge der Kopfbolzen in Randlage definiert. Auf diese Weise wird ein Herausziehen verhindert und ein duktileres Tragverhalten erreicht.

Diese Anforderungen an die Mindestlänge der Kopfbolzen können zu vergleichsweise langen Kopfbolzen führen, die in der Praxis unwirtschaftlich bzw. z.T. auch nicht realisierbar sind. Traglaststeigernde Parameter wie der Bewehrungsgrad der Rückhängebewehrung können nicht angesetzt werden. Auf Basis neuerer Erkenntnisse der Befestigungstechnik wurde die Möglichkeit geschaffen, auf die Einhaltung der konstruktiven Regeln zu verzichten und tatsächlich auftretende Zugkräfte in der Bolzenachse rechnerisch nachzuweisen.

Zunächst wurde in Kapitel 2 der aktuelle Stand der Technik für randnahe liegende Kopfbolzen unter Längsschub sowie Zugbeanspruchung aufgearbeitet und dargestellt.

Im zweiten Arbeitspaket wurden anschließend insgesamt 15 Push-Out Versuche durchgeführt. Dabei wurde ein erheblicher Einfluss des Versuchsaufbaus sowie der Kopfbolzenlänge und des Bewehrungsgrades auf das Tragverhalten festgestellt.

Auf Grundlage der experimentellen Untersuchungen wurde ein numerisches Modell mittels der Software ABAQUS entwickelt (Arbeitspaket 3). Das FE-Modell diente zunächst zur Entwicklung weiterer Versuchsaufbauten und zur Nachrechnung der experimentellen Beobachtungen, so dass damit das Modell validiert werden konnte. Zudem wurde der positive Einfluss einer zusätzlichen Rückhängebewehrung auch hier nachgewiesen.

Im Arbeitspaket 4 wurde ein Bemessungsvorschlag auf Grundlage der neuesten Entwicklungen der Befestigungstechnik entwickelt, wobei

eine kombinierte Beanspruchung auf Zug und Schub der Kopfbolzen berücksichtigt wurde. Alternativ zu den geometrischen Randbedingungen, die bisher ein Herausziehen der Kopfbolzen vermeiden und somit ein duktileres Versagen sicherstellen sollten, können für den Anwendungsfall von kurzen Kopfbolzen Nachweise geführt werden. Die Zugkräfte können unter Berücksichtigung der Rückhängebewehrung in der Achse der Kopfbolzen nachgewiesen werden. Hierbei müssen zunächst die Einzelnachweise unter Zug und Schub geführt werden, sowie ein Interaktionsnachweis, der das gleichzeitige Auftreten der Zug- und Schubbeanspruchung im Kopfbolzen berücksichtigt.

Schlussendlich wurde ein Vorschlag für die normative Umsetzung und die Anwendung von EN 1994-2 Anhang C entwickelt und in einem Ablaufdiagramm dargestellt.

6.2 Ausblick

Der Vergleich zwischen Bemessungsmodell und Versuchsergebnissen zeigt bisher konservative Ergebnisse. Es wäre sinnvoll, durch zusätzliche systematische numerische und experimentelle Untersuchungen die Anzahl der Stichproben zu erhöhen, sodass neue angepasste Bemessungsgleichungen mit größerer Wirtschaftlichkeit entwickelt werden können.

Zusätzlich sollte zur Sicherstellung der Übertragbarkeit der Schubtragfähigkeit, die in Push-Out Versuchen ermittelt wurde, auf das reale Trägerverhalten, Trägerversuche mit randnahen Kopfbolzen durchgeführt werden. Insbesondere sollte die Bestimmung der Größe der Zugbeanspruchung im Verbundträger weiterführend untersucht werden.

Danksagung

Das Forschungsprojekt „Bemessung von Kopfbolzendübeln in Randlage unter Vermeidung eines Versagens infolge Herausziehen“ wurde vom Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur vertreten durch die Bundesanstalt für Straßenwesen gefördert. Wir danken für diese Unterstützung.

Ein besonderer Dank gilt „Gebr. Kaltenbach GmbH & Co. KG“ für die Bereitstellung der Versuchskörper sowie „SLV Fellbach“ und „Köster & Co. GmbH“ für die Bereitstellung und das Aufschweißen der Kopfbolzen.

Für die fruchtbaren Gespräche in den Arbeitskreissitzungen danken wir den Mitgliedern des projektbegleitenden Ausschusses, der im Rahmen der Sitzungen des Spiegelausschusses Verbundbau (NA005-08-99AA) sowie des Arbeitsausschusses Verbundbau des bauforumstahl e.V. tagte.

Literatur

- [1] U. BREUNINGER: "Zum Tragverhalten liegender Kopfbolzendübel unter Längsschubbeanspruchung", Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Mitteilung Nr. 2000-1, 2000.
- [2] CEN/TC 250/SC3/WG8, "prEN 1993-1-8:2005 (E) – Final draft".
- [3] CEN/TC 250/SC4, "Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures: Proposal for EN 1994-2 Annex C (11 10 2017) final. (N 1818)".
- [4] DASSAULT SYSTÈMES SIMULIA CORP, "Abaqus Analysis User's Manual", Version 6-13. Providence, RI, USA.
- [5] DASSAULT SYSTÈMES SIMULIA CORP, "ABAQUS/CAE", Version 6-13. Providence, RI, USA.
- [6] DIN DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V, "Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen", DIN EN 1993-1-8, Dezember 2010, mit Nationalem Anhang DIN EN 1993-1-8, Dezember 2010.
- [7] DIN DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V, "Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau", DIN EN 1994-1-1, Dezember 2010, mit Nationalem Anhang DIN EN 1994-1-1, Dezember 2010.
- [8] DIN DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V, "Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 2: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für Brücken", DIN EN 1994-2, Dezember 2010, mit Nationalem Anhang DIN EN 1994-2, Dezember 2010.
- [9] DIN DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V, "Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau", DIN EN 1991-1-1, Januar 2011, mit Nationalem Anhang DIN EN 1992-1-1, Dezember 2013 und Änderung A1, Dezember 2015.
- [10] DIN DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V, "Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 4: Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton (Entwurf)", prEN 1992-4, Oktober 2013.
- [11] R. ELIGEHAUSEN, R. MALLÉE, G. REHM: "Befestigungstechnik" in: *Betonkalender Teil II*: Ernst & Sohn Verlag, 1997, S. 609.
- [12] W. FUCHS, R. ELIGEHAUSEN: "Das CC-Verfahren für die Berechnung der Betonausbruchslast von Verankerungen", In: *Beton- und Stahlbetonbau* 90, 1995.
- [13] INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE, "Model Code 2010: Volume 1".
- [14] M. KONRAD: "Tragverhalten von Kopfbolzen in Verbundträgern bei senkrecht spannenden Trapezprofilblechen", Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Mitteilung Nr. 2011-1, 2011.
- [15] U. KUHLMANN, ED, "Stahlbau-Kalender 2018: Schwerpunkte - Verbundbau; Fertigung".
- [16] U. KUHLMANN, B. BRAUN, M. FELDMANN et al, "COMBRI-Handbuch Brücken - Teil II: Stand der Technik und Entwurf von Stahl- und Verbundbrücken", Mitteilung Nr. 2008-66X, RFCS- Projekt RFS2-CT-2007-00031, 2008.
- [17] U. KUHLMANN, S. BREUNIG, A. M. PASQUAL et al.: "Ganzheitliche Analyse von Stahl- und Verbundeisenbahnbrücken: Teil 1: Innovative Lösungen zur Stärkung der Dauerhaftigkeit und Verkürzung von Bauzeiten", In: *Stahlbau* 86, Heft 2, S. 98–111, 2017.
- [18] U. KUHLMANN, S. BREUNIG, A. M. PASQUAL et al.: "Ganzheitliche Bewertung von Stahl- und Verbundeisenbahnbrücken

- nach Kriterien der Nachhaltigkeit", Forschungsbericht, FOSTA/IGF353 P978, Mitteilung Nr. 2017-25X, 2017.
- [19] U. KUHLMANN, U. BREUNINGER: "Längsschubbeanspruchung bei Verbundträgern mit liegenden Kopfbolzendübeln im Hochbau", Forschungsbericht, Mitteilung Nr. 1999-3, Forschungsprojekt IV 12-5-17.7-867/98 im Auftrag Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), Fraunhofer IRB - ISBN 978-3-8167-5718-4, 1999.
- [20] U. KUHLMANN, U. BREUNINGER: "Liegende Kopfbolzendübel unter Längsschub im Brückenbau", Forschungsbericht, Mitteilung Nr. 1999-2, Forschungsvorhaben im Auftrag des Bundesministers für Verkehr (BASt), FE 15.279/1997/CR, 1999.
- [21] U. KUHLMANN, R. ELIGEHAUSEN, M. RYBINSKI et al.: "Modellierung biegeweicher Stützenfüße im Stahl- und Verbundbau als integriertes System von Tragwerk und Fundament", Forschungsbericht, Mitteilung Nr. 2008-35X, Forschungsvorhaben gefördert durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft DFG, DFG-KU 1130/7-1; DFG-EL72/17-1, 2008.
- [22] U. KUHLMANN, J. HOFMANN, F. WALD et al.: "Valorisation of Knowledge for Innovative Fastening Solutions between Steel and Concrete INFASO+", Forschungsbericht, Final Report, RFS2-CT-2012-00022, 2014.
- [23] U. KUHLMANN, J. HOFMANN, F. WALD et al.: "New market chances for steel structures by innovative fastening solutions between steel and concrete (INFASO)", Final Report, KI-NA-27745-ENN, Mitteilung Nr. 2014-12X, 2015.
- [24] U. KUHLMANN, T. IMMINGER: "Ankerplatten und Einbaudetails zur Kraftüberleitung im Stahlbau", Forschungsbericht, Deutscher Ausschuss für Stahlbau, ISBN 978-3923726134, 2003.
- [25] U. KUHLMANN, K. KÜRSCHNER: "Liegende Kopfbolzendübel unter Quer- und Längsschub in Stahlbetonplatten", Forschungsbericht, In: Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen (Hrsg.), Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 834, April 2002, 2002.
- [26] U. KUHLMANN, A. OŽBOLT: "Verbesserung der Tragfähigkeit von Ankerplatten mit Angeschweißten Kopfbolzen in Stabförmigen Stahlbetonbauteilen", Forschungsbericht, Mitteilung Nr. 2013-51X, DAST/AiF- Forschungsvorhaben IGF-Nr. 17028 N, 2013.
- [27] U. KUHLMANN, J. RUOPP, J. HOFMANN: "Anschlüsse zwischen Stahl und Beton" in: *Stahlbau-Kalender 2018: Schwerpunkte - Verbundbau; Fertigung*, U. Kuhlmann, Ed, S. 743–805.
- [28] U. KUHLMANN, M. RYBINSKI, "Forschung für die Praxis P722: Tragfähigkeit von Ankerplatten mit Kopfbolzendübeln in Stabförmigen Bauteilen", Verlag und Vertriebsgesellschaft mbH, ISBN 3-937567-51-8, FOSTA-AiF-Forschungsprojekt P722, 2007.
- [29] K. KÜRSCHNER: "Trag- und Ermüdungsverhalten liegender Kopfbolzendübel im Verbundbau", Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Mitteilung Nr. 2003-4, 2003.
- [30] F. LEONHARDT, "Spannbeton für die Praxis", Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1962.
- [31] H. LUNGERSHAUSEN: "Zur Schubtragfähigkeit von Kopfbolzendübeln", Dissertation, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum, 88-7, 1988.
- [32] MINISTRY OF HOUSING AND URBAN-RURAL DEVELOPMENT, "GB50010-2002: Code for Design of Concrete Structures", 2002.
- [33] M. PAVLOVIĆ, Z. MARKOVIĆ, M. VELJKOVIĆ et al.: "Bolted shear connectors vs. headed studs behaviour in push-out tests", In: *Journal of Constructional Steel Research* 88, S. 134–149, 2013.
- [34] J. RAICHLE: "Randnahe Kopfbolzen im Brückenbau", Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Mitteilung Nr. 2015-2, 2015.
- [35] E. K. ROIK, G. HANSWILLE, A. CUNZE et al.: "Harmonisierung der europäischen Baubestimmungen - Hintergrundbericht zu Eurocode 4 Abschnitt 6.3.2: Bolzendübel", Forschungsbericht, Bericht EC4/8/88, 1988.

- [36] J. RUOPP: "Untersuchungen zu Anschlüssen zwischen Stahl und Beton unter Querbeanspruchung mit großen Ankerplatten oder mehrseitigem Randeinfluss (Arbeitstitel)", Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, geplant 2019.
- [37] M. RYBINSKI: "Komponentenmethode für Ankerplatten mit Kopfbolzen unter einachsiger Beanspruchung", Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Mitteilung Nr. 2014-1, 2014.
- [38] L. STEMPNIEWSKI: "Numerical Analysis of the Shear Connection in Composite Girders with Corrugated Steel Web", Masterarbeit, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Mitteilung Nr. 2017-58X, 2017.

Tabellenverzeichnis

Tabelle 2-1: Versuchsparameter und Versuchsergebnisse der Pilotversuche unter reiner Zugbeanspruchung (2017) [36]	19
Tabelle 2-2: Versagensmechanismen und Bestimmungsgleichungen der Traglast für Kopfbolzen unter Zugbeanspruchung nach INFASO [23, 22]	22
Tabelle 3-1: Versuchsparameter (Versuche P-01 bis P-15)	26
Tabelle 3-2: Überblick über die Versuchsergebnisse und Versagensursachen	30
Tabelle 3-3: Traglast der Versuchskörper bezogen auf die Zylinderdruckfestigkeit des Prüfkörpers P-06	37
Tabelle 4-1: Definition der Reibungskoeffizienten im Interaktionsmodul	47
Tabelle 4-2: Vergleich der Traglasten – Versuch / Numerik	52
Tabelle 4-3: Parameterstudie: Einfluss der Lagerung	55
Tabelle 4-4: Parameterstudie: Einfluss der Lagerung	56
Tabelle 5-1: Vergleich der Traglasten unter Zug, Schub sowie des Ausnutzungsgrades unter Interaktionsbeanspruchung aus Versuch und Modell	65

Abbildungsverzeichnis

Bild 1-1: Stehende bzw. randferne (links) und liegende bzw. randnahe Kopfbolzen (rechts) in einem Verbundquerschnitt	15
Bild 1-2: Randnahe Kopfbolzen in einem Querschnitt bei einer Wirtschaftswegebücke über die Bundesstraße B465 bei Münsingen..	15
Bild 1-3: Kastenquerschnitt (Hälfte) in Verbundbauweise nach [1]	15
Bild 1-4: Querschnitt durch Stabbogenbrücke (Hälfte) in Verbundbauweise [1]	15
Bild 2-1: Geometrische Randbedingungen für liegende Kopfbolzen in Randlage [8]	17
Bild 2-2: Push-out Versuchskörper mit Dübeln in Randlage und Zugbeanspruchung [1]	17
Bild 2-3: Push-out Versuchskörper mit Dübeln in Randlage und Zugbeanspruchung [1]	17
Bild 2-4: Geometrie der Versuchskörper [28]..	19
Bild 2-5: Versuchsaufbau [36]	20
Bild 2-6: Überblick zu den Pilotversuchen zu reiner Zugbeanspruchung, 2017 (Versuche R-01 bis R-06) nach Überschreiten der Tragfähigkeit [36]	21
Bild 3-1: Zugversuch nach [36]	23
Bild 3-2: Versuchsaufbau I: P-01 bis P-07 (Zug und Schub)	23
Bild 3-3: Versuchsaufbau II: P-08 und P-09 (Schub)	23
Bild 3-4: Versuchsaufbau III: P-10 bis P-14	24
Bild 3-5: Versuchsaufbau IV: P-15	24
Bild 3-6: FE-Modell: Lasteinleitung und seitliche Auflager	24
Bild 3-7: Abmessung v in Abhängigkeit des effektiven Randabstandes a_r' für Dübel im Druckbereich des Betongurtes (siehe Bild 2-1)	25
Bild 3-8: Abmessung v in Abhängigkeit der Kopfbolzenhöhe für Dübel im Druckbereich des Betongurtes (siehe Bild 2-1)	25
Bild 3-9: Anordnung der Wegaufnehmer	27
Bild 3-10: Anordnung der Dehnmessstreifen am Beispiel des Versuchskörpers P-01	28
Bild 3-11: Last-Schlupf-Kurve des Versuchskörpers P-01 und P-02	29

Bild 3-12: Materialmodell zur Berechnung der Normalkräfte aus den Dehnungen [37].....	29	Bild 3-34: Vergleich von Versuchsaufbau I und II (Last-Schlupf-Kurve: P-02 und P-08)	39
Bild 3-13: Rissbild der Stirnflächen des Betonkörpers am Ende des Versuchs (P-07) ..	31	Bild 3-35: Vergleich von Versuchsaufbau I und II (Last-Schlupf-Kurve: P-05 und P-09)	39
Bild 3-14: Verformung der Kopfbolzen am Ende des Versuchs (P-02)	31	Bild 3-36: Vergleich von Versuchsaufbau I und II (Normalkräfte in den Kopfbolzen: P-02 und P-08)	39
Bild 3-15: Versuchskörper P-01 am Ende des Versuchs	32	Bild 3-37: Vergleich von Versuchsaufbau I und II (Normalkräfte in den Kopfbolzen: P-05 und P-09)	39
Bild 3-16: Versuchskörper P-02 am Ende des Versuchs	32	Bild 3-38: Vergleich: Last-Schlupf-Kurve: P-03 und P-12 [$l_{Kobo}=200\text{mm}$]	40
Bild 3-17: Versuchskörper P-03 am Ende des Versuchs	32	Bild 3-39: Vergleich: Last-Schlupf-Kurve: P-04 und P-13 [$l_{Kobo}=200\text{mm}$]	40
Bild 3-18: Versuchskörper P-04 am Ende des Versuchs	32	Bild 3-40: Vergleich: Last-Schlupf-Kurve: P-06 und P-10 [$l_{Kobo}=100\text{mm}$]	40
Bild 3-19: Versuchskörper P-05 am Ende des Versuchs	32	Bild 3-41: Vergleich: Last-Schlupf-Kurve: P-07 und P-11 [$l_{Kobo}=100\text{mm}$]	40
Bild 3-20: Versuchskörper P-06 am Ende des Versuchs	32	Bild 3-42: Vergleich: Normalkräfte in den Kopfbolzen: P-03 und P-12 [$l_{Kobo}=200\text{mm}$].....	40
Bild 3-21: Versuchskörper P-07 am Ende des Versuchs	33	Bild 3-43: Vergleich: Normalkräfte in den Kopfbolzen: P-04 und P-13 [$l_{Kobo}=200\text{mm}$].....	40
Bild 3-22: Versuchskörper P-08 am Ende des Versuchs	33	Bild 3-44: Vergleich: Normalkräfte in den Kopfbolzen: P-06 und P-10 [$l_{Kobo}=100\text{mm}$].....	41
Bild 3-23: Versuchskörper P-09 am Ende des Versuchs	33	Bild 3-45: Vergleich: Normalkräfte in den Kopfbolzen: P-07 und P-11 [$l_{Kobo}=100\text{mm}$].....	41
Bild 3-24: Last-Schlupf-Kurve (Versuchsaufbau II).....	33	Bild 3-46: Vergleich: Last-Schlupf-Kurve: P-10 und P-15 [$l_{Kobo}=100\text{mm}$; VA III und IV]	41
Bild 3-25: Verformung der Kopfbolzen am Ende des Versuchs (P-08)	33	Bild 3-47: Vergleich: Normalkräfte in den Kopfbolzen: P-10 und P-15 [$l_{Kobo}=100\text{mm}$; VA III und IV]	41
Bild 3-26: Versuchskörper P-10 am Ende des Versuchs	35	Bild 3-48: Schubtragfähigkeit in Abhängigkeit der Kopfbolzenlänge (VA III - Traglastniveau)	42
Bild 3-27: Versuchskörper P-11 am Ende des Versuchs	35	Bild 3-49: Schnitt durch die Verbundfuge für eine Kopfbolzenlänge von 100 und 200mm.....	42
Bild 3-28: Versuchskörper P-12 am Ende des Versuchs	35	Bild 3-50: Betondruckstrebenbruch: Versuchskörper P-10.....	42
Bild 3-29: Versuchskörper P-13 am Ende des Versuchs	36	Bild 3-51: Einfluss der Kopfbolzenlänge auf das Last-Schlupf-Verhalten (VA III) [P-10: $l_{Kobo}=100\text{mm}$; P-12: $l_{Kobo}=200\text{mm}$].....	43
Bild 3-30: Versuchskörper P-14 am Ende des Versuchs	36	Bild 3-52: Zugkräfte/Normalkräfte der Kopfbolzen für unterschiedliche Kopfbolzenlängen (VA III - Traglastniveau) [P-10: $l_{Kobo}=100\text{mm}$; P-12: $l_{Kobo}=200\text{mm}$]	43
Bild 3-31: Versuchskörper P-15 am Ende des Versuchs	36		
Bild 3-32: Schnitt durch die Verbundfuge eines Prüfkörpers	37		
Bild 3-33: Drucklinien und Querspannungen bei Einleitung einer Einzellast in einen Betonkörper nach [30]	37		

Bild 3-53: Schubtragfähigkeit in Abhängigkeit des Bewehrungsgrades [Legende: Versuchsaufbau – Kopfbolzenlänge].....	44	Bild 4-7: Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Beton unter Druck nach [4, 9, 32]	50
Bild 3-54: Einfluss des Bewehrungsgrades auf das Last-Schlupf-Verhalten [P-10: $a_{sw}=1,57\text{cm}^2/\text{KOBO}$; P-11: $a_{sw}=3,14\text{cm}^2/\text{KOBO}$]	44	Bild 4-8: Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung für Beton unter Zug nach [4, 9, 13].....	50
Bild 3-55: Verformung der Kopfbolzen am Ende des Versuchs (P-10 – $a_{sw}=1,57\text{cm}^2/\text{KOBO}$)	44	Bild 4-9: Schädigungsparameter für Beton unter Druck [9, 13].....	50
Bild 3-56: Verformung der Kopfbolzen am Ende des Versuchs (P-11 – $a_{sw}=3,14\text{cm}^2/\text{KOBO}$)	44	Bild 4-10: Schädigungsparameter für Beton unter Zug [9, 13]	50
Bild 3-57: Zugkräfte der Kopfbolzen in Abhängigkeit des Bewehrungsgrades (VA III) [P-10: $l_{kobo}=100\text{mm}$, $a_{sw}=1,57\text{cm}^2/\text{KOBO}$; P-11: $l_{kobo}=100\text{mm}$, $a_{sw}=3,14\text{cm}^2/\text{KOBO}$; P-12: $l_{kobo}=200\text{mm}$, $a_{sw}=1,57\text{cm}^2/\text{KOBO}$; P-13: $l_{kobo}=100\text{mm}$, $a_{sw}=3,14\text{cm}^2/\text{KOBO}$].....	44	Bild 4-11: FE-Model: Rissbild des Betons als plastische Dehnungen im Beton (PE)	51
Bild 3-58: Schnitt durch den Versuchskörper P-10 ($a_{sw} = 1,57\text{cm}^2/\text{Kopfbolzen}$)	45	Bild 4-12: FE-Model: Vergleich des Verformungsbilds der Kopfbolzen mit Versuch P-02 (maßstäbliche Darstellung)	51
Bild 3-59: Schnitt durch den Versuchskörper P-11 ($a_{sw} = 3,14\text{cm}^2/\text{Kopfbolzen}$)	45	Bild 4-13: Vergleich der Last-Schlupf-Kurve: Versuch – FE-Modell für den Versuch P-01....	51
Bild 3-60: Schubtragfähigkeit in Abhängigkeit des effektiven Randabstandes und Vergleich mit EC 4 (Traglast)	45	Bild 4-14: Vergleich der Traglasten aus Versuch und FE-Modell	51
Bild 3-61: Einfluss der Plattendicke auf das Last-Schlupf-Verhalten [P-03: $d_{\text{Beton}}=250\text{mm}$; P-05: $d_{\text{Beton}}=300\text{mm}$; P-13: $d_{\text{Beton}}=250\text{mm}$; P-14: $d_{\text{Beton}}=350\text{mm}$]	45	Bild 4-15: Vergleich der Versagensbilder P-10	52
Bild 3-62: Gemessene Zugkräfte in den Kopfbolzen in Abhängigkeit des effektiven Randabstandes [P-03: $d_{\text{Beton}}=250\text{mm}$; P-05: $d_{\text{Beton}}=300\text{mm}$; P-13: $d_{\text{Beton}}=250\text{mm}$; P-14: $d_{\text{Beton}}=350\text{mm}$]	46	Bild 4-16: Rissbild des Betonquerschnittes im FE-Modell P-10 (bei Erreichen der Traglast) als äquivalente plastische Dehnungen (PEEQ)....	52
Bild 4-1: FE-Model zur Modellierung der Push-Out Versuchskörper (je ein Viertel aus Symmetriebedingungen)	47	Bild 4-17: Rissbild des Betonquerschnittes im FE-Modell P-10 (bei Überschreiten der Traglast) als äquivalente plastische Dehnungen (PEEQ)....	52
Bild 4-2: FE-Modell – Vernetzung: Gesamtmodell (links) und Detail im Bereich der Kopfbolzen (rechts).....	47	Bild 4-18: Verformung und Spannungen der Kopfbolzen im FE-Modell P-10 (bei Erreichen der Traglast; überhöhte Darstellung).....	52
Bild 4-3: FE-Model: Randbedingungen und Lasteinleitung.....	48	Bild 4-19: Verformung und Spannungen der Kopfbolzen im FE-Modell P-10 (nach Überschreiten der Traglast, maßstäbliche Darstellung)	53
Bild 4-4: Modellierung des Abscherens der Kopfbolzen ($l=200\text{mm}$) mittels „Ductile Damage“	48	Bild 4-20: Vergleich der Verformungen der Kopfbolzen P-10 (nach Überschreiten der Traglast, maßstäbliche Darstellung)	53
Bild 4-5: Verhalten von Beton unter Druck (CDP) [4].....	50	Bild 4-21: Rissbild des Betonquerschnittes im FE-Modell P-11 (bei Erreichen der Traglast) als äquivalente plastische Dehnungen (PEEQ)....	53
Bild 4-6: Verhalten von Beton unter Zug (CDP) [4]	50	Bild 4-22: Rissbild des Betonquerschnittes im FE-Modell P-11 (bei Überschreiten der Traglast) als äquivalente plastische Dehnungen (PEEQ)....	53
		Bild 4-23: Verformung und Spannungen der Kopfbolzen im FE-Modell P-11 (bei Erreichen der Traglast; überhöhte Darstellung).....	53
		Bild 4-24: Verformung und Spannungen der Kopfbolzen im FE-Modell P-11 (nach Überschreiten der Traglast, maßstäbliche Darstellung)	53

Bild 4-25: Vergleich der Verformungen der Kopfbolzen P-11 (nach Überschreiten der Traglast, maßstäbliche Darstellung)	53	Bild 5-10: Stabwerkmodell [20] und vereinfachtes Stabwerkmodell	63
Bild 4-26: Rissbild des Betonquerschnittes im FE-Modell P-12 (bei Erreichen der Traglast) als äquivalente plastische Dehnungen (PEEQ)	54	Bild 5-11: Vorgehensweise bei Nachrechnung der Versuche mittels analytischem Modell	64
Bild 4-27: Rissbild des Betonquerschnittes im FE-Modell P-12 (bei Überschreiten der Traglast) als äquivalente plastische Dehnungen (PEEQ)	54	Bild 5-12: Vergleich der Traglasten der Schubkomponente: Bemessungsvorschlag – Versuch (Traglastniveau) (Ansatz der Zugkomponente aus Versuch bzw. vereinfachtem Stabwerkmodell)	64
Bild 4-28: Verformung und Spannungen der Kopfbolzen im FE-Modell P-12 (bei Erreichen der Traglast; überhöhte Darstellung)	54	Bild 5-13: Vergleich der Traglasten der Zugkomponente: Bemessungsvorschlag – Versuch (Traglastniveau) (Ansatz der Zugkomponente aus Versuch bzw. vereinfachtem Stabwerkmodell)	64
Bild 4-29: Verformung und Spannungen der Kopfbolzen im FE-Modell P-12 (nach Überschreiten der Traglast, maßstäbliche Darstellung)	54	Bild 5-14: Vergleich mit bisherigen Bemessungsregeln für randnahe Kopfbolzen unter Schub (Bemerkung: DIN EN 1994-2 Anhang C [8] ohne Berücksichtigung der geom. Randbedingungen; neuer Bemessungsvorschlag: Versuch, Stabwerkmodell)	66
Bild 4-30: Spannungen in der Bügelbewehrung (P-10, bei Erreichen der Traglast)	54	Bild 5-15: Flussdiagramm für die Anwendung des neuen Bemessungsvorschlags mit Bezug auf prEN1993-1-8 [2], prEN1992-4 [10] und DIN EN 1994-2 [3, 8]	67
Bild 4-31: Spannungen in der Bügelbewehrung (P-11, bei Erreichen der Traglast)	55		
Bild 4-32: Betonschädigung bei Erreichen der Traglast (P-10) (DAMAGEC)	55		
Bild 4-33: Betonschädigung bei Erreichen der Traglast (P-11) (DAMAGEC)	55		
Bild 4-34: Last-Schlupf Kurven der Parameterstudie zu seitlichen Lagerungsbedingungen am Beispiel P-01	56		
Bild 4-35: Last-Schlupf Kurven der Parameterstudie zur Lasteinleitung am Beispiel P-01	56		
Bild 5-1: Stahlversagen bzw. Fließen des Schaftes eines Kopfbolzens [27]	57		
Bild 5-2: Betonausbruch [27]	58		
Bild 5-3: Herausziehen des Kopfbolzens [27] .	58		
Bild 5-4: Fließen der Bewehrung [27]	58		
Bild 5-5: Verbundversagen der Bewehrung [27]	59		
Bild 5-6: Betondruckstrebenbruch [27]	59		
Bild 5-7: Tragverhalten eines Kopfbolzens nach Lungershausen [14, 31]	60		
Bild 5-8: Versagensmodi randnaher Kopfbolzen	62		
Bild 5-9: Vorgehensweise zur Bemessung randnaher Kopfbolzen unter kombinierter Zug- und Schubbeanspruchung	62		

Anhang

Anhang A – Konstruktionszeichnung der Versuchskörper

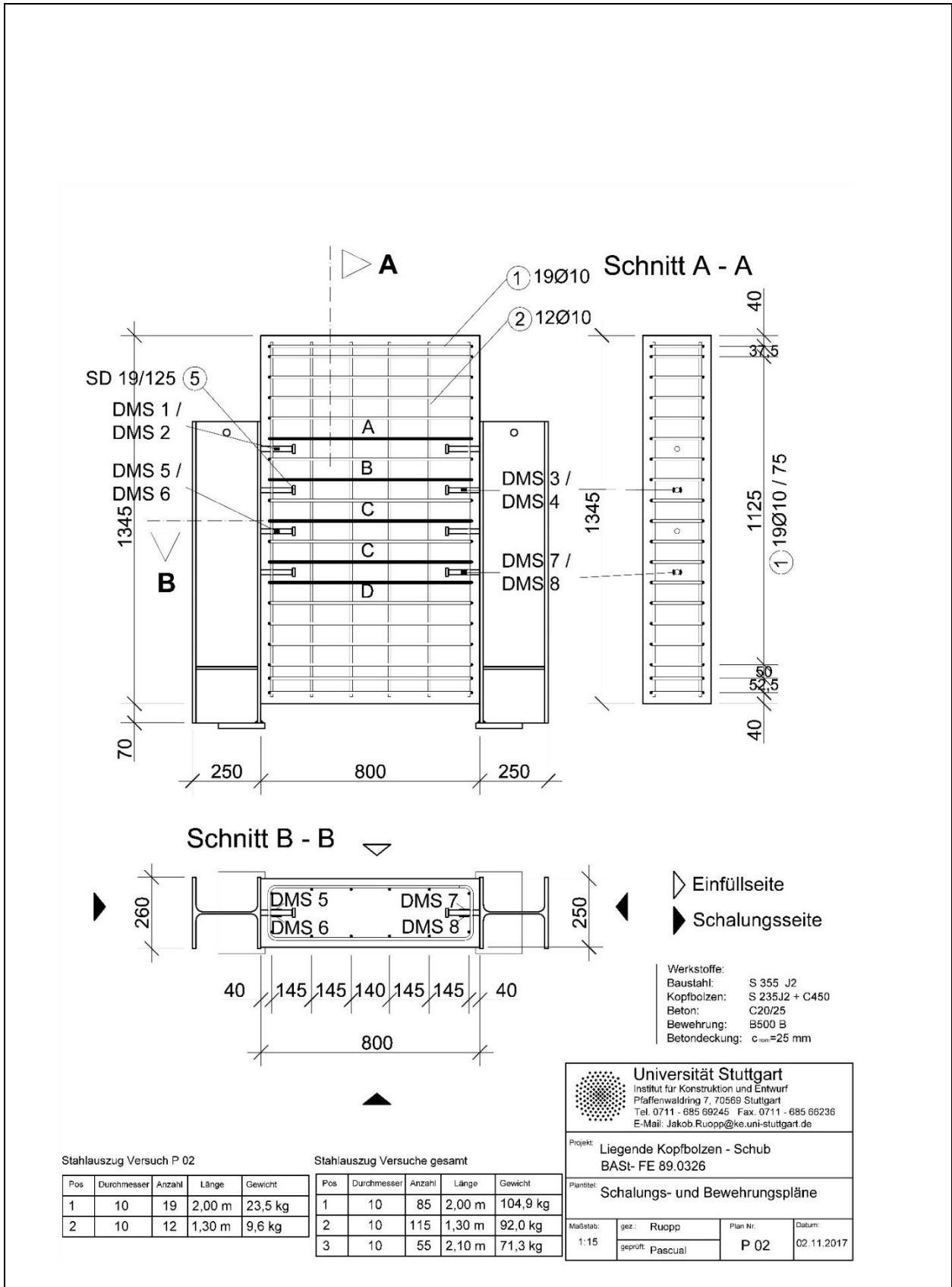
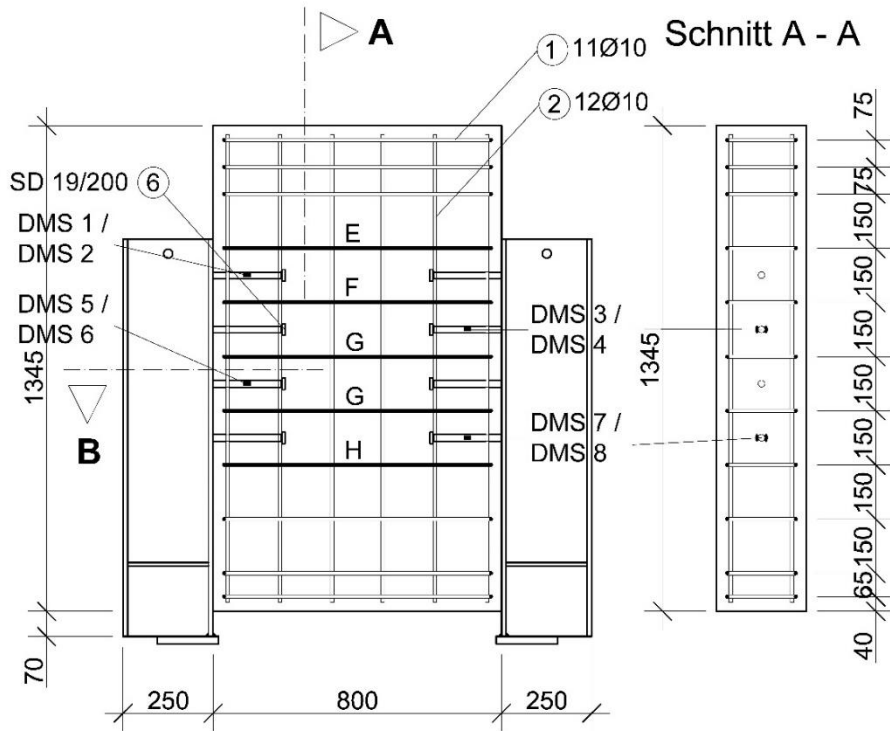
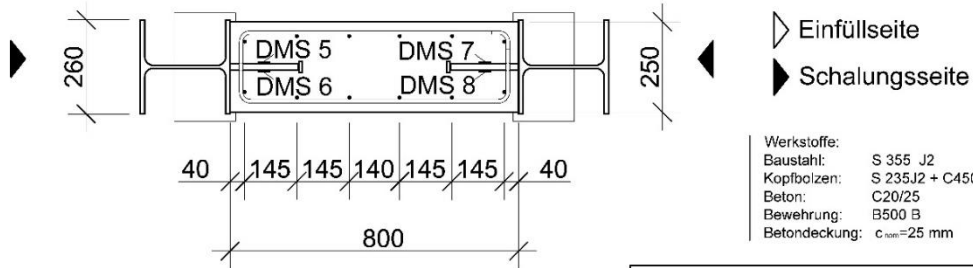


Bild A- 2 Konstruktionszeichnung P-02



Schnitt B - B



Werkstoffe:
 Baustahl: S 355 J2
 Kopfholzen: S 235J2 + C450
 Beton: C20/25
 Bewehrung: B500 B
 Betondeckung: $c_{nom}=25$ mm

Universität Stuttgart
 Institut für Konstruktion und Entwurf
 Pfaffenwaldring 7, 70569 Stuttgart
 Tel. 0711 - 685 69245 Fax. 0711 - 685 66236
 E-Mail: Jakob.Ruopp@ke.uni-stuttgart.de

Projekt: Liegende Kopfbolzen - Schub
 BAST- FE 89.0326

Plantitel: Schalungs- und Bewehrungspläne

Maßstab: 1:15 gez.: Ruopp Plan Nr.: P 03 Datum: 02.11.2017
 geprüft: Pascual

Stahlauszug Versuch P 03

Pos	Durchmesser	Anzahl	Länge	Gewicht
1	10	11	2,00 m	13,6 kg
2	10	12	1,30 m	9,6 kg

Stahlauszug Versuche gesamt

Pos	Durchmesser	Anzahl	Länge	Gewicht
1	10	85	2,00 m	104,9 kg
2	10	115	1,30 m	92,0 kg
3	10	55	2,10 m	71,3 kg

Bild A- 3 Konstruktionszeichnung P-03

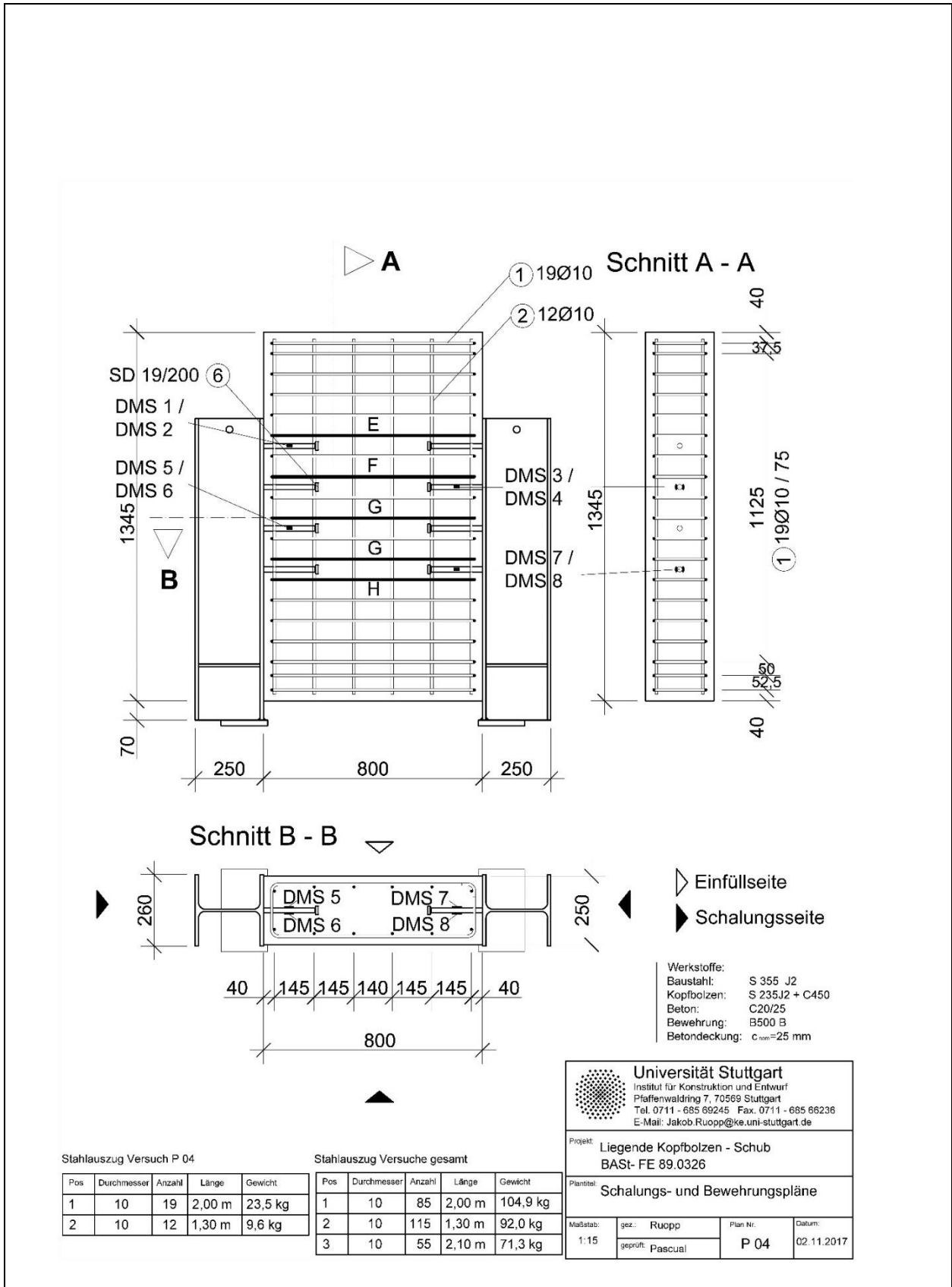


Bild A- 4 Konstruktionszeichnung P-04

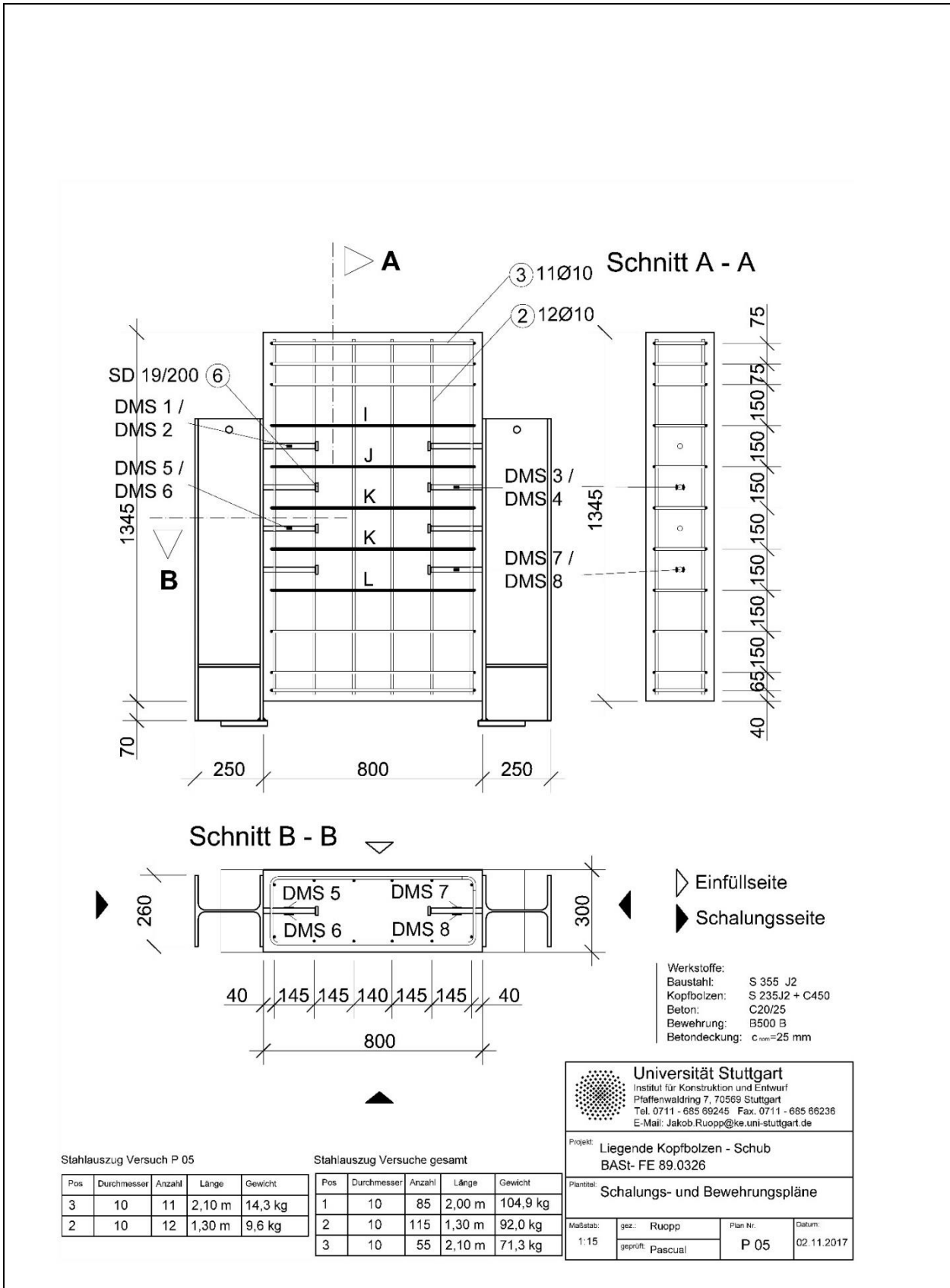
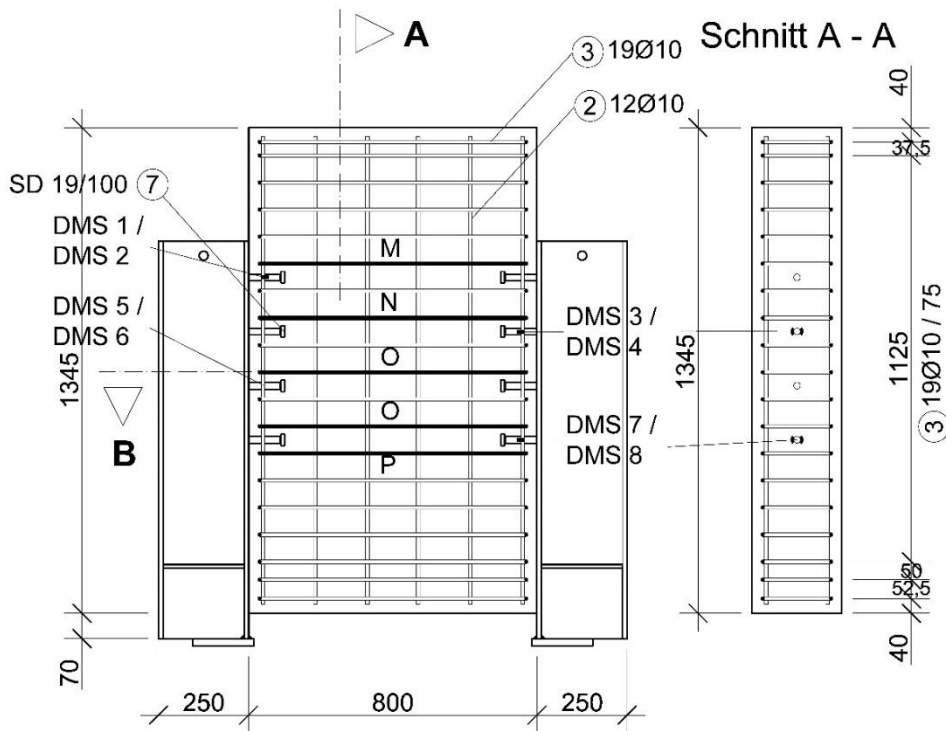
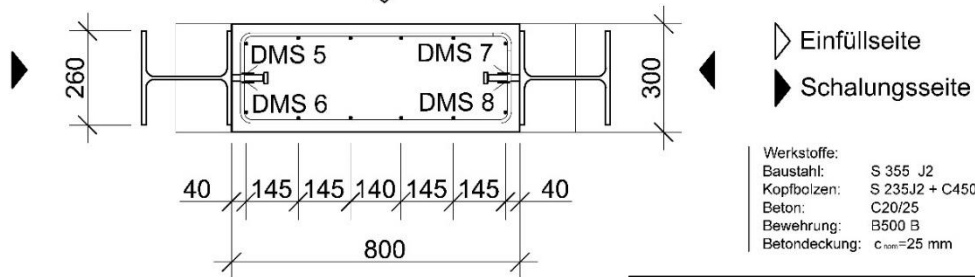


Bild A- 5 Konstruktionszeichnung P-05



Schnitt B - B



Werkstoffe:
 Baustahl: S 355 J2
 Kopfholzen: S 235J2 + C450
 Beton: C20/25
 Bewehrung: B500 B
 Betondeckung: $c_{nom}=25$ mm

Universität Stuttgart
 Institut für Konstruktion und Entwurf
 Pfaffenwaldring 7, 70569 Stuttgart
 Tel. 0711 - 685 69245 Fax. 0711 - 685 66236
 E-Mail: Jakob.Ruopp@ke.uni-stuttgart.de

Projekt: Liegende Kopfbolzen - Schub
 BAST- FE 89.0326

Plantitel: Schalungs- und Bewehrungspläne

Maßstab: 1:15	gez.: Ruopp geprüft: Pascual	Plan Nr.: P 07	Datum: 02.11.2017
---------------	---------------------------------	----------------	-------------------

Stahlauszug Versuch P 07

Pos	Durchmesser	Anzahl	Länge	Gewicht
3	10	19	2,10 m	24,6 kg
2	10	12	1,30 m	9,6 kg

Stahlauszug Versuche gesamt

Pos	Durchmesser	Anzahl	Länge	Gewicht
1	10	85	2,00 m	104,9 kg
2	10	115	1,30 m	92,0 kg
3	10	55	2,10 m	71,3 kg

Bild A- 7 Konstruktionszeichnung P-07

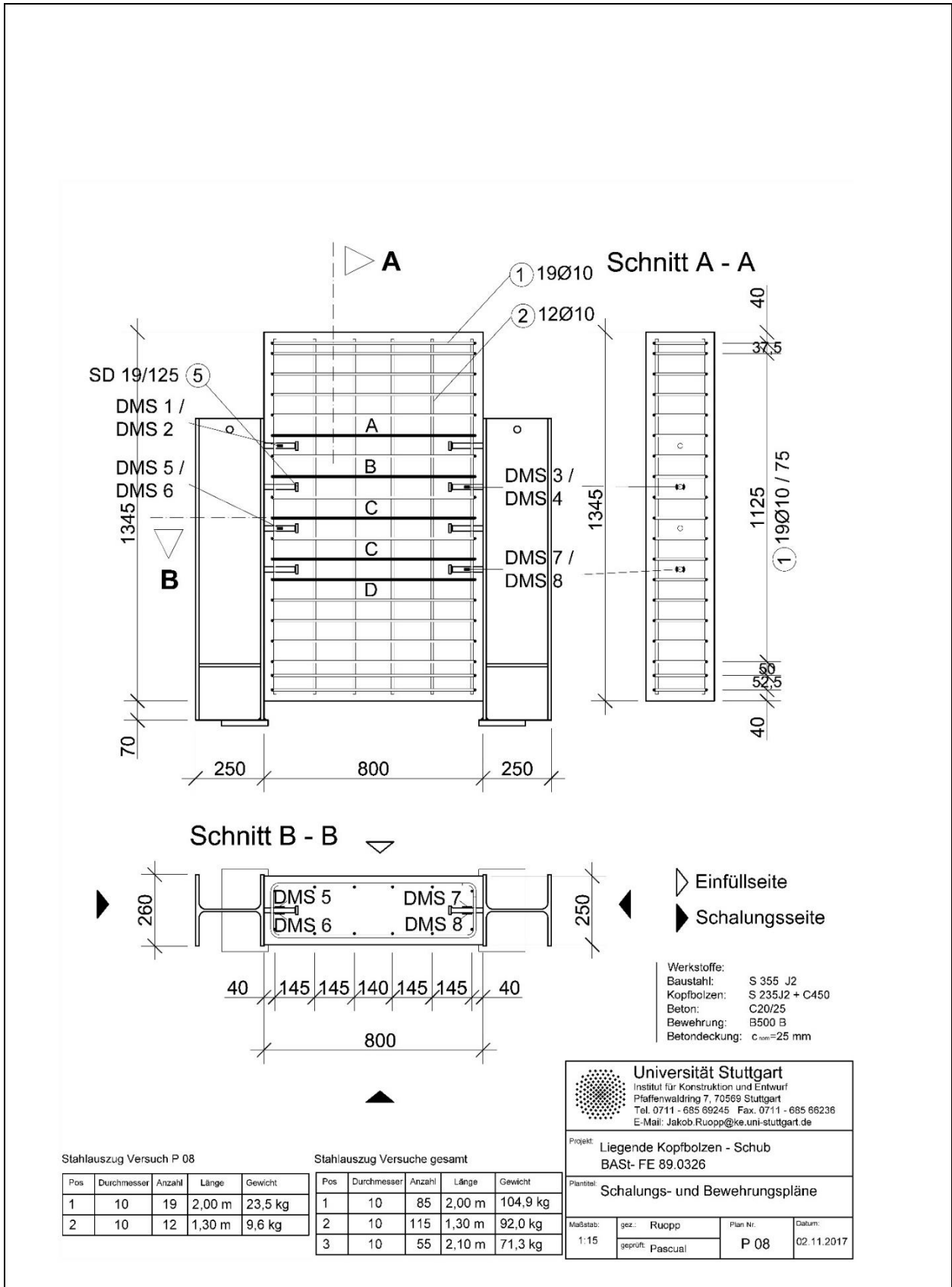


Bild A- 8 Konstruktionszeichnung P-08

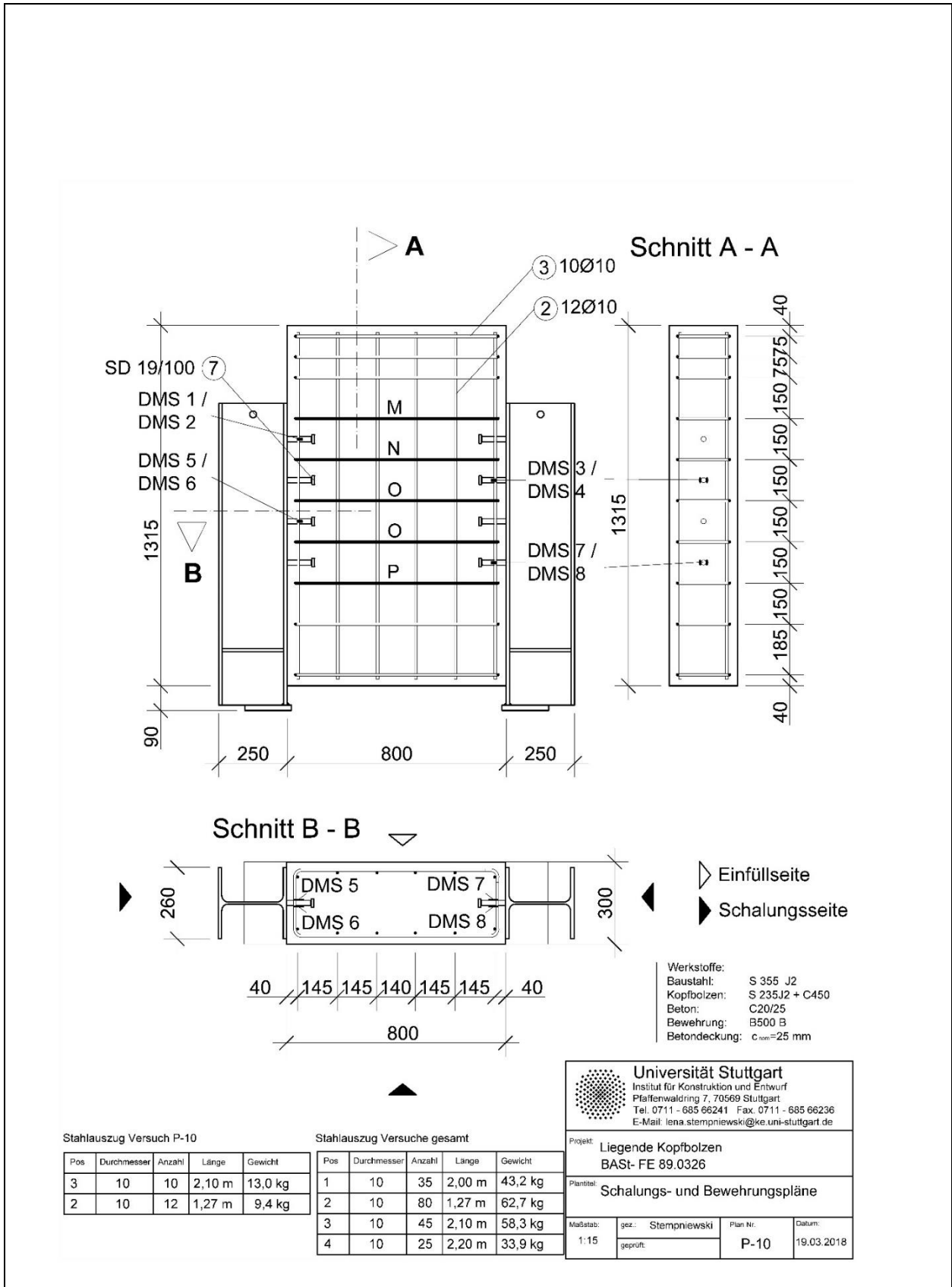


Bild A- 10 Konstruktionszeichnung P-10

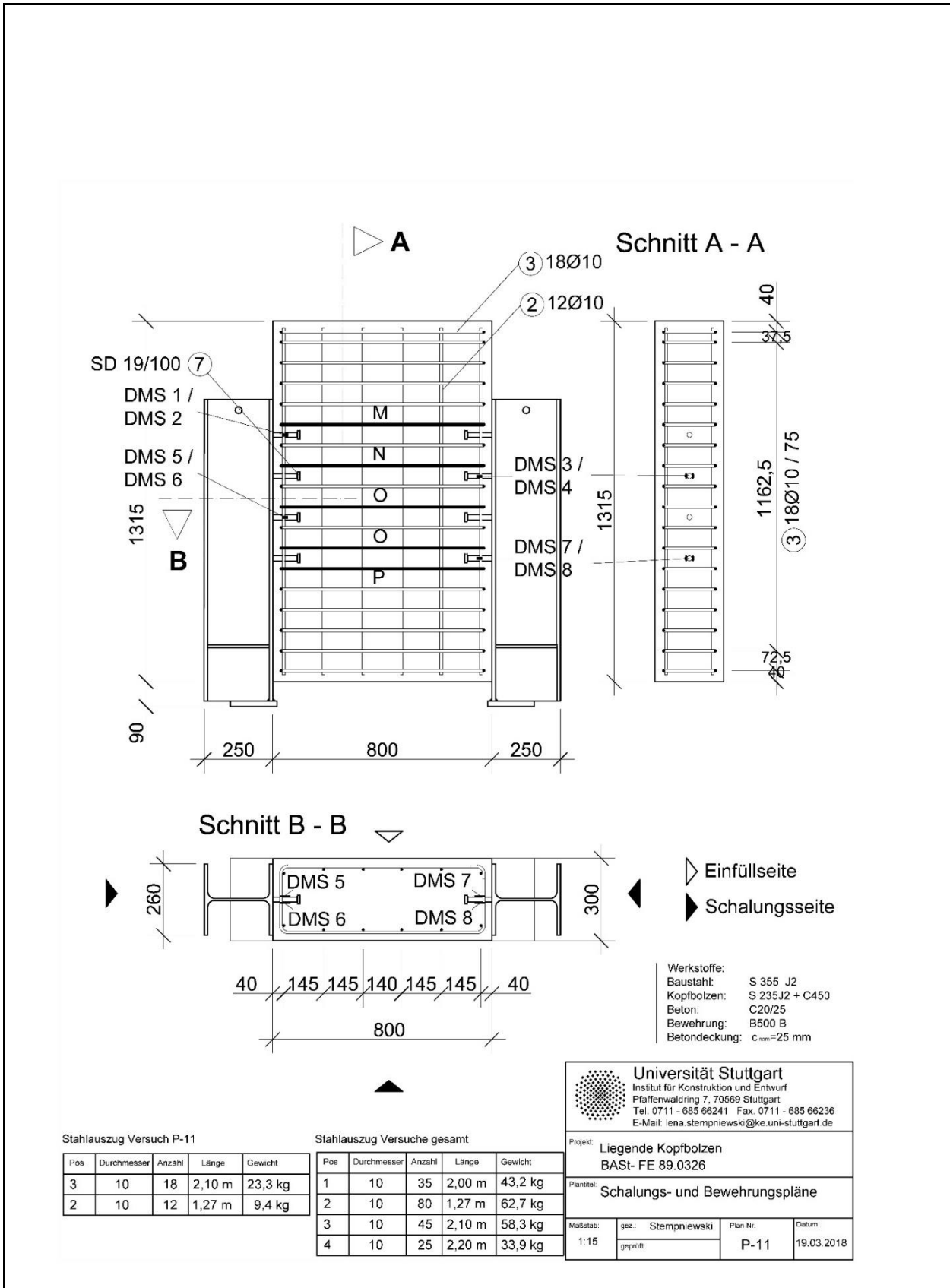


Bild A- 11 Konstruktionszeichnung P-11

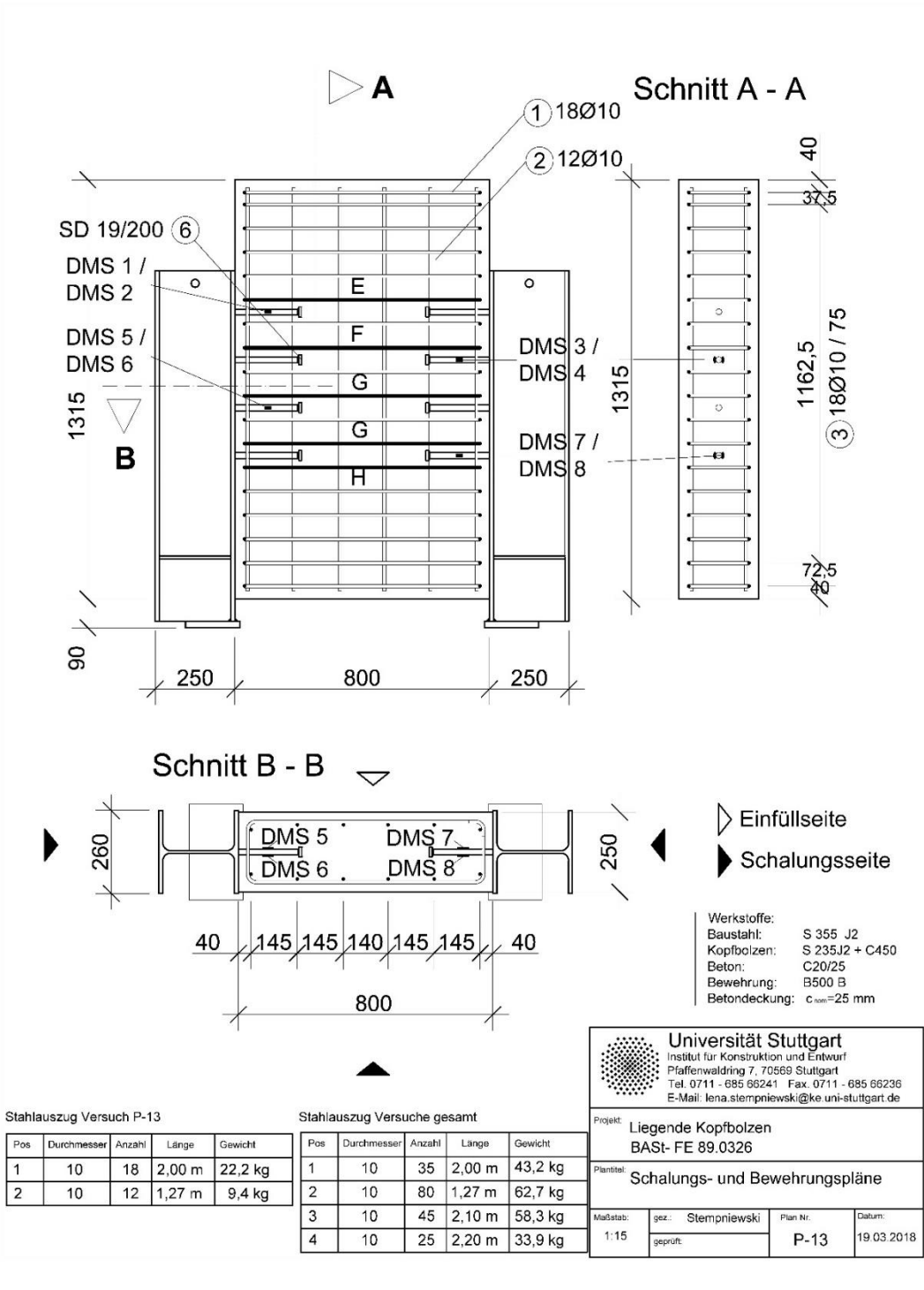


Bild A- 13 Konstruktionszeichnung P-13

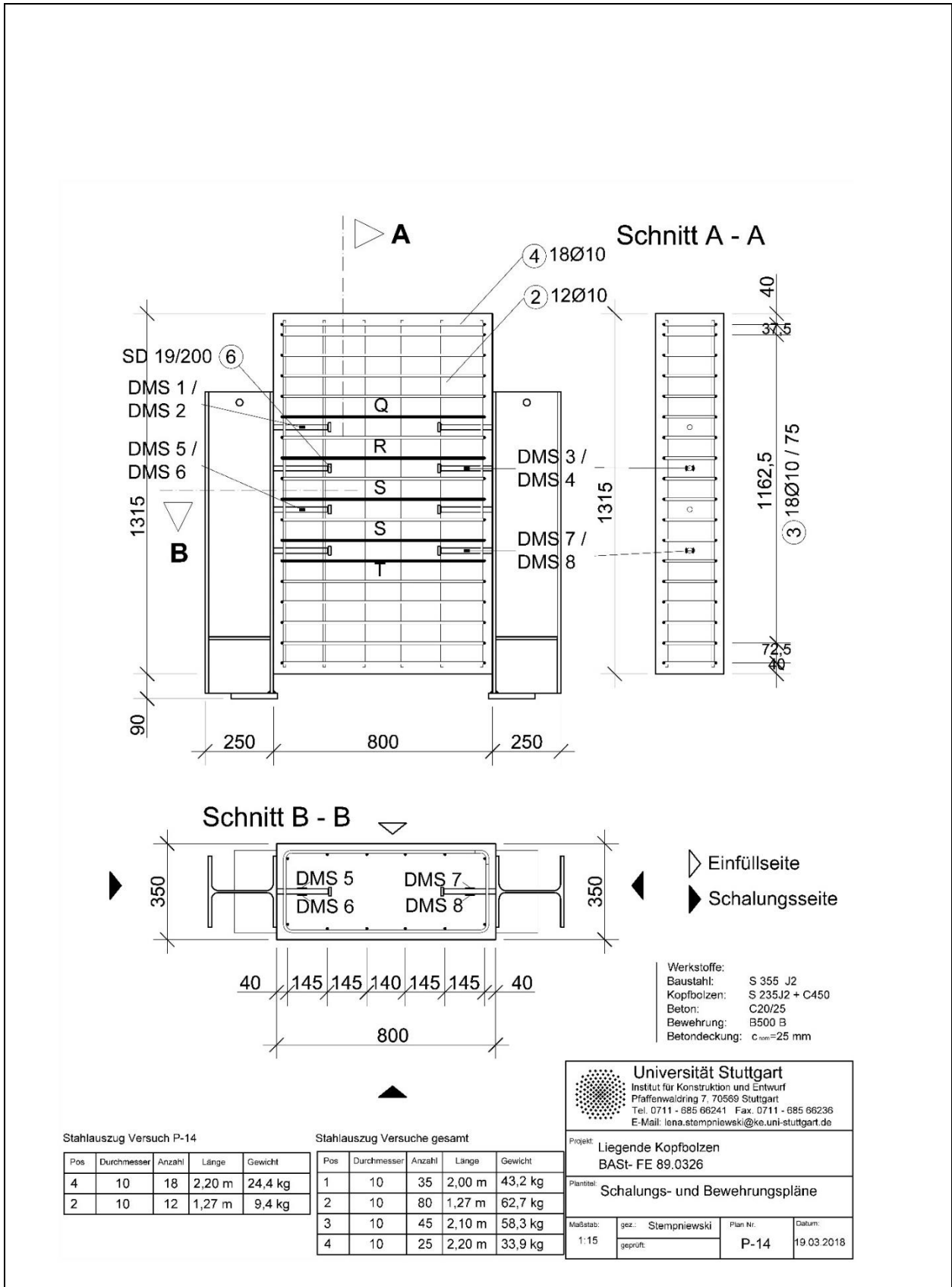
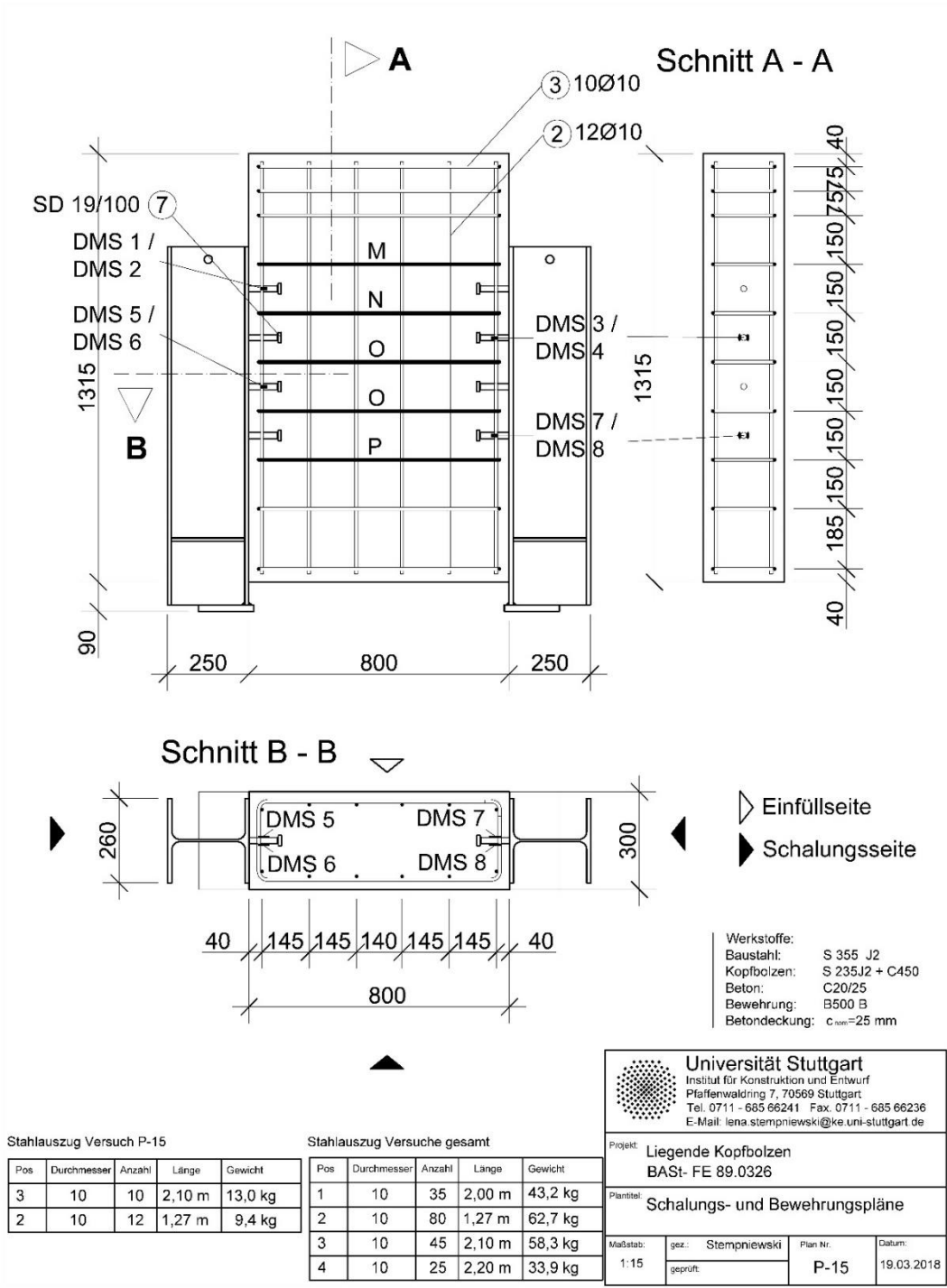


Bild A- 14 Konstruktionszeichnung P-14



Stahlauszug Versuch P-15

Pos	Durchmesser	Anzahl	Länge	Gewicht
3	10	10	2,10 m	13,0 kg
2	10	12	1,27 m	9,4 kg

Stahlauszug Versuche gesamt

Pos	Durchmesser	Anzahl	Länge	Gewicht
1	10	35	2,00 m	43,2 kg
2	10	80	1,27 m	62,7 kg
3	10	45	2,10 m	58,3 kg
4	10	25	2,20 m	33,9 kg


Universität Stuttgart
 Institut für Konstruktion und Entwurf
 Pfaffenwaldring 7, 70569 Stuttgart
 Tel. 0711 - 685 66241 Fax. 0711 - 685 66236
 E-Mail: lena.stempniewski@ke.uni-stuttgart.de

Projekt: **Liegende Kopfbolzen**
BAS- FE 89.0326

Planziel: **Schalungs- und Bewehrungspläne**

Maßstab:	gez.: Stempniewski	Plan Nr.:	Datum:
1:15	geprüft:	P-15	19.03.2018

Bild A- 15 Konstruktionszeichnung P-15

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

Gehrlein, 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.

B 149: Untersuchungen zum Einfluss von Modellparametern auf die Lebensdauerprognose für Brückenbauwerke

Keßler, Gehlen € 16,00

B 150: Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand – erweiterte Bemessungsansätze

Hegger, Herbrand, Adam, Maurer, Gleich, Stuppak, Fischer, Schramm, Scheufler, Zilch, Tecusan
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 151: Verfahren und Modelle zur Quantifizierung der Zuverlässigkeit von dauerüberwachten Bestandsbrücken

Ralbovsky, Prammer, Lachinger, Vorwagner
In Vorbereitung

B 152: Bemessung von Kopfbolzendübeln in Randlege unter Vermeidung eines Versagens infolge Herausziehens

Kuhlmann, Stempniewski
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.

